

CENTRO AGRONÓMICO TROPICAL DE INVESTIGACIÓN Y ENSEÑANZA  
(CATIE)

PROGRAMA DE ENSEÑANZA

ÁREA DE POSGRADO

ANÁLISIS DE LAS INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL RÍO TUIS MEDIANTE LA  
MODELACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DE EVENTOS MÁXIMOS

Tesis sometida a la consideración del Comité Técnico de Posgrado y Capacitación del Programa de Enseñanza en Ciencias Agrícolas y Recursos Naturales del Centro Agronómico Tropical de Investigación y Enseñanza, para optar al grado de:

MAGISTER SCIENTIAE

Por

✓  
Leoncio Nestor Madrigal Obando

Turrialba, Costa Rica

1995

Esta tesis ha sido aceptada, en su presente forma, por la jefatura del Area de Postgrado en Ciencias Agrícolas y de los Recursos Naturales del CATIE y aprobada por el Comité Asesor del estudiante como requisito parcial para optar al grado de:

MAGISTER SCIENTIAE

FIRMANTES

Hernán Solís, Ph.D  
Profesor Consejero

Jorge Faustino, Ph.D  
Miembro del Comité

Nathalie Beaulieu, M.Sc  
Miembro del Comité

Francisco Jiménez, Ph.D  
Miembro del Comité

Juan A. Aguirre, Ph.D  
Jefe, Area de Postgrado

Pedro Ferreira, Ph.D  
Director, Programa de Enseñanza

Leoncio Nestor Macrugal Obando  
Candidato

DEDICATORIA

A Tamara Mercedes Zepeda Madrigal

## AGRADECIMIENTOS

El autor expresa su especial gratitud al Consejero, Dr. Hernán Solís y Comité Asesor de Tesis: Dr. Jorge Faustino, Dr. Francisco Jiménez y M.Sc. Nathalie Beaulieu; por su valiosa colaboración en la guía, conducción y término de este trabajo.

Al cuerpo de profesores y al Centro Agronómico Tropical de Investigación y Enseñanza porque le permitieron ampliar su formación profesional.

Al personal del Departamento de Topografía, Meteorología e Hidrología del Instituto Costarricense de Electricidad por su cooperación durante el desarrollo de esta investigación.

Al personal del Sistema de Información Geográfica (SIG) del CATIE, a través de Gregorio Leclerc y Sergio Velásquez por su valiosa asesoría.

A France Lamy por su apoyo en SIG.

A Emilce Chavarría por su apoyo en la transcripción mecanográfica.

## BIOGRAFIA

El autor nació en León, Nicaragua en 1958. Realizó sus estudios primarios en el Colegio Crisanto Sacasa de León, (1967 a 1971). Sus estudios secundarios los realizó en el Instituto Politécnico La Salle (1972-1974) y en el Instituto Miguel Larreynaga (1975-1976) de la ciudad de León. Durante los años 1981-1982 realizó estudios básicos del programa de Ingeniería Agronómica en la Universidad Nacional Agraria de Managua. De 1982 a 1986 realizó, en la Universidad Autónoma Chapingo, México, los estudios correspondientes al pensum de Ingeniería Agronómica con especialidad en Irrigación. Durante el período 1986-1988 trabajó como docente en la Universidad Nacional Agraria.

En 1992 se desempeñó en el cargo de analista de Sistemas dentro del proyecto de Agrometeorología del Instituto Nicaragüense de Estudios del Territorio (INETER). En 1993 ingresó al Programa de estudios de Posgrado del CATIE, dentro del área de Manejo de Cuencas Hidrográficas.

## CONTENIDO

	PAGINA
RESUMEN	xiii
SUMMARY	xv
LISTA DE CUADROS	xvii
LISTA DE FIGURAS	xxiv
LISTA DE PLANOS	xxxiii
1. INTRODUCCION	1
2. REVISION DE LITERATURA	4
2.1 Concepto de sistema hidrológico	4
2.1.1 Concepto de modelo como un sistema hidrológico	7
2.2 Métodos de predicción de valores máximos	8
2.3 Modelos determinísticos	9
2.3.1 Modelos de parámetros distribuidos	11
2.3.2 Modelos de parámetros agrupados	12
2.3.3 Tipo de régimen de flujo en los modelos	15
2.3.4 Modelos conceptuales	17
2.3.5 Modelos de eventos	19
2.3.6 Modelos continuos	20
2.4 Modelos hidrológicos disponibles	20
2.5 Utilidad de los modelos hidrológicos	21
2.6 Criterios de selección de modelos hidrológicos	24
2.7 Calibración y verificación de los modelos hidrológicos	25
2.7.1 Calibración	25
2.7.2 Verificación	30
2.8 Simulación de hidrogramas y predicción de niveles de agua	30
2.9 Estudios realizados en la cuenca del río Tuis	39
3. MATERIALES Y METODOLOGIA	46
3.1 Descripción de la cuenca	46
3.1.1 Localización	46
3.1.2 Geología	46
3.1.3 Suelos	48
3.1.4 Relieve	48
3.1.5 Precipitación y temperatura	49

3.1.6 Zonas de vida	49
3.2 Materiales y equipo	50
3.2.1 Cartografía	50
3.2.2 Pluviometría	50
3.2.3 Hidrometría	51
3.2.4 Sistemas de información geográfica (SIG)	51
3.2.5 Hoja electrónica	51
3.2.6 Programas de cómputo electrónico	51
-Programa "PLUVIOG. MCD"	51
-Programa "FLUVIOG.MCD"	51
-Programa "TLAG.PAS"	52
-Programa "YNORMAL.BAS"	52
-Programa "CONVERT"	52
3.2.7 El HEC-1	52
-Aspectos generales	52
-Escurrimiento	53
-Tránsito de hidrogramas	56
-Combinación de hidrogramas	57
-Simulación del proceso precipitación escorrentía	57
-Supuestos y limitaciones	58
-Requerimientos de cómputo	58
-Información de entrada	58
-Estructura de los archivos de datos de entrada	59
-Registros utilizados	60
3.2.8 El HEC-2	62
-Aspectos generales	62
-Bases teóricas	63
-Supuestos y limitaciones	63
-Consideraciones y aplicaciones	63
-Información de entrada	63
-Régimen del flujo	63
-Elevación inicial del agua	64
-Coeficientes de pérdidas	64
-Geometría de los cauces	64
-Información de salida	64
-Requerimientos de cómputo	65

3.3 Metodología	65
3.3.1 Calibración del modelo hidrológico HEC-1	65
3.3.1.1 Preparación del archivo de calibración	65
-Selección de la cuenca de Pejibaye	65
-Ubicación de las estaciones, delimitación de cuencas y determinación de áreas	66
-Selección de eventos	67
-Distribución espacial de la lluvia	68
-Distribución temporal de la lluvia	69
-Hidrogramas	70
-Hietogramas	71
-Precipitación diaria	71
-Intervalo de tiempo para datos de entrada y de salida	71
-Número de ordenadas de hidrogramas calculados	71
-Parámetros de calibración	72
-Llenado del archivo de datos para la calibración	76
3.3.1.2 Estrategia de calibración del HEC-1	76
-Calibración automática	76
-Calibración manual	77
3.3.1.3 Regionalización de parámetros de pérdidas	77
3.3.2 Modelación hidrológica	78
3.3.2.1 Preparación del archivo de entrada	78
-Selección del período de retorno	78
-Predicción estadística de lluvia y caudales	79
-Delimitación de subcuencas, obtención de áreas y longitud de cauces	81
-Distribución espacial de la lluvia	82
-Distribución temporal de la lluvia	83
-Selección de la tormenta de diseño	83
-Hietograma de diseño	83

-Tránsito de avenidas	83
-Parámetros de pérdidas del flujo base, del hidrograma unitario y de Muskingum	84
-Conformación del archivo	87
3.3.2.2 Modelación hidrológica de la cuenca del río Tuis.	87
3.3.3 Modelación hidráulica	88
3.3.3.1 Preparación del archivo de entrada	88
-Régimen del flujo y elevación inicial del agua	88
-Coeficientes de pérdidas	89
-Geometría de los cauces	89
-Conformación del archivo	90
3.3.3.2 Modelación hidráulica de cauces del río Tuis	90
4. RESULTADOS Y DISCUSION	92
4.1 Resultados	92
4.1.1 Calibración del modelo hidrológico	92
4.1.1.1 Eventos seleccionados y calibrados	92
4.1.1.2 Areas de cuencas	93
4.1.1.3 Pesos de Thiessen	93
4.1.1.4 Distribución temporal	95
4.1.1.5 Hietogramas de calibración	95
4.1.1.6 Hietogramas medio	101
4.1.1.7 Hidrogramas observados	107
4.1.1.8 Parámetros iniciales	138
4.1.1.9 Intervalo de tiempo para datos de entrada y de salida	148
4.1.1.10 Parámetros finales y estadísticos de calibración del HEC-1	148
4.1.2 Modelación hidrológica	162
4.1.2.1 Información del archivo de entrada	162
4.1.2.1.1 Parámetros de pérdidas regionalizados	162

4.1.2.1.2	Período de retorno	162
4.1.2.1.3	Predicción estadística de lluvia y caudales	162
4.1.2.1.4	Subcuencas, áreas, centroides y longitud de cauces	181
4.1.2.1.5	Distribución espacial de la lluvia	181
	-Pesos de Thiessen	181
4.1.2.1.6	Distribución temporal de la lluvia	182
	-Peso de Thiessen	182
	-Tormentas analizadas	182
	-Tormenta de diseño	183
4.1.2.1.7	Intervalo de tiempo para datos de entrada y de salida	187
4.1.2.1.8	Parámetro TLAG	187
4.1.2.1.9	Parámetros del flujo base	188
	-STRTO	188
	-QRCSN	189
	-RTIOR	189
4.1.2.1.10	Esquema de la modelación hidrológica	189
4.1.2.1.11	Area, longitud y caudal inicial por sectores	192
4.1.2.1.12	Parámetros de Muskingum	192
	-Parámetro inicial AMSKK	192
	-Parámetro final AMSKK	193
	-Parámetro X	194
	-Parámetro NSTPS	194
4.1.2.2	Modelación hidrológica de la cuenca del río Tuis	194
4.1.3	Modelación hidráulica	199
4.1.3.1	Información del archivo de entrada	199
	-Régimen del flujo y elevación inicial	199
	-Coeficientes de pérdidas	200
	-Archivos de entrada	201

4.1.3.2 Modelación hidráulica de cauces del río Tuis	201
-Quebrada La Leona	201
-Quebrada La Gata	210
-Quebrada La Danta	237
4.2 Discusión	246
4.2.1 Calibración del modelo hidrológico	246
-Evaluación de los eventos de calibración	246
-Errores posibles atribuibles en la falta de ajuste de los hidrogramas	249
4.2.2 Modelación hidrológica	252
-Evaluación del modelo hidrológico	252
-Regionalización de IA y CN	253
-Tormenta de diseño	254
-Período de retorno	254
-Intervalo de tiempo	255
4.2.3 Modelación hidráulica	255
-Quebrada La Leona	255
-Quebrada La Gata	256
-Quebrada La Danta	258
5. CONCLUSIONES	260
6. RECOMENDACIONES	262
7. BIBLIOGRAFIA	265
8. APENDICES	276
8.1 Características geomorfológicas de las cuencas de Tuis y Pejibaye	277
8.2 Archivo de calibración ORIE1I.DAT con su respectiva salida (resumen)	288
8.3 Archivo de calibración ORIE2G.DAT con su respectiva salida (resumen)	290
8.4 Archivo de calibración ORIE3L.DAT con su respectiva salida (resumen)	292

8.5	Archivo de calibración ORIE5H.DAT con su respectiva salida (resumen)	294
8.6	Archivo de calibración ORIE7.DAT con su respectiva salida (resumen)	296
8.7	Archivo de calibración ORIE8D.DAT con su respectiva salida (resumen)	298
8.8	Archivo de calibración TUIS7G.DAT con su respectiva salida (resumen)	300
8.9	Archivo de simulación hidrológica TUIS8B1.DAT	302
8.10	Archivo de simulación hidrológica TUIS8C1.DAT	307
8.11	Archivo de simulación hidrológica TUIS8D1.DAT	312
8.12	Archivo de simulación hidrológica TUIS8E1.DAT	317
8.13	Archivo de simulación hidráulica HHLEONA1.DAT	322
8.14	Archivo de simulación hidráulica HHGAT1.DAT	324
8.15	Archivos de simulación hidráulica HHIGATA7.DAT y HHIGATA8.DAT	326
8.16	Archivo de simulación hidráulica HHDAN2C.DAT	330
9.	ANEXO	337
9.1	Modelación hidráulica de la Quebrada La Gata para un período de retorno de 1.282 y 4.23 años	338
9.2	Archivo de simulación hidráulica HHGAT5.DAT	366
9.3	Archivo de simulación hidráulica HHGAT9.DAT	369

MADRIGAL OBANDO, L.N. 1995. Análisis de las inundaciones en la cuenca del río Tuis mediante la modelación hidrológica e hidráulica de eventos máximos. Costa Rica. Tesis Mag. Sc. Turrialba, C.R. 374 p.

## RESUMEN

En este trabajo se analiza la problemática de las inundaciones en la cuenca del río Tuis mediante la aplicación del modelo hidrológico HEC-1 y el modelo hidráulico HEC-2 en condiciones de información limitada.

La calibración de la cuenca del río Tuis no es posible debido a la insuficiencia de datos. Con el fin de solventar esta deficiencia se utilizó una estrategia de regionalización. El HEC-1 fue primeramente calibrado en la cuenca del río Pejibaye debido a que dispone de suficiente información hidrometeorológica. En esta fase, los parámetros obtenidos de la calibración fueron transferidos a la cuenca vecina, río Tuis. Respecto a los parámetros de pérdidas, abstracción inicial (IA) y número de curva (CN) de Pejibaye, éstos fueron promediados con los reportados en estudios previos en la cuenca del río Turrialba, y sus valores finales se aplicaron a la cuenca del río Tuis. Los parámetros promedios finales IA y CN se consideran representativos de la región del trópico húmedo en donde se localizan las tres cuencas.

Una vez calibrado el HEC-1 se realiza la modelación hidrológica en cada una de las subcuencas del río Tuis utilizando para ello los datos fisiográficos, una tormenta representativa de los eventos de calibración de la cuenca del río Pejibaye como patrón de distribución temporal y los datos de precipitación diaria obtenidos para un período de retorno de 25 años. Los caudales simulados inicialmente se compararon con el obtenido por el método Gumbel para el punto donde se localiza el fluviógrafo La Suiza. Se obtuvo un buen ajuste entre ambos caudales, por lo que el caudal modelado en las subcuencas se considera confiable.

La tercera y última fase del estudio fue la modelación hidráulica de las quebradas La Gata, La Danta y La Leona del río Tuis, utilizando para ello los caudales pico simulados por el HEC-1, los datos topográficos levantados por el ICE y los coeficientes de pérdidas de energía reportados

por la literatura. Se constata la capacidad hidráulica limitada de la quebrada La Gata, por lo que se hacen las simulaciones respectivas mediante mejoras sucesivas hasta obtener los datos geométricos que hacen posible el transporte seguro del caudal de diseño. Respecto a las quebradas La Danta y La Leona, el caudal de diseño se conduce en forma segura, sin embargo se hace necesaria la protección de sus riveras debido a las altas velocidades del flujo.

Palabras claves: Modelación hidrológica (HEC-1), modelación hidráulica (HEC-2), parámetros de calibración, regionalización de parámetros de pérdidas, predicción estadística Gumbel, información limitada; cuencas: Tuis, Pejibaye, y Turrialba; mejoras de cauces inundables

MADRIGAL OBANDO, L.N. 1995. Análisis de las inundaciones en la cuenca del río Tuis mediante la modelación hidrológica e hidráulica de eventos máximos. Costa Rica. Tesis Mag. Sc. Turrialba, C.R. 374 p.

#### SUMMARY

This work analyses the problem of floodprone rivers of the Tuis watershed using the HEC-1 and HEC 2 hydrologic models under conditions of limited information.

The calibration of the Tuis watershed could not be achieved directly due to limited data records. In order to overcome this deficiency, a regionalization strategy was used. HEC-1 was first calibrated on the Pejibaye watershed, which has sufficient hydrometeorological information. Afterwards, the calibrated parameters were transferred to the neighboring Tuis watershed. In regard to loss parameters, the initial abstraction (IA) and curve number (CN) values obtained from Pejibaye watershed were averaged with parameters derived from a nearby Turrialba watershed model before being applied to the Tuis watershed. These parameters were considered representative for the tropical humid region in which all three of the watersheds are located.

Once HEC-1 was calibrated the Tuis watershed was modeled using the physiographical data and a representative storm from Pejibaye watershed as the temporal distribution pattern and the precipitation daily data obtained with Gumbel method for a 25 years return period. The simulated flows were compared with the projected flows with Gumbel method for the La Suiza streamflow gauge. A satisfactory adjustment between flows was obtained, so that simulated flows in the sub-watersheds are considered reliable.

The third and final phase of this work was the hydraulic modeling of the Gata, Danta, and Leona rivers from the Tuis watershed using the design flows simulated by HEC-1, topographical data obtained by ICE and loss coefficient energy from literature. The results show that the Gata river is insufficient to transport the design flow. For this reason improvements in Gata channel were proposed to obtain adequate geometric conditions to make possible the safe transport of peak flow. In regard to the Danta and Leona

rivers, the design flows are considered transported safely. However, protection of the dikes are necessary because of high velocity flow, which could lead to bank instability.

Key terms: Hydrologic and hydraulic simulation (HEC-1, HEC-2), calibration parameters, regionalization of loss parameters, Gumbel's statistical prediction, limited information; Tuis, Pejibaye and Turrialba watersheds; improvement of channels of floodprone rivers.

## LISTA DE CUADROS

Cuadro 1. Modelos hidrológicos disponibles	22
Cuadro 2. Características de las estaciones climáticas de las cuencas del río Tuis y Pejibaye	67
Cuadro 3a. Eventos seleccionados y eventos calibrados en la cuenca de Oriente	92
Cuadro 3b. Eventos seleccionados y eventos calibrados en la cuenca de La Suiza	93
Cuadro 4a. Pesos de Thiessen para la cuenca de Oriente (Evento: 27-jul-79)	94
Cuadro 4b. Pesos de Thiessen para la cuenca de Oriente (eventos restantes)	94
Cuadro 4c. Pesos de Thiessen para el evento del 1-jul-91 (La Suiza)	95
Cuadro 5a. Hietogramas de calibración. Estación pluviográfica: Oriente, Pejibaye	96
Cuadro 5b. Hietograma de calibración. Estación La Suiza 1-jul-91.	99
Cuadro 6a. Hietogramas medio. Cuenca de Oriente (Pejibaye)	101
Cuadro 6b. Hietograma medio. Cuenca La Suiza. Evento del 1-jul-91	105
Cuadro 7. Hidrograma observado. Estación: La Suiza (Tuis) 1-jul-91	107

Cuadro 8a. Hidrograma observado. Estación: Oriente (Pejibaye) 27-jul-79	110
Cuadro 8b. Hidrograma observado. Estación: Oriente (Pejibaye) 21-set-82	115
Cuadro 8c. Hidrograma observado. Estación: Oriente (Pejibaye) 4-jul-84	117
Cuadro 8d. Hidrograma observado. Estación: Oriente (Pejibaye) 27-set-86	120
Cuadro 8e. Hidrograma observado. Estación: Oriente (Pejibaye) 23-set-86	125
Cuadro 8f. Hidrograma observado. Estación: Oriente (Pejibaye) 16-jun-89	128
Cuadro 9. Parámetros del flujo base, cuenca de Oriente	138
Cuadro 10. Obtención del tiempo de desfase (La Suiza). Fecha del evento: 1-jul-91	139
Cuadro 11. Parámetro TLAG, cuenca de Oriente	140
Cuadro 12a. Obtención del tiempo de desfase (Oriente). Fecha del evento: 27-jul-79	141
Cuadro 12b. Obtención del tiempo de desfase (Oriente). Fecha del evento: 21-set-82	142
Cuadro 12c. Obtención del tiempo de desfase (Oriente). Fecha del evento: 4-jul-84	143
Cuadro 12d. Obtención del tiempo de desfase (Oriente). Fecha del evento: 27-set-86	144

Cuadro 12e. Obtención del tiempo de desfase (Oriente) Fecha del evento: 23-set-88	145
Cuadro 12f. Obtención del tiempo de desfase (Oriente) Fecha del evento: 16-jun-89	146
Cuadro 13a. Parámetros resultantes de los eventos calibrados (Oriente)	149
Cuadro 13b. Resultados estadísticos de la calibración (Oriente)	150
Cuadro 14a. Hidrogramas observados y calculados. Estación fluviográfica: Oriente	151
Cuadro 15a. Parámetros resultantes del evento de calibración (La Suiza)	158
Cuadro 15b. Resultados estadísticos del evento de calibración (La Suiza)	158
Cuadro 15c. Hidrograma observado y calculado. Estación fluviográfica: La Suiza (1-jul-91)	158
Cuadro 16. Lluvia máxima para un período de retorno de 25 años, cuenca del río Tuis	162
Cuadro 17a. Predicción de caudales mediante el método Gumbel. Estación: La Suiza	163
Cuadro 17b. Predicción de lluvia mediante el método Gumbel. Estación: Platanillo	164
Cuadro 17c. Predicción de lluvia mediante el método Gumbel. Estación: CATIE	165
Cuadro 17d. Predicción de lluvia mediante el método Gumbel. Estación: La Suiza	166

Cuadro 17e. Predicción de lluvia mediante el método Gumbel Estación: Cuencas	167
Cuadro 17f. Predicción de lluvia mediante el método Gumbel. Estación: Pavones	168
Cuadro 18a. Predicción de caudales y bandas de confianza al 90%. Estación fluviográfica: La Suiza	169
Cuadro 18b. Predicción de lluvia y bandas de confianza al 90%. Estación: Platanillo	170
Cuadro 18c. Predicción de lluvia y bandas de confianza al 90%. Estación: CATIE	171
Cuadro 18d. Predicción de lluvia y bandas de confianza al 90%. Estación: La Suiza	172
Cuadro 18e. Predicción de lluvias y bandas de confianza al 90%. Estación: Cuencas	173
Cuadro 18f. Predicción de lluvia y bandas de confianza al 90%. Estación: Pavones	174
Cuadro 19. Subcuencas, áreas, centroides y longitud de cauces	181
Cuadro 20. Pesos de Thiessen por subcuencas	182
Cuadro 21. Distribución temporal de la lluvia para seis eventos de calibración en la cuenca de Oriente, Pejibaye	183
Cuadro 22a. TLAG por subcuencas del río Tuis	187
Cuadro 22b. Cociente STRTQ por unidad de área. Cuenca: Oriente, Pejibaye	188
Cuadro 22c. STRTQ por subcuencas del río Tuis	188

Cuadro 22d. Cociente QRCSN/Qpico por eventos de calibración. Cuenca: Oriente, Pejibaye	189
Cuadro 23. Area de drenaje, longitud y caudal inicial por sectores.	192
Cuadro 24a. Tiempo inicial de viaje de la onda cinemática por sectores.	193
Cuadro 24b. Tiempo final de viaje de la onda cinemática por sectores.	193
Cuadro 24c. Parámetro NSTPS	194
Cuadro 25a. Resultados previos de la simulación hidrológica (Archivo TUIS8B1.DAT)	195
Cuadro 25b. Resultados previos de la simulación hidrológica (Archivo TUIS8C1.DAT)	196
Cuadro 25c. Penúltimos resultados de la simulación hidrológica (Archivo TUIS8D1.DAT)	197
Cuadro 25d. Resultados finales de la simulación hidrológica (Archivo TUIS8E1.DAT)	198
Cuadro 26. Resultados de la modelación hidráulica de la quebrada La Leona. (Archivo HHLEONA1.DAT)	201
Cuadro 27. Resultados de la modelación hidráulica de la quebrada La Gata. (Archivo HHGAT1.DAT)	210
Cuadro 28. Resultados de la modelación hidráulica de la quebrada La Gata. (Archivo HHIGAS.DAT)	223
Cuadro 29. Resultados de la modelación hidráulica de la quebrada La Danta. (Archivo HHDAN2C.DAT)	237

En el apéndice

Cuadro 1AP. Valores para la curva hipsométrica de la cuenca del río Tuis	278
Cuadro 2AP. Valores para la curva hipsométrica de la cuenca de Oriente, Pejibaye	279
Cuadro 3AP. Índice de pendiente de la cuenca del río Tuis	283
Cuadro 4AP. Índice de pendiente de la cuenca de Oriente, Pejibaye	284

En el anexo

Cuadro 1A. Resultados de la modelación de la quebrada La Gata para un período de retorno de 1.282 años. 339

Cuadro 2A. Resultados de la modelación de la quebrada La Gata para un período de retorno de 4.23 años 340

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Representación del sistema hidrológico global (Chow y otros, 1988)	5
Figura 2. Representación esquemática de la operación de un sistema	6
Figura 3. La cuenca como un sistema hidrológico	7
Figura 4. Clasificación de modelos hidrológicos determinísticos según su variación en el espacio y en el tiempo de los fenómenos hidrológicos	11
Figura 5. Representación geométrica de la altura media $\bar{d}$ de una función $f$	12
Figura 6. Representación de modelos determinísticos según el tipo de parámetros y el régimen de flujo en un canal (a) a (c). El grosor de los puntos indica la magnitud del flujo. El cambio en la entrada y salida del caudal se muestra en las líneas vertica- les con $x=0$ y $x=L$ . (Chow y otros, 1988)	18
Figura 7. Cuenca hidrográfica del río Tuis, recortada de las hojas topográficas Tucurrique y Pejibaye, originalmente a 1:50000	47
Figura 8. Simulación del escurrimiento: (a) componentes de una cuenca, (b) diagrama conceptual de los componentes	55
Figura 9. Obtención de parámetros del flujo base (evento del 13-06-85 Oriente, Pejibaye)	73
Figura 10. Hietogramas de calibración. Estación Oriente (Pejibaye)	98

Figura 11. Hietograma de calibración. Estación La Suiza (Tuis) 1-jul-91	100
Figura 12. Hietogramas medio. Cuenca de Oriente, Pejibaye	104
Figura 13. Hietograma medio. Cuenca La Suiza. Evento del 1-jul-91	106
Figura 14. Hidrograma observado. Estación: La Suiza (Tuis) 1-jul-91	109
Figura 15a. Hidrograma observado. Estación: Oriente (Pejibaye) 27-jul-79	132
Figura 15b. Hidrograma observado. Estación: Oriente (Pejibaye) 21-set-82	133
Figura 15c. Hidrograma observado. Estación: Oriente (Pejibaye) 4-jul-84	134
Figura 15d. Hidrograma observado. Estación: Oriente (Pejibaye) 27-set-86	135
Figura 15e. Hidrograma observado. Estación: Oriente (Pejibaye) 23-set-88	136
Figura 15f. Hidrograma observado. Estación: Oriente (Pejibaye) 16-jun-89	137
Figura 16. Hidrogramas observados y calculados. Estación fluviográfica: Oriente	157
Figura 17. Hidrograma observado y calculado. Estación fluviográfica: La Suiza. 1-jul-91	161
Figura 18a. Predicción de caudales y bandas de confianza al 90%. Estación fluviográfica: La Suiza	175

Figura 18b. Predicción de lluvia y bandas de confianza al 90%. Estación: Platanillo	176
Figura 18c. Predicción de lluvia y bandas de confianza al 90%. Estación: CATIE	177
Figura 18d. Predicción de lluvia y bandas de confianza al 90%. Estación: La Suiza	178
Figura 18e. Predicción de lluvia y bandas de confianza al 90%. Estación: Cuencas	179
Figura 18f. Predicción de lluvia y bandas de confianza al 90%. Estación: Pavones	180
Figura 19. Distribución temporal de la lluvia para seis eventos de calibración en la cuenca de Oriente, Pejibaye	184
Figura 20a. Tormenta del 27-set-86. Estación: Oriente, Pejibaye	185
Figura 20b. Tormenta del 27-jul-79. Estación: Oriente, Pejibaye	186
Figura 21a. Diagrama conceptual utilizado en la modelación hidro- lógica de la cuenca del río Tuis (1,2...,9= NQ de subcuencas, COM= combinación de hidrogramas, T= tránsito)	190
Figura 21b. Esquema de modelación hidrológica de la cuenca del río Tuis	191
Figura 22a. Perfil natural modelado de la quebrada La Leona, en régimen supercrítico y $Q=68.98 \text{ m}^3/\text{S}$	202
Figura 22b. Sección transversal natural #0 de la quebrada La Leona	203
Figura 22c. Sección transversal natural #211 de la quebrada La Leona	204

Figura 22d. Sección transversal natural #417 de la quebrada La Leona	205
Figura 22e. Sección Transversal natural #627 de la quebrada La Leona	206
Figura 22f. Sección transversal natural #633 de la quebrada La Leona	207
Figura 22g. Sección transversal natural #660 de la quebrada La Leona	208
Figura 22h. Sección transversal natural #676 de la quebrada La Leona	209
Figura 23a. Perfil natural modelado de la quebrada La Gata	211
Figura 23b. Sección transversal natural #496 de la quebrada La Gata	212
Figura 23c. Sección transversal natural #461 de la quebrada La Gata	213
Figura 23d. Sección transversal natural #406 de la quebrada La Gata	214
Figura 23e. Sección transversal natural #330 de la quebrada La Gata	215
Figura 23f. Sección transversal natural #301 de la quebrada La Gata	216
Figura 23g. Sección transversal natural #260 de la quebrada La Gata	217
Figura 23h. Sección transversal natural #175 de la quebrada La Gata.	218

Figura 23i. Sección transversal natural #167 de la quebrada La Gata	219
Figura 23j. Sección transversal natural #156 de la quebrada La Gata	220
Figura 23k. Sección transversal natural #92 de la quebrada La Gata	221
Figura 23l. Sección transversal natural #0 de la quebrada La Gata	222
Figura 24a. Perfil mejorado de la quebrada La Gata, en régimen subcrítico y $Q=20.67 \text{ m}^3/\text{S}$	225
Figura 24b. Sección transversal natural #496 de la quebrada La Gata	226
Figura 24c. Sección transversal mejorada #461 de la quebrada La Gata	227
Figura 24d. Sección transversal mejorada #406 de la quebrada La Gata	228
Figura 24e. Sección transversal mejorada #330 de la quebrada La Gata	229
Figura 24f. Sección transversal mejorada #301 de la quebrada La Gata	230
Figura 24g. Sección transversal mejorada #260 de la quebrada La Gata	231
Figura 24h. Sección transversal mejorada #175 de la quebrada La Gata	232

Figura 24i. Sección transversal mejorada #167 de la quebrada La Gata	233
Figura 24j. Sección transversal mejorada #156 de la quebrada La Gata	234
Figura 24k. Sección transversal mejorada #92 de la quebrada La Gata	235
Figura 24l. Sección transversal mejorada #0 de la quebrada La Gata	236
Figura 25a. Perfil natural modelado de la quebrada La Danta	238
Figura 25b. Sección transversal natural #0 de la quebrada La Danta	239
Figura 25c. Sección transversal natural #73 de la quebrada La Danta	240
Figura 25d. Sección transversal natural #245 de la quebrada La Danta	241
Figura 25e. Sección transversal natural #350 de la quebrada La Danta	242
Figura 25f. Sección transversal natural #417 de la quebrada La Danta	243
Figura 25g. Sección transversal natural #429 de la quebrada La Danta	244
Figura 25h. Sección transversal natural #448 de la quebrada La Danta	245

En el apéndice

Figura 1AP. Curva hipsométrica de la cuenca del río Tuis	280
Figura 2AP. Curva hipsométrica de la cuenca de Oriente, Pejibaye	281
Figura 3AP. Cuenca del río Tuis y cuenca del río Pejibaye. Costa Rica	332
Figura 4AP. Polígonos de Thiessen para el evento del 27-jul-79 Cuenca de Oriente, Pejibaye	333
Figura 5AP. Polígonos de Thiessen, cuenca de Oriente, Pejibaye (eventos restantes)	334
Figura 6AP. Polígonos de Thiessen para el evento del 1-jul-91 Cuenca La Suiza, Tuis	335
Figura 7AP. Polígonos de Thiessen utilizados en la modelación hidrológica de la cuenca del río Tuis	336

En el anexo

Figura 1A. Perfil La Gata para un período de retorno de 1.282 años ( $Q= 3.85 \text{ m}^3/\text{S}$ )	341
Figura 2A. Sección transversal La Gata #496	342
Figura 3A. Sección transversal La Gata #461	343
Figura 4A. Sección transversal La Gata #406	344
Figura 5A. Sección transversal La Gata #330	345
Figura 6A. Sección transversal La Gata #301	346
Figura 7A. Sección transversal La Gata #260	347
Figura 8A. Sección transversal La Gata #175	348
Figura 9A. Sección transversal La Gata #167	349
Figura 10A. Sección transversal La Gata #156	350
Figura 11A. Sección transversal La Gata #92	351
Figura 12A. Sección transversal La Gata #0	352
Figura 13A. Perfil La Gata para un período de retorno de 4.23 años ( $Q= 12 \text{ m}^3/\text{S}$ )	353
Figura 14A. Sección transversal La Gata #496	354
Figura 15A. Sección transversal La Gata #461	355
Figura 16A. Sección transversal La Gata #406	356
Figura 17A. Sección transversal La Gata #330	357

Figura 18A. Sección transversal La Gata #301	358
Figura 19A. Sección transversal La Gata #260	359
Figura 20A. Sección transversal La Gata #175	360
Figura 21A. Sección transversal La Gata #167	361
Figura 22A. Sección transversal La Gata #156	362
Figura 23A. Sección transversal La Gata #92	363
Figura 24A. Sección transversal La Gata #0	364

## LISTA DE PLANOS

En el anexo	
Plano topográfico 2/4 Quebrada La Leona	372
Plano topográfico 3/4 Quebrada La Danta	373
Plano topográfico 4/4 Quebrada La Gata	374

## 1. INTRODUCCION

En las zonas tropicales húmedas de la vertiente Atlántica de Centro América se dan eventos meteorológicos de gran intensidad. Estas zonas por la cercanía al Mar Caribe se caracterizan por ser el blanco de huracanes y tormentas tropicales, por presentar una topografía abrupta y montañas con pendientes muy fuertes que tienen valles muy planos a sus pies. En las zonas con pendientes medias, debido a la textura aluvial del lecho y taludes, el agua provoca socavaciones, y en las zonas más planas, inundaciones.

La otra parte del problema es que se desarrollan poblaciones en zonas inundables o a la orilla de los ríos propensos a socavaciones. El conflicto básico es el desarrollo urbano sin un plan orientador, haciendo que se otorguen o toleren, por desconocimiento, construcciones en sitios riesgosos.

La situación anterior se ha agravado debido al mal manejo de las cuencas (deforestación, impermeabilización, uso agropecuario inadecuado); esto hace que los caudales máximos aumenten, y el tiempo de concentración disminuya, aumentando el riesgo para las poblaciones afectadas.

Aparte del mal manejo de la cuenca, el crecimiento poblacional va a conducir a una mayor urbanización e industrialización de la cuenca, creando presión sobre zonas marginales como son las riveras de los ríos y las zonas inundables.

Otro problema es que se desconoce la conducta hidrológica de las cuencas y la conducta hidráulica de los ríos.

La socavación e inundación de cauces provocan grandes daños materiales (en construcciones, terrenos agrícolas, puentes) y pérdidas de vidas humanas. Este trabajo está orientado a la mitigación de dichos problemas, de ahí su relevancia.

Parte de la problemática, es que la solución al problema requiere no sólo de una gran cantidad de datos, sino de la realización de grandes

cantidades de cálculos, lo que hace que las soluciones manuales sean impracticables o excesivamente simplificadas. El uso de computadoras ha permitido superar este obstáculo.

El alcance de la presente investigación es la determinación de los hidrogramas extremos, producidos en una cuenca y el nivel del agua junto a las características energéticas de los ríos. Para ello se desarrollaron tres etapas.

En la primera etapa se calibra el modelo hidrológico HEC-1. La calibración se realiza en la cuenca de Pejibaye debido a que dispone de suficiente información hidrometeorológica. En esta fase, los parámetros resultantes de calibración son aplicados a la cuenca del río Tuis. Los parámetros de pérdidas, abstracción inicial y número de curva, fueron regionalizados debido a la insuficiencia de datos en la cuenca del río Tuis.

En la segunda etapa se realiza la modelación hidrológica en las subcuencas del río Tuis. La información de entrada de esta etapa son los parámetros de calibración del HEC-1, los datos fisiográficos de la cuenca, una tormenta de diseño y los datos de precipitación diaria para un período de retorno de 25 años.

En la tercera etapa se realiza la modelación hidráulica de las quebradas La Danta, La Gata y La Leona de la cuenca del río Tuis. En esta etapa se utilizan los caudales simulados por el HEC-1, la información topográfica levantada por el ICE y los coeficientes de pérdidas de energía de los cauces.

La tecnología propuesta se aplicó a una cuenca representativa de la problemática mencionada. Se escogió la cuenca del río Tuis, la cual presenta problemas de inundación, socavación y desarrollo urbanístico en riveras riesgosas y en planicies de inundación. Se dispone de una cantidad importante de datos de precipitación y una información limitada de datos limnigráficos. Esta cuenca presenta gran variabilidad climática, de suelos y cobertura vegetal.

## Hipótesis

Se pueden utilizar los modelos hidrológicos determinísticos de eventos y los modelos hidráulicos para describir la conducta hídrica e hidráulica de las cuencas tropicales y para simular el hidrograma de escurrimiento superficial producido por eventos de lluvia extremos y aislados en condiciones de información limitada, lo cual sería la base para diseñar los planes de medidas correctivas y medidas preventivas.

## Objetivo

Aplicar los modelos determinísticos a las situaciones de información limitada de las cuencas del trópico húmedo con el fin de evaluar su comportamiento hídrico e hidráulico; identificar áreas inundables y generar los datos hídricos y geométricos necesarios para el diseño de las obras correctivas, medidas preventivas e información básica para el manejo integral de la cuenca.

## 2. REVISION DE LITERATURA

### 2.1 Concepto de sistema hidrológico

Los fenómenos hidrológicos pueden representarse por medio del concepto de sistema. Un sistema es un conjunto de partes interconectadas que forman una unidad. El ciclo hidrológico puede ser tratado como un sistema cuyos componentes son la precipitación, evaporación, escorrentía y otras fases de este ciclo. Estos componentes pueden agruparse en subsistemas; para analizar la totalidad del sistema, los subsistemas más simples pueden tratarse por separado y luego combinar sus resultados según las interacciones entre los subsistemas (Chow y otros, 1988).

El ciclo hidrológico global puede ser representado como un sistema tal como se observa en la Figura 1. En ésta figura, las líneas discontinuas delimitan tres subsistemas: el agua atmosférica que incluye los procesos de precipitación, evaporación, intercepción y transpiración; el agua superficial que comprenden los procesos de escorrentía directa, escurrimiento superficial, interflujo subsuperficial y escurrimiento en ríos y océanos; y agua subsuperficial que incluye los procesos de infiltración, recarga subterránea, flujo subsuperficial y flujo subterráneo (Chow y otros, 1988).

Muchos problemas prácticos sólo incluyen algunos procesos del ciclo hidrológico que tienen lugar en una pequeña porción de la superficie terrestre. La definición de sistema hidrológico puede ser más apropiada si se incluye el concepto de "volumen de control". En la mecánica de fluidos, las leyes de la física (principio de conservación de la masa, momentum y energía) pueden ser aplicados si se utiliza como referencia un volumen de control en donde el flujo es limitado tridimensionalmente. Para desarrollar las ecuaciones que rigen el movimiento del flujo no es necesario conocer las propiedades dentro del volumen de control, sino más bien en su superficie y en su entorno o fronteras. El fluido en el volumen de control es tratado como una masa y puede representarse como un punto en el espacio sujeto a las fuerzas externas, como la gravedad.

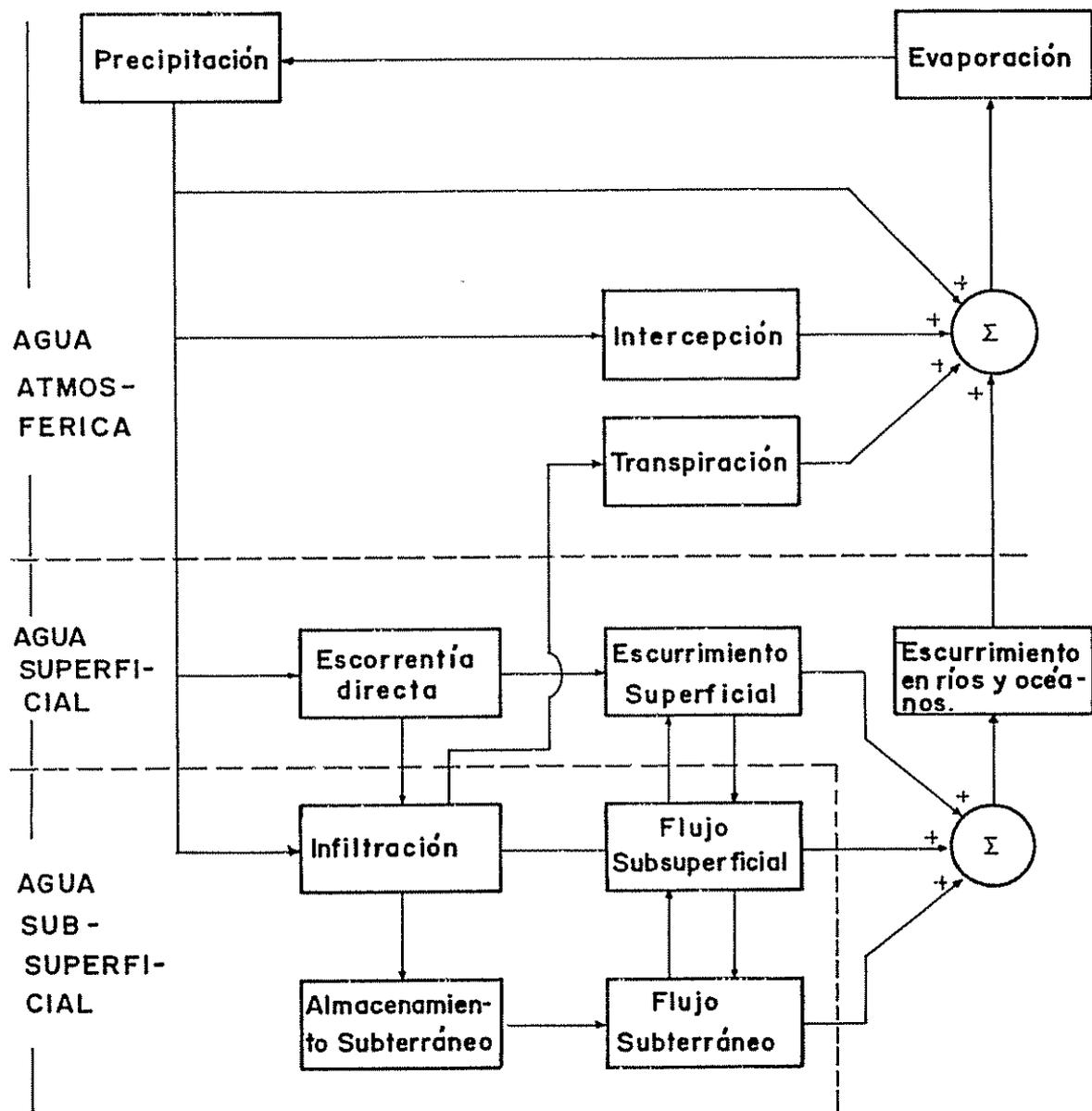


Figura 1. Representación del Sistema hidrológico global (Chow y otros, 1988).

Con base en lo anterior, un sistema hidrológico puede definirse como una estructura o un volumen en el espacio limitado por sus fronteras, que acepta entradas de agua, las opera internamente y produce una salida (Chow y otros, 1988). Ver Figura 2.

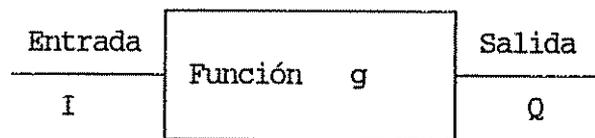


Figura 2. Representación esquemática de la operación de un sistema

En esta figura la descarga  $Q$  puede ser vista como una salida del sistema con entradas  $I$  y una función de transferencia  $g$ . Bajo esta perspectiva, un sistema es un conjunto de procesos físicos que convierten una o más variables de entrada en una o más variables de salida (Freeze 1975).

La estructura (flujo superficial o subsuperficial) o el volumen en el espacio (flujo atmosférico) conforman la totalidad del ciclo en el cual el agua se mueve de un punto a otro del sistema. Un ejemplo de esta categoría de sistema se ilustra en la Figura 3.

En esta figura se representa el proceso precipitación-escorrentía producido por una tormenta en una cuenca como un sistema hidrológico. La cuenca se considera como una unidad hidrológica limitada topográficamente por su parteaguas y red de drenaje y puede representarse como una simple estructura (vista en planta) o bien como un volumen definido por su entorno, cuyas entradas son, básicamente la precipitación  $p(t)$  distribuida en el espacio sobre los planos superiores, y la salida es el caudal concentrado  $Q(t)$  en el punto más bajo de la cuenca. Otros procesos de poca relevancia (evaporación, flujo subsuperficial) en el caso de eventos extremos máximos no son considerados.

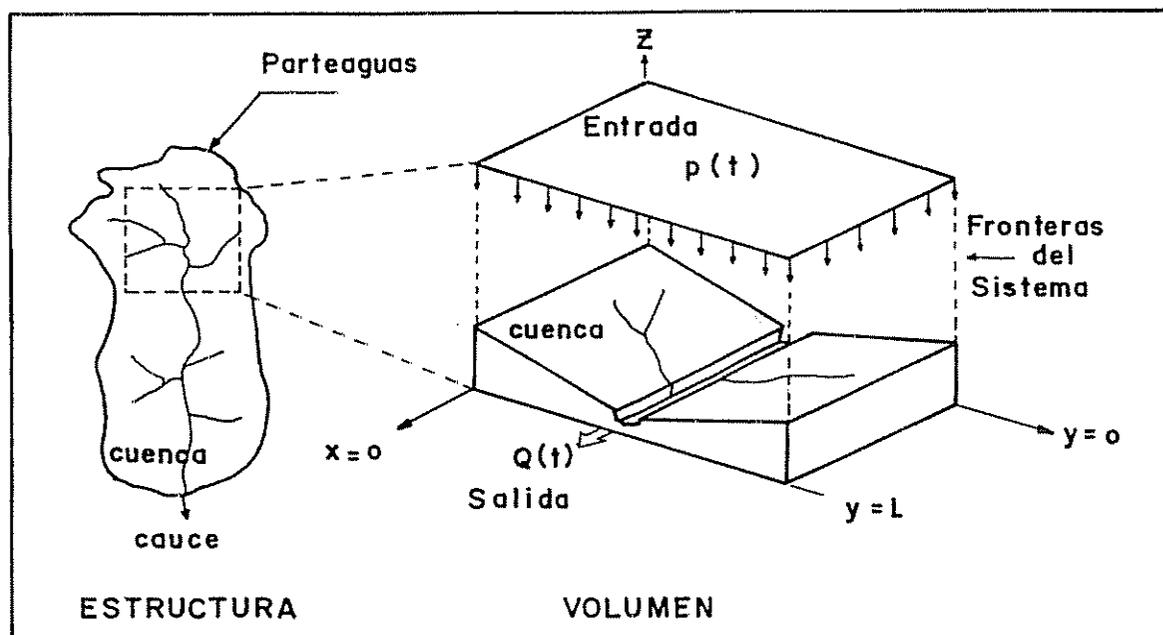


Figura 3. La cuenca como un sistema hidrológico

### 2.1.1 Concepto de modelo como un sistema hidrológico

"La gran complejidad física de una cuenca hace prácticamente imposible abordar la resolución de los numerosos problemas planteados mediante la aplicación directa de las leyes físicas básicas, por lo que debe recurrirse a simplicificaciones en los sistemas y variables" (Toebes y Ouryvaev, 1970).

Generalmente, estos problemas llegan a ser resueltos mediante la formulación de modelos del sistema, con una cierta equivalencia con el prototipo natural (Toebes y Ouryvaev, 1970).

Un modelo es un sistema hidrológico idealizado, compuesto por una función de transferencia y variables de entrada y salidas medibles, vinculadas por un conjunto de ecuaciones.

El objetivo del análisis de un sistema hidrológico es estudiar la operación o la función de transformación del sistema y predecir su salida (Chow y otros, 1988).

Un modelo hidrológico determinado, que considere el caudal  $Q$  como variable de salida y la lluvia  $I$  como variable de entrada, puede ser representado mediante la siguiente expresión:

$$Q_t = g(I_t, \theta) \quad (2.1.1)$$

En la expresión anterior el caudal  $Q_t$  puede considerarse como una salida del sistema con entradas  $I_t$  y parámetros  $\theta$ . La función  $g(\ )$  se denomina función de transformación. La forma matemática de como está estructurada  $g(\ )$  depende del tipo de modelo utilizado.

## 2.2 Métodos de predicción de valores máximos

La predicción de valores máximos son de gran interés hidrológico porque determinan los datos de entrada para el diseño de estructuras que alivian situaciones críticas, tales como: embalses con fines de abastecimiento de agua potable y generación de energía eléctrica a poblaciones; vertederos de excedencias, puentes, drenes y obras afines para el control de inundaciones.

La predicción de eventos (hidrológicos o meteorológicos) máximos, como los caudales y la precipitación pueden determinarse de tres maneras (Enzel y otros, 1993).

### - Métodos estadísticos

Estos métodos, básicamente, consisten en ajustar los datos máximos observados a distribuciones probabilísticas con las cuales se extrapolan predicciones para longitudes de tiempo mayor a los del registro histórico.

### - Métodos empíricos

Estos métodos establecen relaciones entre los caudales y las características físicas o climáticas de la cuenca.

### - Métodos hidrológicos

El método consiste en: seleccionar un modelo, determinar sus parámetros y aplicarlo para un período de retorno de lluvia determinado y asumiendo una tormenta de diseño. Un modelo usualmente utilizado es el de precipitación-escorrentía.

En la determinación de los valores máximos, como el caso de los caudales, generalmente se recurre a una combinación de los métodos anteriores. Ninguno de los tres métodos citados han mostrado superioridad entre ellos.

### 2.3 Modelos determinísticos

Las relaciones de causa-efecto pueden examinarse determinísticamente, si se cuenta con información disponible (Abdel-Aal, y Abdul, 1981). De esta manera, pueden formularse modelos determinísticos y usarse para predecir la respuesta hídrica de las cuencas, como en el caso de los modelos de precipitación (causa) - escorrentía (efecto), en donde el componente principal o determinante del escurrimiento es la lluvia. Sin embargo, otros aspectos naturales como el clima, suelo, topografía, vegetación y sus interacciones, también influyen en el proceso.

Los modelos determinísticos de cuencas están basados en el conocimiento y aplicación de las leyes físicas a los procesos naturales que gobiernan el paso del agua desde la entrada hasta la salida del sistema hidrológico o cuenca.

Así, por ejemplo, la ecuación de continuidad basada en el principio de conservación de la masa, es inherente para la mayoría de los modelos hidrológicos de cuencas (Beasley y otros, 1987; Chow y Kareliotis, 1970; Zavesky y otros, 1988) o la ecuación de momentum en el caso de los modelos hidráulicos (Hoggan, 1989).

El primer modelo hidrológico, utilizado hasta hoy por su sencillez, fue descrito por Mulvaney en 1891 (Argüello, 1992).

El modelo de Mulvany o la fórmula racional como comúnmente se le conoce es:

$$Q = CIA \quad (2.3.1)$$

Donde Q es el caudal máximo, I es la intensidad promedio para una duración de la lluvia igual al tiempo de concentración, A es el área de drenaje y C es un coeficiente empírico que depende de las características de la cuenca (textura, pendiente y cobertura vegetal).

Otros ejemplos de determinismo son:

- Las ecuaciones diferenciales de Saint-Venant para determinar tirantes en los canales.
- El tránsito de avenidas por el método de Muskingum.
- El cálculo de caudales con el modelo hidrológico HEC-1.
- El cálculo de niveles de agua con el modelo hidráulico HEC-2.

En los modelos anteriores, el determinismo es expresado por una o más ecuaciones numéricas que describen algún proceso físico o algún componente del ciclo hidrológico. Esta caracterización es propia de los modelos determinísticos (Beasley y otros, 1987).

Los modelos hidrológicos determinísticos pueden clasificarse según el criterio espacial y temporal con que varían los fenómenos hidrológicos. Por su variación espacial los modelos pueden ser de parámetros agrupados o de parámetros distribuidos, y por su variación en el tiempo en modelos de régimen o no permanente (Chow y otros, 1988). Esta clasificación se muestra en la Figura 4.

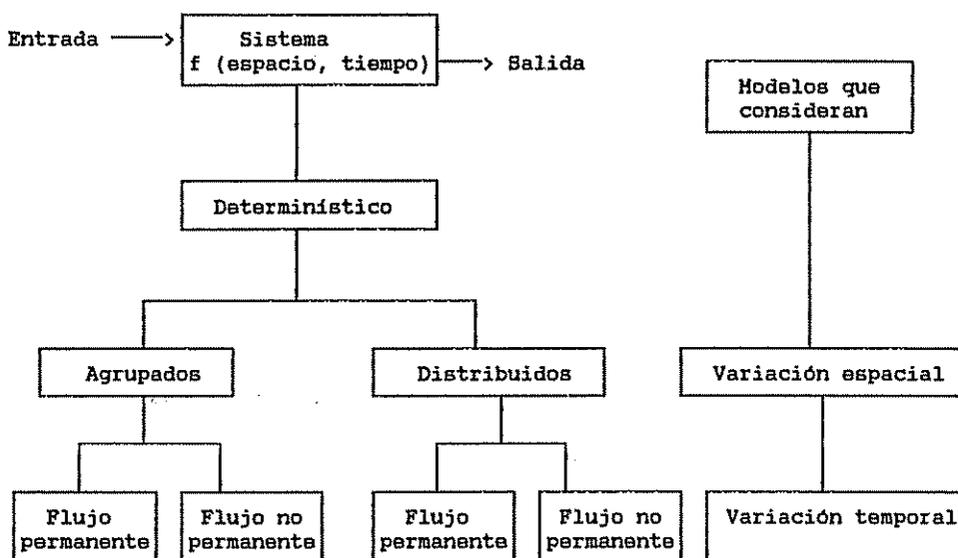


Figura 4. Clasificación de modelos hidrológicos determinísticos según su variación en el espacio y en el tiempo de los fenómenos hidrológicos.

Existen otros tipos de modelos que pueden ser descritos según el intervalo de tiempo en que operan. Suelen denominarse modelos de eventos o modelos continuos. Otro tipo importante de modelos son los modelos conceptuales.

### 2.3.1 Modelos de parámetros distribuidos

En los modelos distribuidos se considera la variación natural que existe en el sistema físico (ejemplo: tipo de suelo, vegetación, topografía, uso de la tierra) o cuenca (El-Kady, 1989). Usualmente la cuenca se divide en pequeñas unidades de respuesta hidrológica o cuadrículas en donde se incorporan los parámetros físicos que gobiernan el escurrimiento. En cada cuadrícula el modelo produce una salida, la cual es transitada hasta el punto más bajo de la cuenca en donde se obtiene la salida (o escurrimiento) total. El uso de estos modelos ha empezado a difundirse rápidamente con la aparición de los sistemas de información geográfica y teledetección, sin embargo, a pesar de que los modelos distribuidos son deseables, su aplicación se ve limitada ante la exigencia de información requerida (Kite y Kouwen, 1992) y costos de operación de computadora (Larson y otros, 1982). Modelos de esta naturaleza son el

ANSWERS (Beasley y otros, 1987), HYDROTEL, SHE (Kite y Kouwen, 1992) y TOPMODEL (Obled y otros, 1994) entre otros.

### 2.3.2 Modelos de parámetros agrupados

En los modelos de parámetros agrupados se evalúa la variabilidad espacial de los parámetros que gobiernan los procesos físicos a través de un procedimiento que reproduce valores efectivos para la unidad de área o respuesta hidrológica, la que usualmente es la subcuenca. Normalmente, el procedimiento numérico utilizado es el promedio ponderado por área. Los valores obtenidos por dicho método intentan condensar o agrupar, por medio de un coeficiente numérico, toda la influencia espacial que pudiera existir en cada subcuenca.

El procedimiento para obtener valores efectivos se fundamenta en el concepto de "media de una función". La definición es enunciada por (Haaser y otros, 1984). En esencia dice, que dada una función  $f$  integrable sobre un intervalo  $[a, b]$ , la media de  $f$  sobre  $[a, b]$  es

$$\bar{d} = \frac{\int_a^b f}{b-a} \quad (2.3.2.1)$$

Geoméricamente,  $\bar{d}$  es la altura "promedio" de  $f$  sobre el intervalo. Esto se observa en la Figura 5 en donde el área del rectángulo de altura  $\bar{d}$  y base  $[a, b]$  es igual al área bajo la curva.

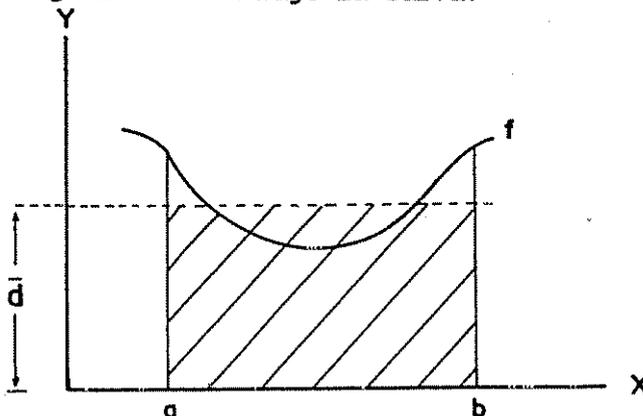


Figura 5. Representación geométrica de la altura media  $\bar{d}$  de una función  $f$ .

Cuando se tienen  $n$  números  $a_1, a_2, \dots, a_n$ , la media de una función se asemeja al promedio aritmético

$$a_{media} = \frac{\sum_{k=1}^n a_k}{n} \quad (2.3.2.2)$$

En lugar de  $a$ , es frecuente considerar una media "pesada" (con pesos  $m_k > 0$ )

$$a_p = \frac{\sum_{k=1}^n m_k a_k}{\sum_{k=1}^n m_k} \quad (2.3.2.3)$$

$a_p$  representa el "punto de equilibrio" para un sistema discreto.

El concepto anterior puede generalizarse a un sistema continuo. La expresión resultante es

$$f_p = \frac{\int_a^b f g}{\int_a^b g} \quad (2.3.2.4)$$

donde  $g(x) >, 0$  para  $x \in [a, b]$

La expresión anterior sirve para localizar el centro de gravedad de cuerpos sólidos homogéneos o para determinar los centroides de volúmenes y de áreas. Una aplicación de éste concepto reside en la localización del centroide de un hietograma, el cual es importante para la determinación del tiempo de desfase.

El centroide  $X_c$  puede determinarse (por ejemplo, para el eje X) como sigue:

$$X_c = \frac{\sum_{i=1}^n X_{pi} A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2.3.2.5)$$

donde  $X_{pi}$  es la distancia desde el origen a cada centroide del elemento rectangular, y  $A_i$  son sus áreas respectivas. La generalización del centroide de una área (en el eje X) viene dada por:

$$X_c = \frac{\int_A X_{pi} dA}{\int_A dA} \quad (2.3.2.6)$$

donde  $dA$  es un diferencial de área. Los demás términos ya fueron definidos.

Algunos modelos de parámetros agrupados son el HEC-1 (Panagoulia, 1992), SLURP (Kite y Kouwen, 1992), SCS TR-20 (Larson y otros, 1982) y NSWSRFS (Panagoulia, 1992).

Un parámetro común de algunos modelos, ejemplo el HEC-1, es el uso del número de curva CN. Cuando una subcuenca tiene diferentes CN, por razones de variabilidad en el tipo de suelo, vegetación y humedad, entonces es usual promediar los CN y ponderar por el área de la cuenca.

Los términos agrupado y distribuido no están claramente delimitados, debido a que una subcuenca puede ser lo suficientemente pequeña y homogénea posible como para separar la variabilidad espacial de los procesos (infiltración, flujo subterráneo, flujo superficial, evaporación, erosión, etc.) y así modelarlos separadamente, como es lo usual. En este sentido, los modelos agrupados podrían operar como modelos distribuidos o semidistribuidos, como el caso del modelo SLURP (Kite y Kouwen, 1992), el

cual fue aplicado bajo dos modalidades: con parámetros agrupados y con parámetros semidistribuidos. El carácter semidistribuido fue introducido al separar tres grupos de coberturas, tales como suelo desnudo, bosque y pastizales en una cuenca del río Kootenay, 7129 km<sup>2</sup>, Canadá.

Los modelos de parámetros agrupados producen resultados razonables frente a los modelos distribuidos (El-Kady, 1989; Kite y Kouwen, 1992) por lo que son frecuentemente usados pese a la naturaleza distribuida de la precipitación y a la gran heterogeneidad de la mayoría de las cuencas (tropicales) en cuanto a sus características y procesos físicos.

En clima templado, el uso de modelos distribuidos (Ej. TOPMODEL) ha producido resultados muy similares a los agrupados (Obled y otros, 1994), haciendo que su uso no resulte en una "ganancia" esperada.

### 2.3.3 Tipo de régimen de flujo en los modelos

El régimen de flujo en un canal puede ser permanente si el tirante (o profundidad) no cambia o es constante para un intervalo de tiempo considerado. Si el tirante cambia en el tiempo, entonces el régimen es no permanente (Chow, 1986).

Si  $V$  representa la velocidad;  $Y$  el tirante;  $t$  el tiempo y  $X$  la distancia entonces, el flujo puede clasificarse según (Chow, 1986; Dingman, 1984)

#### 2.3.3.1 Flujo permanente

$V$  y  $Y$  son constantes en un intervalo de tiempo, es decir:

$$\frac{dv}{dt} = 0; \quad \frac{dy}{dt} = 0$$

- Flujo uniforme:  $V$  y  $Y$  son constantes en un segmento de canal, es decir:

$$\frac{dv}{dx} = 0; \quad \frac{dy}{dx} = 0$$

-Flujo variado:

$$\left| \frac{dv}{dx} \right| > 0; \left| \frac{dy}{dx} \right| > 0$$

-Flujo gradualmente variado:

$$\left| \frac{dv}{dx} \right|, \left| \frac{dy}{dx} \right| \text{ relativamente pequeño}$$

-Flujo rápidamente variado:

$$\left| \frac{dv}{dx} \right|, \left| \frac{dy}{dx} \right| \text{ relativamente grande}$$

### 2.3.3.2 Flujo no permanente

$$\left| \frac{dv}{dt} \right| > 0; \left| \frac{dy}{dt} \right| > 0$$

-Flujo uniforme

$$\left| \frac{dv}{dx} \right| = 0; \left| \frac{dy}{dx} \right| = 0 \text{ (muy raro)}$$

-Flujo variado:

$$\left| \frac{dv}{dx} \right| > 0; \left| \frac{dy}{dx} \right| > 0$$

-Flujo gradualmente variado:

$$\left| \frac{dv}{dx} \right|, \left| \frac{dy}{dx} \right| \text{ relativamente pequeño}$$

-Flujo rápidamente variado:

$$\left| \frac{dv}{dx} \right|, \quad \left| \frac{dy}{dx} \right| \text{ relativamente grande}$$

Incorporando la variabilidad en el espacio y tiempo del flujo en un tramo de canal, los modelos (de la Figura 4) pueden agruparse en tres clases, tal como se observa en la Figura 6. La magnitud de los caudales se representa por el grosor de los puntos. El caso más sencillo es el modelo determinístico agrupado de flujo permanente y uniforme. La entrada (en  $x=0$ ) y salida (en  $x=L$ ) del flujo es constante en cualquier intervalo de tiempo. En el segundo caso, el modelo es determinístico agrupado de flujo no permanente en la entrada y la salida. En  $x=0$ ; la entrada al inicio del tiempo es pequeño, luego se incrementa hasta alcanzar un caudal máximo para posteriormente decrecer en magnitud al final del evento. La salida (el caudal en  $x=L$ ) es similar a la entrada, solo que hay un desfase positivo en el tiempo con una atenuación de los caudales.

El tercer caso es el modelo determinístico distribuido de flujo no permanente en espacio y tiempo a lo largo de todo el cauce. La entrada y salida es semejante al caso anterior, pero en la sección intermedia del cauce los caudales y niveles de agua se reparten gradualmente entre ambos extremos en una especie de malla.

#### 2.3.4 Modelos conceptuales

Los modelos conceptuales de precipitación-escorrentía describen la totalidad del ciclo hidrológico en una cuenca (Hisdal y Tveito, 1993). El ciclo hidrológico se descompone en sus respectivos componentes, los cuales son descritos cualitativa y cuantitativamente. La parte cualitativa consiste de una serie de elementos hidrológicos e hidráulicos interconectados que representan la operación o dinámica del escurrimiento en la cuenca.

VARIABLE DOMINANTE:  
Espacio  $E$ , tiempo  $t$ .

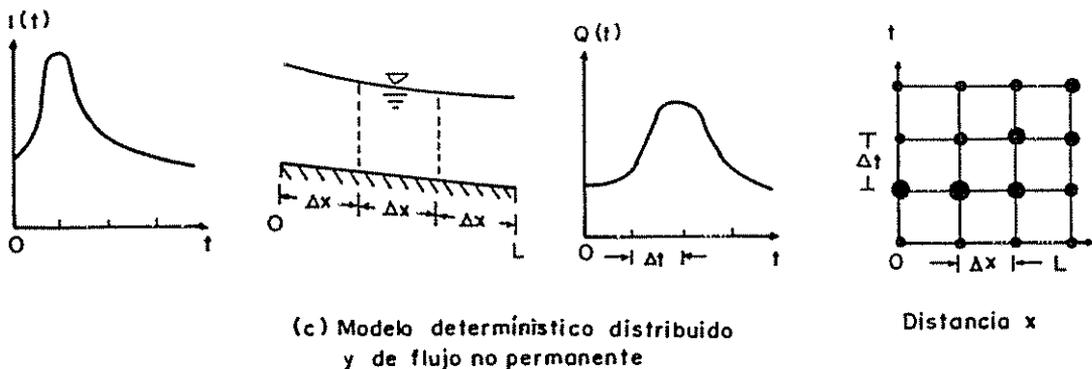
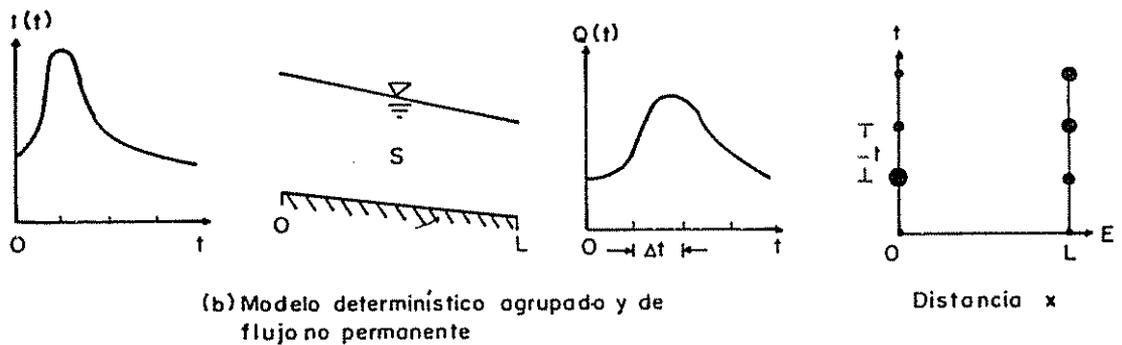
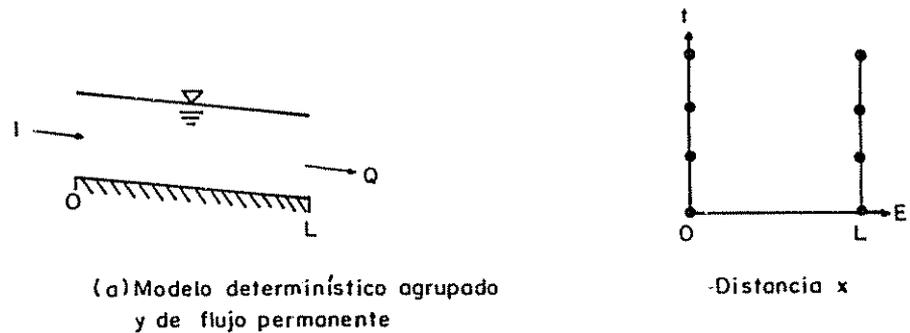


Figura 6. Representación de modelos determinísticos según el tipo de parámetros y el régimen de flujo en un canal (a) a (c). El grosor de los puntos indica la magnitud del flujo. El cambio en la entrada y salida del caudal se muestra en las líneas verticales con  $x=0$  y  $x=L$ . (Chow y otros, 1988).

Estos elementos consisten, básicamente, en superficies de almacenamiento que simbolizan el agua en el suelo, embalses que representan cuerpos de agua, canales o ríos por donde se transita el escurrimiento y subcuencas (Panagoulia, 1992; Hoggan, 1989). La parte cuantitativa consiste en un conjunto de ecuaciones numéricas cuya finalidad es determinar la magnitud de los caudales u otra variable de interés hidrológico o hidráulico.

Entre los modelos conceptuales de precipitación escorrentía, se encuentran, el HEC-1 (Hoggan, 1989), STANFORD IV, SSARR, DISPRIN, USDAHL-74, NWSRFS (Panagoulia, 1992), SACRAMENTO, TANK, APIC, XINANJIANG y el ARNO (Franchini y Pacciani, 1991).

Los modelos conceptuales usan en sus ecuaciones, parámetros con un significado físico. Estos parámetros varían de acuerdo a las características de las cuencas (tipo de suelo, vegetación, topografía, humedad, etc.). El número de parámetros, en los modelos conceptuales es variable. De tres a cinco parámetros podrían ser suficientes para reproducir la mayor parte de los registros hidrológicos (Beven, 1989). Un uso excesivo de parámetros resulta en dificultades en la calibración. Además, significa un alto costo en la adquisición de información de campo.

### 2.3.5 Modelos de eventos

Los modelos de eventos operan en un segmento de tiempo del orden de horas a pocos días, como en el caso de tormentas aisladas (El-Kady, 1989). Estos modelos son adecuados para simular eventos máximos que provocan situaciones extremas, como las inundaciones.

En la modelación de eventos extremos, algunos procesos tienen poca relevancia como la evaporación o la variación de humedad en el suelo, y en consecuencia son ignorados.

Modelos hidrológicos de eventos son el HEC-1, ANSWERS, UGLRO, DRAINMOD, HMOND y HMONDAY (El Kady, 1989), TR-20, SWMM, ILLUDAS (Chow y otros, 1988), HYMO, USGS (Viessman y otros, 1989), entre otros.

### 2.3.6 Modelos continuos

Los modelos continuos simulan eventos que incluyen más de una tormenta (El-Kady, 1989). El intervalo de tiempo es del orden de días o meses, sin embargo, algunos modelos como el NWSRFS (Panagoulia, 1992) permiten operar en intervalos pequeños (seis horas o menos) como el caso del modelo NWS-PC (Argüello, 1992) en el que la simulación se realizó a nivel horario. Estos modelos pueden ser usados por ejemplo, para predecir y evaluar el recurso hídrico en el transcurso del año. Otros modelos continuos son: AGTEHM, ARM, BROOK, CREAMS, HELP, NPS, SSARR, SWPM y USDAHL, entre otros (El-Kady, 1989).

## 2.4 Modelos hidrológicos disponibles

De 1965 hasta 1986 se habían reportado (Rogers y Fiering, 1986) 172 modelos hidrológicos en la revista "Water Resources Research". Es de suponer que en la actualidad el número de modelos es mayor, y no es la intención el listar todos los modelos existentes.

Los modelos pueden agruparse según el propósito por el cual fueron creados en modelos completos (o generales) y modelos parciales (o específicos) (Larson y otros, 1982). Los modelos generales son aquellos que pueden aplicarse a diferentes regiones geográficas y cualquier tipo de uso de la tierra (bosque, agricultura, pastizales, uso urbano, etc.).

Estos modelos también se caracterizan porque representan con bastante detalle los procesos hidrológicos que afectan el escurrimiento (Larson y otros, 1982).

Los modelos especiales son aquellos que se aplican a un tipo de cuenca específica en cuanto a topografía, geología o uso de la tierra (Larson y otros, 1982). Estos modelos describen en detalle algún proceso hidrológico o físico de interés (calidad del agua, erosión, etc.). Este es el caso de los modelos de escorrentía para cuencas urbanas.

Los modelos generales, como el HEC-1, pueden ser aplicados para obtener el caudal de diseño, y ser éste utilizado en el cálculo de obras hidráulicas para el control de inundaciones. El HEC-1 es uno de los modelos hidrológicos que quizás ha sido más utilizado (Chow, Maidment y Mays, 1988) y verificado bajo diferentes condiciones en el mundo (Melching, Yen y Wenzel, 1990). Otros modelos con fines de diseño, son los modelos de eventos, tales como el TR-20, SWMM y el ILLUDAS; o los modelos continuos, tales como el STORM y el SSARR (Chow, Maidment y Mays, 1988).

Estos y otros modelos (Chow y otros, 1988; Larson y otros, 1982; Viessman y otros 1989) son listados en el Cuadro 1.

## 2.5 Utilidad de los modelos hidrológicos

Cuando un modelo hidrológico se ha seleccionado por algún propósito, es porque resulta útil en sus aplicaciones. Como resultado de sus aplicaciones, se obtiene información técnica que puede resultar valiosa para formular pautas, estrategias, políticas o planes de manejo de cuencas. Los modelos hidrológicos pueden aplicarse para tomar decisiones en las áreas de la planeación, diseño y operación; o con fines de investigación-educación (Jackson, 1982).

Cuadro 1. Modelos hidrológicos disponibles.

Acrónimo	Nombre del Modelo
<b>Modelos Generales</b>	
HEC-1	Hydrologic Engineering Center
SWM-IV	Stanford Watershed Model IV
USDA HL-74	United States Department of Agriculture Hydrograph Laboratory, Versión 1974
SCS TR-20	Soil Conservation Service, Computer Program for Project Hydrology
SSARR	Streamflow Synthesis and Reservoir Regulation
<b>Modelos Especiales</b>	
UCUR	University of Cincinnati Urban Runoff Model
STORM	Storage Treatment, overflow, Runoff model
MITCAT	MIT Catchment Model.
SWMM	Storm Water Management Model.
ILLUDAS	Illinois Urban Drainage Area Simulator
DR3M	Distributed Routing Rainfall-Runoff Model
PSURM	Pennsylvania State Urban Runoff Model

En el área de planeación, los modelos hidrológicos proporcionan información global. Los modelos matemáticos de esta clase incluyen, por lo regular, información biofísica (suelo, vegetación, clima) y social a nivel de macroescala. Estos modelos exploran aspectos generales, tales como el estado natural de los recursos, su localización o evaluación, que suele ser de ayuda para decidir sobre qué o cuáles recursos debe presentársele una mayor atención.

Solomon y Schmidt (1980) presentaron el caso de un ecosistema natural de pino ponderosa, en Estados Unidos, en el que tres recursos naturales, tales como, producción de agua, producción de forraje y hábitat (vegetación arbórea), entran en competencia por un mismo recurso (suelo) o espacio, denominado área basal (área de cobertura vegetal/por unidad de área de terreno). Ecuaciones numéricas y gráficas son presentadas en dicho trabajo. Estos resultados pueden ser de ayuda para decidir qué recurso debe priorizarse en un plan emergente de manejo de cuenca y su impacto en el ciclo hidrológico.

En el área de diseño, los modelos hidrológicos son más específicos. Usualmente, combinan información hidrológica y económica, y optimizan una función objetivo que puede consistir en la determinación de las dimensiones para el diseño de las estructuras físicas a menor costo. Estos modelos son idóneos para implementar medidas o acciones concretas para regular situaciones críticas que requieren de un tratamiento inmediato, como el problema de las inundaciones frecuentes, o situaciones diversas, como estructuras para el abastecimiento de agua potable, riego, abrevadero, drenaje, etc. Para implementar tales acciones debe existir una planeación.

En el área de operación, los modelos hidrológicos pueden dar información que ayude a decidir en la selección de las mejores alternativas que aseguren el funcionamiento o manejo adecuado de los recursos. Estas alternativas pueden consistir en acciones concretas, tales como, la operación de embalses con fines de riego y sujeto a la ocurrencia de eventos extremos probables con restricciones en el uso de la tierra, cultivos, costos, etc. con el fin de obtener volúmenes óptimos de extracciones de agua y entrega oportuna que produzca los beneficios máximos a menor costo.

A nivel de investigación-educación, los modelos matemáticos son más útiles a medida que se logra una mejor comprensión del ciclo hidrológico. Una aplicación inmediata de los modelos, es el caso de los análisis de sensibilidad, en donde se crean situaciones hipotéticas o escenarios posibles que involucran cambios en las variables de entrada y en sus parámetros para simular cambios climáticos y cambios en el uso de la tierra que pueden afectar la salida de variables hidrológicas de interés, tales como, caudales máximos, calidad del agua, erosión, sedimentación, etc. A este respecto, existen trabajos, en donde cambios en el uso de la tierra debidos al efecto de la urbanización (Motta, 1984), conversión de vegetación arbórea a pastizal (Hibbert, 1971), deforestación y agricultura de subsistencia (Mumeka, 1986) afectan el escurrimiento, incrementando los caudales pico en menor tiempo (esto es, una reducción del tiempo de concentración).

Los modelos matemáticos pueden tener fines educativos. Así por ejemplo, los modelos permiten un adiestramiento rápido respecto al conocimiento e interacción de los procesos del ciclo hidrológico. La rapidez en el aprendizaje va asociado al uso de microcomputadoras, requeridos, usualmente, en la simulación hidrológica. También, los modelos pueden atraer la atención a grupos de técnicos de diferentes especialidades para estudiar los resultados ante diferentes simulaciones hidrológicas. Tal escrutinio podría dar pautas para futuros planes de manejo de cuencas.

## 2.6 Criterios de selección de modelos hidrológicos

La selección de un modelo se realiza en dos niveles. En el primer nivel se seleccionan los modelos que cumplen con los requerimientos generales del estudio, esto es: tipo de evento, disponibilidad de los modelos, tipo de procesos hidrológicos de modelación, tamaño de la cuenca, tipo de información requerida e información de salida del modelo. Normalmente muchos modelos cumplen el primer escrutinio.

En el segundo nivel, la selección del modelo puede hacerse con base en los siguientes criterios (Panagoulia, 1992).

### - Precisión en las predicciones

Un modelo es bueno si hace predicciones correctas. Es decir, los datos simulados se acercan adecuadamente a los datos observados.

### - Fácil de usar.

### - Aplicabilidad en la solución de problemas.

### - Flexibilidad para su implementación.

### - Consistencia en la estimación de los parámetros.

Es decir, los parámetros obtenidos deben representar los procesos físicos que afectan el escurrimiento en las cuencas.

- Capacidad de análisis de la sensibilidad del modelo.

Es decir, el modelo debe mostrar flexibilidad para incorporar variaciones en sus parámetros y en las variables de entrada.

- Los modelos deben tener una completa documentación.

- Los modelos deben haber sido ampliamente utilizados.

## 2.7 Calibración y verificación de los modelos hidrológicos

### 2.7.1 Calibración

El éxito en la aplicación de un modelo conceptual de precipitación-escorrentía, depende en gran parte de qué tan bien haya sido calibrado (Sorooshian y otros, 1993). La calibración es el proceso mediante el cual se optimiza una función objetivo, la cual, básicamente, consiste en minimizar la diferencia entre valores calculados (modelados) y valores observados. Como resultado de este proceso se obtienen los mejores parámetros del modelo, los cuales se usan en simulaciones posteriores. En los modelos de precipitación-escorrentía, usualmente, los datos que se comparan son los hidrogramas observados contra los hidrogramas calculados.

El proceso de calibración puede ser automatizado, manual o una combinación de ambos (Fleming, 1979).

La calibración automática se consigue a través de un algoritmo que optimiza la función objetivo. La función objetivo (FO) es una función que reproduce un índice numérico a partir de sus variables (hidrológicas y parámetros) de entrada. Este índice sirve de referencia en el control de la calibración, ésto es, en el ajuste de los hidrogramas calculados con los

hidrogramas observados. El área delimitada entre contornos con un mismo valor en la FO constituye una superficie de respuesta (SR). Cada punto de la SR es utilizado para evaluar la FO hasta encontrar un mínimo en el cual los parámetros del modelo se hacen un óptimo.

La obtención de parámetros óptimos no siempre se asegura. Esto está muy relacionado con los métodos que se aplican para optimizar la función objetivo. Las principales dificultades que conlleva la optimización son (Sorooshian y otros, 1993; Johnston y Pilgrim, 1976; Jain, 1993):

- Interdependencia entre los parámetros del modelo

Esto puede causar que diferentes combinaciones posibles entre los parámetros puedan resultar en un mismo valor mínimo de la función objetivo. Este problema suele presentarse en regiones aplanadas de la SR.

- Presencia de óptimos locales

Es decir, se localizan muchos puntos en determinadas regiones de la SR que produce valores mínimos de la FO. El algoritmo de optimización suele detenerse cuando se encuentra con un punto mínimo que puede no ser el verdadero.

- Rugosidad en la superficie de respuesta (Franchini y Pacciani, 1991)

Los procedimientos algebraicos (de tipo determinístico), comúnmente operan con funciones continuas y derivables. Cuando la función objetivo presenta cambios bruscos (quiebres o ángulos), entonces hay dificultad en encontrar un punto mínimo.

- No existe convexidad en la superficie de respuesta

Es decir, la función objetivo puede ser decreciente pero no tiene un mínimo.

La selección y uso de métodos de optimización robustos es recomendable para resolver las dificultades anteriores.

En el proceso de calibración manual se afinan los parámetros obtenidos durante la calibración automática con base a una estrategia del modelador. Esta estrategia puede consistir en el ajuste de caudales picos (o máximos), tal como suele suceder con los modelos de eventos conceptuales, como el HEC-1.

En el proceso de calibración se pueden ajustar los parámetros en su totalidad, o solo algunos de ellos (Sorooshian y otros, 1993), según el grado de conocimiento que se tenga sobre las variables físicas que afectan el escurrimiento.

La calibración puede controlarse mediante criterios estadísticos (James y Burges, 1982) y en la experiencia del usuario (El-Kady, 1989, Viessman y otros, 1989). Una combinación de ambos criterios es recomendable para obtener una buena calibración. El uso de uno o más criterios estadísticos en el control de la calibración ha sido utilizado por diferentes investigadores. El coeficiente de determinación ( $R^2$ ) y el error estándar (Se) son utilizados por Ibrahim y Liang (1993). El coeficiente de Nash o de eficiencia (E) es utilizado por Hughes (1984), Iorgulescu y Jordan (1994).  $R^2$  y Se son utilizados por Obled y otros (1994). El coeficiente de correlación (R) y la pendiente de la línea de regresión lineal (m) son utilizados por Haan (1972).  $R^2$ , m y el intersepto con el origen (a) son utilizados por Jamieson y Clausen (1988). El Se y otras medidas estadísticas complementarias son utilizadas por el HEC-1 (1990).

Durante la calibración de eventos, el ajuste del modelo puede controlarse y cuantificarse mediante la inspección visual de los hidrogramas, el uso del Se, E y otros coeficientes, tales como el error porcentual del volumen (EPV) o lámina (EPL) escurrida y el error porcentual de los caudales picos (EPQP) (Green y Stephenson, 1986).

Los criterios estadísticos anteriores se obtienen (HEC-1, 1990; Khan y Ormsbee, 1989; Green y Stephenson, 1986) como sigue:

$$E = 1 - \frac{F^2}{F_o^2} \quad (2.7.1.1)$$

$$F^2 = \sum_{i=1}^n [Q_o(t) - Q_c(t)]_i^2 \quad (2.7.1.2)$$

$$F_o^2 = \sum_{i=1}^n [Q_o(t) - \bar{Q}_o]_i^2 \quad (2.7.1.3)$$

$$S_e = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [Q_o(t) - Q_c(t)]_i^2}{n}} \quad (2.7.1.4)$$

$$EPQP = \frac{100 (Q_{PC} - Q_{PO})}{Q_{PO}} \quad (2.7.1.5)$$

$$EPV = \frac{100 (V_c - V_o)}{V_o} \quad (2.7.1.6)$$

$$S_o = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [Q_o(t) - \bar{Q}_o]_i^2}{n-1}} \quad (2.7.1.7)$$

Donde:

$n$  es el número de observaciones

$t$  es el tiempo

$Q_c$  son los caudales calculados

$S_o$  es la desviación estándar de caudales observados ( $Q_o$ )

$Q_{pc}$ ,  $Q_{po}$  son los caudales picos calculados y observados

Las variables restantes ya fueron anteriormente definidas.

Según las expresiones 2.7.1.4 y 2.7.1.7, la expresión

2.7.1.1 también puede expresarse como sigue:

$$E = 1 - \frac{nS_e^2}{(n-1)S_o^2} \quad (2.7.1.8)$$

Un ajuste perfecto de los hidrogramas produciría un  $S_e=0$  y  $E=1$ . El uso de  $E$  es importante ya que permite decidir si se justifica o no la utilización de un modelo para predecir eventos. En este sentido, los valores negativos de  $E$  indican que es preferible prescindir del modelo y utilizar los datos observados promedios como "modelo primitivo" para realizar predicciones (Martinec y Rango, 1989; Loague, 1992).

Antes de iniciar la calibración se deben elegir cuidadosamente los datos y el período de tiempo siguiendo criterios específicos en cuanto a la magnitud de los eventos observados, su variabilidad espacial y temporal, principalmente.

El proceso de calibración consume bastante tiempo, especialmente cuando se trata de modelos que contienen muchos parámetros de calibración, ejemplos: el modelo SHE (Beven, 1989) con aproximadamente 40 parámetros; NWSRFS (Panagoulia, 1992) con 21, y el modelo Sacramento Soil Moisture

Accounting SAC-SMA (Sorooshian y otros 1993) con 16 parámetros.

### 2.7.2 Verificación

El proceso de verificación consiste en correr el modelo calibrado en otros períodos diferentes al utilizado a la calibración. La calidad del modelo puede ser juzgada con los mismos criterios utilizados para la calibración. Cuando se pone a prueba un modelo, éste puede resultar insatisfactorio. Las posibles fuentes de error pueden ser atribuidas a los datos, y a la estructura del modelo (Brath y Rosso, 1993; Jain, 1993; James y Burges, 1982).

Los errores de medición se pueden encontrar tanto en los datos de precipitación como de escorrentía. Se incurre también en errores cuando se trata de representar la variabilidad espacial de la precipitación a través de datos agrupados. También, la utilización de períodos cortos de registros podrían no cubrir la ocurrencia de eventos relevantes. La calibración de éstos eventos podría producir parámetros inadecuados; obviamente su uso no es recomendable para representar los procesos físicos que afectan el escurrimiento.

Los errores debidos a la estructura de los modelos están asociados con el grado imperfecto de conocimiento que se tiene en la representación de los procesos físicos que afectan el escurrimiento.

## 2.8 Simulación de hidrogramas y predicción de niveles de agua

La simulación es la respuesta matemática del sistema (cuenca) ante variaciones en los parámetros y las variables de entrada. La simulación del hidrograma es comúnmente la etapa preliminar para la predicción de niveles de agua.

A continuación se documentan algunas aplicaciones de los modelos hidrológicos e hidráulicos en la simulación de los eventos.

Haan (1972) desarrolló un modelo hidrológico para simular el escurrimiento mensual en cuencas pequeñas. El modelo fue aplicado en siete subcuencas, cuatro en Kentucky y tres en Carolina del Sur, EEUU. El modelo usa datos de precipitación diaria, ETP y caudales. El número de parámetros calibrados son cuatro. El autor califica de satisfactorio sus resultados. Considera que el uso del coeficiente de correlación (R) por sí mismo no es criterio adecuado para juzgar el ajuste de un modelo, y que deben de utilizarse otros, por ejemplo, la pendiente m de la línea de regresión entre los caudales observados y calculados. Idealmente, R y m deben aproximarse a 1 para tener un ajuste satisfactorio. Los resultados del modelo de Haan fueron los siguientes:

#### Resumen de los resultados del modelo de Haan

Cuenca Calibración	Años de verificación	Años de	R <sup>2</sup>	m
Clemson 1	2	6	0,97	1,04
Clemson 2	2	6	0,95	1,02
Clemson 3	3	5	0,95	1,02
Cave Creek	3	16	0,93	1,04
Perry Creek	3	13	0,95	1,04
Cane Branch	2	10	0,96	1,02
Helton Branch	2	12	0,94	1,05
Perry Creek	2	13	0,94	0,89

Jamieson y Clausen (1988) aplicaron el modelo continuo CREAMS en dos cuencas (0,7 Ha y 3,82 Ha) de Vermont, EEUU. El modelo fue calibrado utilizando datos diarios de un año. No fue posible obtener un buen ajuste con los caudales observados, aún cuando algunos parámetros (conductividad

hidráulica, infiltración inicial, profundidad radicular) fueron ajustados, ya que se caía en valores irreales. El modelo también simuló sedimentos y pérdida de nutrientes (fósforo). Los resultados estadísticos para la simulación del escurrimiento, en el período de calibración fue el siguiente:

#### Resultados de calibración del modelo CREAMS

Cuenca	R <sup>2</sup>	m
S-1 (3,82 Ha)	0,86	6
S-3 (0,7 Ha)	0,78	6,79

La falta de ajuste del modelo es atribuida al uso de datos diarios de temperatura y radiación obtenidos por interpolación de los registros mensuales y por el uso de parámetros estáticos que varían a través del año.

Cline y otros (1989) aplicaron el HEC-1 en una cuenca (31,75 km<sup>2</sup>) montañosa y de clima árido en Estados Unidos. El modelo fue calibrado y verificado. Se concluyó que el modelo es muy sensible en los parámetros "número de curva CN" y "abstracción inicial IA".

Solís y otros (1991a) calibraron el HEC-1 en la cuenca del río Navarro (282 km<sup>2</sup>). Posteriormente los parámetros obtenidos con la calibración fueron aplicados a la subcuenca río Purires (77 km<sup>2</sup>), que es una subcuenca del río Navarro, para determinar el caudal de diseño, y finalmente se aplicó el HEC-2 con el que se analizó la conducta hidráulica de los cauces y puentes y se dieron las recomendaciones necesarias para su corrección en los sectores críticos para los caudales pico calculados con el HEC-1 para un período de retorno de lluvias de 100 años.

La simulación del hidrograma observado fue posible. Los resultados del evento de calibración fueron los siguientes:

Caudal pico observado= 104 m<sup>3</sup>/s  
 Caudal pico calculado= 104 m<sup>3</sup>/s  
 Tiempo pico observado= 7 h  
 Tiempo pico calculado= 8 h  
 Error estándar= 19 m<sup>3</sup>/s  
 Número de curva= 60  
 Abstracción inicial= 19 mm

Solís y Chacón (1992) calibraron y verificaron el HEC-1 y aplicaron el HEC-2 en la cuenca del río Turrialba (76,29 km<sup>2</sup>), Costa Rica. Los autores concluyeron que el cauce principal al paso por la ciudad debía ser protegido ya que se detectaron velocidades altamente erosivas (3.83 a 6.92 m/s. Se incluyeron las medidas correctivas al respecto.

#### Resumen de resultados de calibración

Evento	Caudal pico (m <sup>3</sup> /s)		Tiempo pico (h)		S <sub>e</sub> (m <sup>3</sup> /s)	CN	IA (mm)
	Obs	Cal	Obs	Cal			
1-set-83	301	298	5	5.5	25	79	25
24-ago-85	91	91	5	5.5	7	68	29
27-may-90	225	226	3.5	3.5	23	75	30
Promedio						74	28

Hernando y otros (1992) calibraron el HEC-1 en la cuenca del río Sarapiquí (820.6 km<sup>2</sup>), Costa Rica. El caudal pico observado (792 m<sup>3</sup>/s) fue sobreestimado en un 5.3 % y el tiempo pico en una hora.

Argüello (1992) hizo la primera aplicación en Costa Rica (cuenca del río Virilla) del modelo determinístico, conceptual y continuo NWSP-PC. Este modelo es una versión para computadores personales del NWSRFS. El NWS-PC

se divide en un modelo de balance de humedad del suelo, denominado modelo Sacramento SAC; y un modelo para el tránsito de avenidas. El SAC transforma los datos de entrada de precipitación en flujos hacia los cauces a través de una descripción simplificada del ciclo hidrológico basado en los procesos de percolación, retención de humedad en el suelo, drenaje y evapotranspiración. En el modelo SAC el suelo es dividido en dos estratos: superior e inferior. En ambos existe agua en tensión y agua libre. El agua en tensión es retenida por los microporos y fuerzas capilares del suelo. El agua libre se mueve por los macroporos por la influencia de fuerzas gravitacionales. El agua en tensión está sujeta a evapotranspiración. El agua libre puede moverse hacia la zona inferior por percolación o lateralmente para producir interflujo. Cuando la precipitación excede las tasas de percolación e interflujo máximo, entonces el estrato superior se encuentra totalmente saturado, y el exceso de lluvia origina el escurrimiento superficial.

Un proceso similar ocurre en el estrato inferior, una vez saturado, produce el flujo base. La combinación de la escorrentía directa de las áreas impermeables, el escurrimiento superficial, interflujo (del estrato superior) y flujo base (del estrato inferior) genera los caudales en los cauces.

El modelo utiliza 22 parámetros, pero solo 18 requieren calibración. El tránsito de avenidas se hizo por el método de la onda cinemática. El modelo fue calibrado con base a registros diarios (Enero 1990 a mayo 1992) y horarios (Octubre 1990 y Octubre 1991). La calibración del modelo a nivel diario fue considerada satisfactoria, no así a nivel horario.

El coeficiente de Nash (E) para ambos períodos fue el siguiente:

Resultados de la calibración del modelo NWS-PC

Estadístico	Nivel Diario	Nivel Horario
E	0,79	0,48

Kite (1992 y 1993) calibró los modelos determinísticos SLURP, y SLURP-GRU en dos cuencas Canadienses. Según el autor, los modelos simulan bien los hidrogramas observados con base a criterios estadísticos, tales como, el error estándar  $S_e$ , el error estándar/caudal medio observado  $S_e/Q_0$ , el criterio de Nash/Sutcliffe E y el criterio de Garric *et al.* Los resultados de ambos modelos se muestra a continuación.

Modelo SLURP para la cuenca Shookumchuck (1730 km<sup>2</sup>)

Período de calibración (1986-1988)

Estadístico	Meta	Modelo agrupado	Modelo distribuido
$S_e/Q_0$	0	0,39	0,31
$S_e, m^3/S$	0		31,09
E	1	0,91	0,94

Modelo SLURP-GRU para la cuenca del río Kootenay (7129 km<sup>2</sup>)  
 Período de calibración (1986-1990)

Estadístico	Valor
Se, m <sup>3</sup> /s	32
E	0,94
Garric <i>et al</i>	0,79
S <sub>e</sub> /Q <sub>0</sub>	0,29

Con el modelo anterior se obtuvo un caudal pico simulado de 1092 m<sup>3</sup>/s para un caudal pico observado de 1010 m<sup>3</sup>/s. El caudal medio simulado fue 100 m<sup>3</sup>/s para un caudal medio observado de 109 m<sup>3</sup>/s. Posteriormente el modelo fue utilizado para simular el hidrograma bajo condiciones de cambios desfavorables del uso de la tierra.

Solís y otros (1993) estudiaron la problemática de las inundaciones del istmo centroamericano. Con el fin de controlar dicha situación aplicaron una herramienta tecnológica (modelación hidrológica e hidráulica), en condiciones de información limitada a dos estudios de casos, en Costa Rica. La implementación consecutiva de las medidas recomendadas ha ido demostrando a través del tiempo que tales tecnologías proporcionan resultados satisfactorios en la regulación de avenidas catastróficas. Sin embargo, a la par de la ejecución de las medidas técnicas deben implementarse otras medidas colaterales, tales como la revisión y limpieza periódica de los cauces a fin de conservar el área hidráulica para el cual se ha diseñado, prohibición de urbanización en las planicies de inundación y evacuación de viviendas en estas zonas críticas, forestación de las partes superiores de la cuenca y educación para la conservación de recursos naturales de la región. De no implementarse dichas medidas no se asegura la solución al problema de las inundaciones.

Ibrahin y Lion (1993) aplicaron el modelo conceptual de evento SWMM en una cuenca (6,11 km<sup>2</sup>) de Singapur. Se calibraron ocho parámetros utilizando cinco eventos. La calibración fue calificada de muy buena con base al coeficiente de determinación  $R^2$  y error estándar  $S_0$ .  $R^2$  fue prácticamente 1 y  $S_0$  fue aproximadamente cero para los eventos de calibración.

A pesar de esto, la inspección visual de dos eventos no indican el ajuste perfecto teórico que podrían derivarse de la interpretación de los estadísticos mencionados.

Iorgulescu y Jordan (1994) calibraron el modelo conceptual y continuo TOPMODEL en dos cuencas (Alloux, 0,036 km<sup>2</sup> y Corbassière, 1,85 km<sup>2</sup>) de Suecia. El modelo fue calibrado para un evento máximo utilizando información horaria. El hidrograma simulado fue considerado satisfactorio con base al coeficiente de Nash ( $E= 0,84$  para ambas cuencas).

Solís, Beaulieu y Chacón (1994) analizaron la problemática de las inundaciones del río Colorado, Turrialba, Costa Rica. En el proceso del análisis se aplicó el modelo hidráulico HEC-2 a los ríos Colorado, Poró y Barahona (afluentes) así como a sus puentes respectivos. Durante las primeras fases de la modelación se detectó que en diferentes sectores y puentes (cuatro de cinco) la capacidad hidráulica era limitada, así que se hicieron las simulaciones debidas mediante mejoras hasta obtener las características geométricas e hidráulicas adecuadas de dichas estructuras para dar paso seguro al caudal de diseño (para un período de retorno de 100 años). Finalmente, se indicaron las recomendaciones técnicas a seguir para el control de las inundaciones.

La revisión anterior permite establecer lo siguiente:

- El éxito en la aplicación (calibración o verificación) de un modelo puede ser juzgado satisfactoriamente si se hace una combinación de la inspección visual de los hidrogramas con las medidas estadísticas apropiadas. Las medidas estadísticas utilizadas nunca han sido el único criterio para juzgar la precisión de los modelos. El uso del coeficiente de

Nash junto a la inspección visual de los hidrogramas ha sido suficiente para juzgar un modelo. El coeficiente de Nash es un buen indicador para juzgar el éxito o fracaso en la aplicación de un modelo. La combinación del coeficiente de Nash con el error estándar dan un mejor juicio cuantitativo del ajuste de un modelo. Otra combinación posible con la cual se logran resultados similares son el coeficiente de determinación, la pendiente de la línea de regresión y su intersepto con el origen.

En el caso del HEC-1, otras medidas estadísticas, además del error estándar, pueden ser calculados para complementar la calidad de juicio del modelo. Esto es posible ya que el modelo produce en su salida los datos de caudales observados y simulados para cada evento de calibración.

En general, la simulación del hidrograma de los eventos simples o continuos observados ha sido posible. La calidad de ajuste ha sido variable. Muchos factores influyen en ello, tales como posibles errores en la captación de datos de entradas para representar la distribución temporal y espacial de los procesos del ciclo hidrológico (lluvia, infiltración, erosión, etc.), los cuales fluctúan muy irregularmente, en especial en las cuencas del trópico húmedo que poseen topografía abrupta y características hidroclimáticas y geomorfológicas muy variables.

- La determinación de los niveles de agua, es posible con modelos hidráulicos como el HEC-2. El uso de éstos modelos no es tan amplio como la de los modelos hidrológicos.

- La aplicación conjunta de modelos hidrológicos e hidráulicos es más escasa. Esto puede ser debido, en gran parte, al manejo de los datos de entrada, que no siempre es posible reunir, y al procesamiento voluminoso de la información para llegar al análisis de la conducta hídrica de las cuencas e hidráulica de los cauces. El HEC-1 y HEC-2 son dos modelos que pueden ser utilizados conjuntamente, tal como aquí se ha descrito, usando para ello los caudales pico calculados por el primer modelo, como dato de entrada para el segundo.

## 2.9 Estudios realizados en la cuenca del río Tuis

Entre los principales estudios realizados se encuentran los siguientes:

Beer (1979) describió las prácticas agroforestales tradicionales, así como los aspectos biofísicos, en las subcuencas Gata-Danta y la Leona. Las asociaciones más importantes fueron laurel (*Cordia alliodora*) con café (*Coffea arabica*) o caña (*Saccharum officinarum*) o pastos. Con base en mediciones de la escorrentía y erosión, en una plantación de café y pastizales, se concluyó que las especies arbóreas (hojarasca de *Erythrina poeppigiana* y *Cordia alliodora*) protegen al cultivo de la erosión superficial. También se cuantificó área basal, volúmenes en pie y rendimiento de cosecha. El estudio realizado es parte del proyecto "La Suiza" y de una serie de seis subproyectos que impulsó la Universidad de las Naciones Unidas ONU, en conjunto con el CATIE, cuyo objetivo fue el mejoramiento del uso de la tierra motivando las plantaciones forestales (solas o asociadas con cultivos o pastos).

Ugalde (1979) hizo una descripción y evaluación de las prácticas agroforestales más importantes en las subcuencas Gata-Danta y la Leona (6,50 km<sup>2</sup>). Afirma que los sistemas agroforestales SAF se han establecido, en su mayor parte en forma natural, y las asociaciones más frecuentes han sido laurel y poró con café, caña con laurel y café con poró. Se mencionan las ventajas y desventajas de los SAF y se recomienda la realización de estudios hidrológicos en las zonas inestables de las subcuencas. El trabajo es un seguimiento del proyecto "La Suiza" antes mencionado.

Bermúdez (1980) delimitó áreas sujetas a erosión laminar y recomienda acciones correctivas para la cuenca piloto (subcuencas Danta y Leona, 6,5 km<sup>2</sup>) de La Suiza. El estudio está basado en consideraciones topográficas, agronómicas, encuesta, observación de campo y fotointerpretación. Se concluye que el problema de erosión se debe en parte a un uso inapropiado de la tierra. Se hace referencia al problema de las inundaciones y a los deslizamientos en la subcuenca la Leona debido a la inestabilidad geológica de la zona. Se recomiendan estudios hidrológicos y de suelos.

Apolo (1980) midió la escorrentía y erosión en nueve parcelas de 40 m<sup>2</sup> de pasto con árboles localizados en una finca particular, en la parte media de la cuenca (9° 52' Lat N y 83° 36' Long. O) del río Tuis. También cuantificó arena, limo y arcilla.

Rodríguez (1981) hizo un estudio socioeconómico de fincas localizadas en las subcuencas Danta, Gata y Leona a través de encuesta. Incluyó aspectos biofísicos. Concluyó que existe un mal aprovechamiento de la tierra, en consecuencia erosión, lavado de suelo, deslizamientos, y además que se carece de asistencia técnica y financiamiento.

Glover (1981) estudió durante dos años los rendimientos de una plantación de *Coffea arabica* var Caturra con sombra de *Erythrina poeppigiana*, con y sin *Cordia alliodora*, en Canadá, La Suiza (9° 51' N, 83° 37' W, 610 msnm).

Clarkin (1981) analizó las causas y dio recomendaciones sobre el problema de los derrumbes continuos a la orilla de las quebradas La Leona y La Danta. Puntualizó que la causa de los derrumbes es una combinación de un mal uso de la tierra en una zona geológicamente vulnerable. Los derrumbes, incluyendo deslizamientos, hundimientos y agrietamientos son seguidos después de que sectores planos de las subcuencas son anegados por las fuertes lluvias, hasta su completa saturación. Las recomendaciones fueron hechas a nivel educativo a las comunidades para que se haga un mejor uso de la tierra, así como medidas correctivas a nivel de cauces mediante limpieza continua y protección de laderas con vegetación, finalmente conservación y protección de las áreas boscosas. Se recomienda, asimismo, estudios hidrogeológicos.

Avendaño y Retana (1982) realizaron un inventario forestal en las subcuencas Gata-Danta y Leona (en una área de 8,30 km<sup>2</sup>). De dicho estudio se determinó lo siguiente:

- El bosque dominante es secundario e intervenido (diámetro menor a 40 cm) y en fuertes pendientes.

- Hay inestabilidad en la parte media de las subcuencas que ocasiona problemas en cuanto a deslizamientos y hundimientos; y
- Uso inadecuado de la tierra y carencia de prácticas adecuadas de protección y conservación.

Calvo, Herrera y Junkov (1983) analizaron el precarismo en la parte alta de la cuenca del río Tuis a la altura  $\pm$  800 m del poblado de San Martín. El uso inapropiado de la tierra (explotación forestal sin ningún control) y la conversión a áreas de cultivos ha producido diferentes formas de erosión (canales o surcos, cárcavas) y sedimentación. Recomiendan hacer una clasificación del uso de la tierra.

Clarkin (1983) hizo una descripción biofísica y socio-económica de las subcuencas Danta, Gata y La Leona. También analizó algunos problemas relevantes de la zona, tales como: derrumbes, erosión e inundaciones.

Ferreiro (1984) formuló un plan preliminar de ordenamiento y manejo de la cuenca del río Tuis y desarrolló una metodología para su aplicación. Entre las principales actividades ejecutadas en dicho estudio se mencionan las siguientes (Quesada, 1985).

- Reconocimiento de toda la cuenca.
- Estudio de las principales características socio- económicas de la población y su relación con el medio ambiente.
- Recopilación de información bibliográfica sobre estudios previos en la cuenca.
- Recopilación, análisis y mapeo de las características fisiográficas, climatológicas, hidrológicas y de uso actual de la tierra.
- Aplicación del plan a la cuenca, tomando en cuenta limitaciones de información.
- Elaboración de planes operativos, respecto al establecimiento de una red hidroclimática y la definición de límites para una reserva forestal de protección hidrológica en la parte superior sur de la cuenca.

El estudio de Ferreiro permitió establecer contacto con la Junta de Desarrollo Comunal de La Suiza y otras autoridades de la municipalidad en donde se hicieron recomendaciones para el mejoramiento hidráulico del cauce del río Tuis, en áreas críticas, las que posteriormente se ejecutaron mediante canalización.

Glover y Beer (1984) en Canadá, La Suiza (9° 51' Lat. norte, 83° 37' Log. Oeste) estudiaron la producción de hojarasca de los SAF *Coffea arabica* var Caturra con *Erythrina poeppigiana*, y *C. arabica* var Caturra con *E. poeppigiana* y *Cordia alliodora*. Se analizó mediante regresión cúbica la influencia de la variación espacial en la producción de hojarasca.

Bedoya (1984) analizó los factores que influyen en la ubicación de la población en zonas de riesgo de inundación en la cuenca del río Tuis y recomienda un plan global de manejo de la cuenca con el fin de obtener soluciones a los problemas del área.

Núñez, Rodríguez y Díaz (1985) evaluaron la fertilidad de un suelo ultisol (Andeptic Tropohumult) en la parte media de la cuenca (13,30 km<sup>2</sup>) sobre el cauce del río Tuis, vertiente sur. El estudio se basó en el análisis de muestras de horizontes de suelo. Se concluyó que existe una alta saturación de aluminio intercambiable y alta capacidad de fijación de fosfatos. Se dan recomendaciones sobre dosis de fertilización (NPK) en caña de azúcar y café.

Vargas (1986) hizo una descripción geológica en una área de 12 km<sup>2</sup> de las cuencas del río Tuis y río Atirro. Las coordenadas fueron 574-580 N y 200-201,7 E, según la proyección Lambert Costa Rica sur, de la hoja topográfica 3445-II de Pejibaye 1:50.000. Se hizo una caracterización de las unidades litoestratigráficas de las quebradas de río Conejo y quebrada Armado, afluentes del río Tuis. Se reconoció tres unidades litológicas: Volcano-sedimentaria, conglomerádica y unidades recientes (depósitos aluviales y coluviales).

Núñez (1986) clasificó taxonómicamente (hasta familia) los suelos de la vertiente sur de la cuenca del Tuis. También hizo una clasificación del uso de la tierra, fertilidad y áreas para la conservación del suelo y agua. La clasificación estuvo apoyada en el análisis de las características de los estratos del suelo a través de los perfiles en toda la región.

Faustino, Saver y Laats (1987) investigaron la escorrentía y pérdida de suelos, en ocho parcelas experimentales ubicadas en la finca "La Selva" ( $9^{\circ} 45' - 9^{\circ} 54'$  L. N. y  $83^{\circ} - 39'$  L.O; 660 msnm). Las parcelas incluyeron variaciones en pendientes (40 al 75 %) y diferentes prácticas de conservación de suelos. Los cultivos analizados fueron café con asociaciones de zacate limón, maleza y poró; y frijol. Se obtuvo información sobre las propiedades físico-químicas de los suelos con base al estudio de perfiles.

León (1990) midió la escorrentía y pérdidas de suelo en once parcelas (tres de  $40 \text{ m}^2$  y ocho de  $24 \text{ m}^2$ ) ubicadas en la finca de La Selva, cuenca del río Tuis.

Pérez (1990) propone lineamientos básicos para facilitar la formulación de estrategias en el manejo sostenible de la cuenca del río Tuis.

La revisión anterior muestra que se han realizado estudios a nivel agroforestal, socioeconómico, suelos y de geología principalmente. También se cubrieron aspectos biofísicos sobre los cuales se enmarcaron las investigaciones. La diversidad de trabajos ha sido valiosa, pues ha permitido caracterizar la zona de estudio y conocer los problemas que requieren de soluciones inmediatas, como es el caso de las inundaciones. Pero es necesario extender los estudios a otros sectores de la cuenca, como por ejemplo, hacer más trabajos de geología en las áreas vulnerables de la cuenca, así como el establecimiento correspondiente de más parcelas de escorrentía. El conocer la geología de estas y otras zonas, vía experimental, es determinante a la hora de delimitar y priorizar áreas de estudios. Por ejemplo, es necesario realizar un estudio geológico del

complejo de subcuencas Gata, Danta y La Leona, ya que se ha constatado su vulnerabilidad a los deslizamientos, erosión e inundaciones. La agroforestería también debería extenderse, sobre todo en laderas o áreas marginales y a la orilla de los cauces.

Es necesario hacer estudios hidrológicos, tal como se ha señalado, pues son importantes a la hora de formular recomendaciones más realistas sobre la solución a los problemas de las inundaciones. Obviamente los estudios agroforestales y los planes de manejo de cuenca realizados y propuestos son muy valiosos, pues apuntan a soluciones más estables, aunque a largo plazo.

Estas prácticas (agroforestales), las cuales son incorporadas en los planes del manejo de la cuenca, junto a otras acciones como reforestación y prácticas de conservación son necesarias para tratar de aliviar de forma duradera el riesgo de erosión e inundación de los sectores más bajos de la cuenca.

El problema de las inundaciones, además de haber sido documentado (Ferreiro, 1984, Bedoya, 1984) ha sido motivo de preocupación por autoridades locales y nacionales. Por ejemplo, la Asociación de Desarrollo Comunal de La Suiza ha expuesto el problema y solicitado ayuda a las autoridades de la Municipalidad de Turrialba. El Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT) ha constatado dichos problemas (inundación y deslizamientos).

La Comisión Nacional de Emergencia ha reaccionado ante la ocurrencia de los desastres y ha propuesto que se realicen trabajos topográficos y estudios de modelación hidrológica e hidráulica. Obviamente dichas investigaciones son importantes, y no han sido cubiertas en los temas tratados anteriormente.

Hasta el momento se tiene una clara definición de los problemas de la cuenca. Se sabe que uno de ellos, las inundaciones, requieren de una solución inmediata.

Indudablemente, la solución es más compleja, e implica un tratamiento completo que incluya acciones preventivas en la parte media y alta de la cuenca, así como medidas correctivas a nivel de cauces, como parte de un plan global de manejo de la cuenca.

El presente trabajo difiere de los anteriores por su naturaleza y enfoque. Incursiona el área de la hidrología e hidráulica, estudia el régimen hídrico y analiza la conducta hidrológica e hidráulica de los cauces más críticos desde un punto de-vista cuantitativo. Se produce información geométrica e hidráulica de los cauces para dar paso seguro a avenidas máximas para un período de retorno dado. Se hace uso de tecnologías de modelación hidrológica e hidráulica y de materiales del sistema de información geográfica.

La presente investigación pretende ser de utilidad para quienes desarrollan planes globales de la cuenca, pues se incluye información respecto a medidas correctivas a nivel de cauces.

### 3. MATERIALES Y METODOLOGIA

#### 3.1 Descripción de la cuenca del río Tuis

##### 3.1.1 Localización

La unidad hidrológica de estudio es la cuenca del río Tuis (Figura 7); mide 76.7 km<sup>2</sup> y se localiza geográficamente entre los 9° 45' y 9° 53' Latitud Norte, y entre los 83°33' y 83°38' Longitud Oeste aproximadamente. Políticamente, la cuenca pertenece al distrito La Suiza, cantón de Turrialba, provincia de Cartago, Costa Rica.

El río Tuis es un afluente del río Reventazón y desemboca aproximadamente a 1,5 km río arriba del puente Angostura. Otros afluentes principales del río Reventazón son el río Navarro, el Pejibaye y el Atirro. Sus aguas drenan hacia el mar Caribe.

##### 3.1.2 Geología

Según el mapa geomorfológico del Valle Central de Costa Rica, documentado por Bergoeing y Malavassi (1982), la cuenca del río Tuis se encuentra dominada por rocas volcánicas y en menor proporción por un estrato sedimentario que aflora en la parte baja de la cuenca y ocupa las planicies del río Tuis y sobre la cual se asienta el poblado La Suiza. El curso del río está gobernado por la tectónica del sitio y cuya dirección es NO.

El estrato sedimentario, en su mayor parte, es de origen marino. Sobre él se encuentra material aluvial, producto del arrastre de sedimentos y conglomerados que vienen, principalmente, del río Tuis y las quebradas La Danta, La Gata y La Leona. En la cuenca se localizan sectores inestables causados por la presencia de rocas volcánicas, pómez y arcilla que yacen sobre roca sedimentaria meteorizada. Las áreas más inestables se localizan sobre las laderas de las quebradas La Leona y La Danta.



### 3.1.3 Suelos

Según Núñez (1986) y Ferreiro (1984) se distinguen tres órdenes de suelos:

#### - Inceptisoles

Se localizan, principalmente, en la llanura de inundación del río Tuis y constituyen una área pequeña, son ácidos, de textura franco a franco-arcillosa, buen drenaje y profundos (> 2 m). Han sido formados por aluviones recientes con abundancia de materiales sedimentarios.

#### - Ultisoles

Dominan la mayor parte de la cuenca, son suelos derivados de rocas de origen volcánico. Por lo general son ácidos, arcillosos, profundidad variable, pedregosos y de baja permeabilidad.

#### - Entisoles

Se encuentran distribuidos en laderas escarpadas de la cuenca superior del río Tuis, así como en su llanura aluvial. Son suelos que varían de franco arenosos a franco arcillosos con una moderada a buena capacidad de drenaje.

### 3.1.4 Relieve

La cuenca presenta distintos relieves (Ferreiro, 1984):

#### - Zona ligeramente plana

Se limita entre las cotas 560 y 730 msnm con pendientes menores al 12.3%. Es una área ocupada por terrazas aluviales y planicies de inundación del río Tuis.

#### - Zona de relieve ondulado

Se delimita entre las cotas 700 y 1000 msnm, y se localiza al norte, en las cuencas Danta y Leona, cuyas pendientes oscilan de 12.3% al 32.5%.

#### - Zona de relieve montañoso

Se encuentra en diferentes partes y altitudes de la cuenca, con pendientes entre 32,5% y 50%.

#### - Zona de relieve escarpado

Se encuentra distribuida en varios sectores de la cuenca, con pendientes mayores al 50%. La altitud del relieve varía desde 560 msnm, en la parte más baja de la cuenca (en la desembocadura del río Tuis), hasta 1980 msnm, en la divisoria sur de sus aguas (Ferreiro, 1984).

#### 3.1.5 Precipitación y temperatura

La precipitación promedio oscila entre los 2500 mm (en La Suiza) y los 5500 mm (en los altos del río Tuis) (Ferreiro, 1984; Pérez, 1990).

El período de enero - abril es el menos lluvioso, siendo marzo el mes más seco, con un promedio de 51 mm. El período lluvioso es de mayo a diciembre, con un período seco de 1 - 2 semanas en el mes de agosto. Junio es el mes más lluvioso con un promedio de 301 mm (Ferreiro, 1984).

La temperatura promedio anual oscila entre 15.4°C y 23°C (Pérez, 1990).

#### 3.1.6 Zonas de vida

En la cuenca del río Tuis se han identificado cuatro zonas de vida (Núñez, 1986):

-bmh-T, bosque muy húmedo tropical.

-bmh-P, bosque muy húmedo premontano, que se caracteriza además por ser mediano y alto, semi-caducifolio, de dos a tres estratos y con unas pocas especies caducifolias en la estación seca (Mora, 1987).

-bp-P, bosque pluvial premontano, siempre verde, de altura baja e intermedia y de dos a tres estratos, y

-bp-MB, bosque pluvial montano bajo, siempre verde, de altura baja e intermedia con dos estratos de árboles.

### 3.2 Materiales y equipo

#### 3.2.1 Cartografía

- Mapas topográficos

Las hojas utilizadas (editadas por el Instituto Geográfico Nacional, escala 1:50000) fueron:

Tucurrique (3445 I)

Pejibaye (3445 II)

Tapantí (3445 III)

Cuericí (3444 I)

Estos mapas se utilizan para caracterizar la fisiografía de la cuenca del río Tuis (hojas 3445 I, 3445 II) y del río Pejibaye (hojas 3445 II, 3445 III, 3444 I), el área de la cuenca y de las subcuencas.

- Planos topográficos

Se utiliza la información topográfica (planos y datos de gabinete) levantada por el Instituto Costarricense de Electricidad - ICE. Dicha información contiene una descripción geométrica de las secciones transversales y longitudinales de los siguientes cauces:

Quebrada Leona

Quebrada Danta

Quebrada Gata

La información topográfica se utiliza como dato de entrada del modelo HEC-2.

#### 3.2.2 Pluviometría

Se utilizan los registros históricos de las estaciones pluviométricas y pluviográficas del ICE, como se señala a continuación:

- Precipitación diaria para cada una de las estaciones influyentes en los eventos de calibración del HEC-1.

- Bandas pluviográficas

- Precipitación máxima diaria anual

Esta información se utiliza como dato de entrada del modelo HEC-1 y el método de Gumbel para un período de retorno determinado.

### 3.2.3 Hidrometría

Se utilizan los registros históricos de las estaciones limnigráficas del ICE, como se señala a continuación:

- Registro de caudales diarios de los fluviógrafos para los eventos de calibración seleccionados.

- Bandas fluviográficas

Esta información se utiliza como dato de entrada del modelo HEC-1 y el método de Gumbel (caudales).

### 3.2.4 Sistemas de información geográfica (SIG)

Se utilizan los siguientes materiales:

- Una microcomputadora AT 386 DX-33 MHZ

- El paquete IDRISI

- Programa "RASDIST"

Es un programa ejecutable utilizado para determinar el centroide de cuencas. El programa opera en el ambiente de IDRISI. La utilización del programa fue posible debido a la asesoría de Leclerc, G. (1994, proyecto Canadá/CATIE).

### 3.2.5 Hoja electrónica

Se utiliza la hoja electrónica QUATTRO PRO para:

- Desarrollar las fórmulas del método de Gumbel

- Calcular longitud de cauces

- Calcular el coeficiente de determinación y el coeficiente de NASH entre caudales observados y caudales calculados.

### 3.2.6 Programas de cómputo electrónico

- Programa "PLUVIOG.MCD"

Fue diseñado por Beaulieu, N. y Leclerc, G. (1994) y se utiliza para determinar el hietograma y totales de lluvia acumulados a partir de la digitalización de las bandas del pluviógrafo.

- Programa "FLUVIOG.MCD"

Fue diseñado por Beaulieu, N. y Leclerc, G. (1994) y se utiliza para determinar los niveles de agua y caudales a partir de la digitalización de

las bandas del fluviógrafo.

Los dos programas anteriores están hechos en Mathcad Versión 3.0

- Programa "TLAG.BAS"

Fue diseñado por el autor para el cálculo del centro de masa del hietograma y el tiempo de desfase. Está hecho en Turbo Pascal Versión 6.0.

- Programa "YNORMAL.BAS"

Fue diseñado por el autor. Está hecho en Quick basic versión 4.5. El programa determina el tirante normal, su velocidad y el número de Froude en un canal con talud (m). Fue utilizado en el cálculo del tiempo de viaje de la onda cinemática (dato de entrada de HEC-1), en la determinación del régimen de flujo y nivel inicial del agua (dato de entrada del HEC-2).

- Programa "CONVERT"

Es un programa ejecutable, disponible en el laboratorio de SIG, CATIE. El programa fue desarrollado por Marlon Molina en el Sistema de Información sobre Vivienda y Asentamientos Humanos (SISVAH) y convierte las coordenadas geográficas a coordenadas Lambert, y viceversa, para Costa Rica Norte y Costa Rica Sur. El programa fue utilizado para la ubicación de las estaciones en los mapas topográficos.

### 3.2.7 El HEC-1

- Aspectos generales

El HEC-1 (Hydrologic Engineering Center) es un modelo matemático e hidrológico de precipitación-escorrentía. El modelo es de tipo conceptual, determinístico y de eventos. El modelo fue desarrollado en 1967 por Leo R. Beard y miembros principales del Cuerpo de Ingenieros del Centro de Ingeniería Hidrológica de los Estados Unidos de América (Feldman, Ely y Goldman, 1982).

El modelo fue creado, básicamente, para calcular los caudales producidos por la precipitación a través de un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos, tales como, subcuencas, embalses, cauces y derivaciones (HEC-1, 1990). Cada componente modela un aspecto del

proceso precipitación-escorrentía dentro de una porción de la cuenca o unidad hidrológica, denominada subcuenca. Cada componente es representado por un conjunto de parámetros y de relaciones matemáticas que describen los procesos físicos. El resultado del proceso de modelación es el cálculo del hidrograma en los sitios de interés de la cuenca (HEC-1, 1990)

El HEC-1 está conformado por un conjunto de programas de cómputo, escritos en lenguaje Fortran IV (Feldman, Ely y Goldman, 1981). El HEC-1 es utilizado para estudiar planicies de inundación; proporciona información para la planeación y evaluación de proyectos para el control de avenidas máximas (Feldman, Ely y Goldman, 1982).

El HEC-1 tiene tres componentes básicos: escurrimiento, tránsito y combinación de hidrogramas (Hoggan, 1989). Estos componentes, con su respectiva representación (conceptual) se pueden observar en la Figura 8.

#### - Transformación de la lluvia efectiva en escurrimiento

Este componente se utiliza para describir el movimiento del agua sobre la superficie del suelo, en cada subcuenca, y, a través de los ríos. El escurrimiento se determina a partir del exceso de lluvia o precipitación efectiva, la cual es aquella parte del hietograma (o precipitación) que escurre. La transformación del escurrimiento en caudales superficiales se realiza a través de la técnica del hidrograma unitario o de la técnica de la onda cinemática. La técnica utilizada en esta tesis es la del hidrograma unitario (HU). El HU es el hidrograma producido por la lluvia efectiva unitaria que cae uniformemente en el espacio y en el tiempo sobre una cuenca durante un período de tiempo T. El hietograma del evento escogido se descompone en varias sub-lluvias las cuales producen hidrogramas sucesivos que son superpuestos. La superposición se realiza a través de la siguiente función (ecuación de convolución discretizada por el tiempo).

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad (3.2.7.1)$$

Donde:

$Q_n$  son las ordenadas del hidrograma superficial al final de cada intervalo de tiempo ( $L^3/T$ )

$U_{n-n+1}$  son las ordenadas del hidrograma unitario ( $L^3/T$ )/L

$P_n$  es la precipitación efectiva promedio de la cuenca para cada intervalo de tiempo

$n$  son las abscisas del hidrograma de escurrimiento superficial al final del intervalo de tiempo (o intervalo de cálculo);  
 $n=0,1,2,\dots,N$ (total de abscisas)

$m$  son las particiones (o pulsos) de la lámina de precipitación efectiva. El tamaño de cada partición es igual al intervalo de tiempo utilizado en el cálculo del hidrograma efectivo medio de la cuenca;  
 $m=1,2,\dots,M$ (total de particiones)

$n \leq M$  es el límite superior de la suma. Denota que los términos de la ecuación son sumados para  $m=1,2,\dots,n$  para  $n \leq M$ . Cuando  $n > M$ , entonces la suma de términos se calcula para  $m=1,2,\dots,M$

$N-M+1$  es el número total de ordenadas del HU.

El caudal subsuperficial o caudal base se adiciona al caudal superficial para obtener el caudal total, el cual es representado en el hidrograma a la salida de una subcuenca. La determinación del caudal base está basado en una ecuación empírica y cuyos parámetros se obtienen de hidrogramas observados.

HEC-1 dispone de métodos variados para determinar las pérdidas de precipitación, tales como: pérdida inicial y pérdida uniforme, exponencial, servicio de conservación de suelos SCS, Holtan y el método de Green-Ampt.

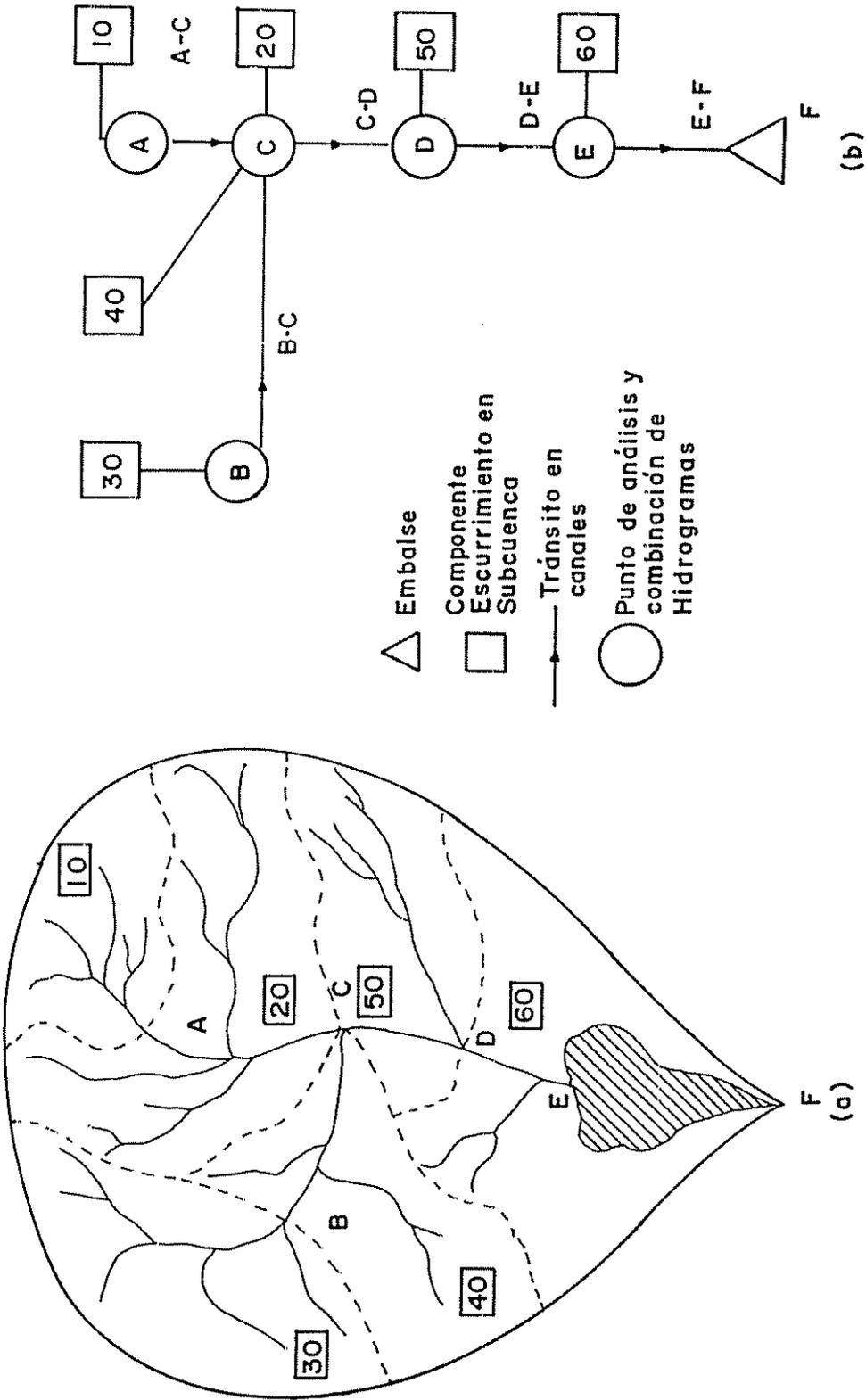


Figura 8. Simulación del escurrimiento: (a) componentes de una cuenca, (b) diagrama conceptual de los componentes

- Tránsito de hidrogramas (o avenidas)

El tránsito de caudales o avenidas es un procedimiento que determina a partir del hidrograma de entrada, el hidrograma de salida, en el punto inferior de un cauce (Chow y otros, 1988).

Los procedimientos de tránsito pueden ser hidrológicos e hidráulicos. Estos últimos son preferidos por su exactitud, pero su uso no es muy generalizado. Los métodos hidrológicos dan buenos resultados si se utilizan adecuadamente.

Uno de los procedimientos hidrológicos de tránsito comúnmente utilizados es el método de Muskingum. Este método se basa en la ecuación de continuidad, y asume que las entradas de flujo lateral son despreciables. Los resultados del método describen razonablemente la atenuación del flujo a través de la red de canales (Heggen, 1984).

El cálculo del hidrograma de salida en un tramo de canal a través del método de Muskingum se hace con la siguiente expresión (HEC-1, 1990).

$$QS(2) = (CA - CB) * QE(1) + (1 - CA) * QS(1) + CB * QE(2) \quad (3.2.7.2)$$

$$CA = \frac{2 \Delta t}{2 * AMSKK(1 - X) + \Delta t} \quad (3.2.7.3)$$

$$CB = \frac{\Delta t - 2 * AMSKK * X}{2 * AMSKK * (1 - X) + \Delta t} \quad (3.2.7.4)$$

Donde:

QS es el caudal de salida del tramo en m<sup>3</sup>/s

QE es el caudal de entrada al tramo en m<sup>3</sup>/s

AMSKK (K) es el tiempo que tarda la onda para recorrer el tramo en horas;  $\Delta t$  es el intervalo de tránsito o de cálculo.

X es el factor de peso de Muskingum ( $0 \leq X \leq 0.5$ ), y por lo general tiene un valor cercano a 0,2 en ríos. Además, no se justifica una alta precisión en la determinación de X, ya que los hidrogramas finales son poco sensibles a las variaciones de este parámetro.

El procedimiento de tránsito puede ser dividido en varios subtramos (siendo NSTPS el número de subtramos), pero AMSKK sigue siendo el tiempo de recorrido de todo el tramo. Para asegurar la estabilidad matemática del método y la precisión del hidrograma calculado, el tramo debe ser escogido de modo que:

$$\frac{1}{2(1-X)} \leq \frac{AMSKK}{NSTPS * \Delta t} \leq \frac{1}{2X} \quad (3.2.7.5)$$

HEC-1 también presentan otras opciones de tránsito de avenidas.

- Combinación de hidrogramas

El hidrograma total a la salida de una cuenca se obtiene por la superposición del hidrograma calculado y del hidrograma transitado.

- Simulación del proceso precipitación-escorrentía

El proceso de simulación del escurrimiento, en cuencas heterogéneas, empieza por la parte más alta con el cálculo del hidrograma de las subcuencas. El hidrograma de la subcuenca más alta es transitado hacia una subcuenca inferior en donde puede haber uno o más hidrogramas transitados de subcuencas laterales. Los hidrogramas que convergen a la salida de una subcuenca son combinados aditivamente y luego son transitados hacia aguas abajo hasta encontrar la salida de otra subcuenca. Este procedimiento compuesto por el cálculo de hidrograma de subcuencas, su tránsito y combinación se aplica continuamente hasta encontrar la última salida de la cuenca.

Por ejemplo, en la figura anterior (No.8), el proceso de simulación comienza con el cálculo de los hidrogramas de las subcuencas superiores, como la N<sup>o</sup> 10 en el punto A, la cual es transitada por el cauce A-C hasta el punto C. A continuación se calcula el hidrograma de la subcuenca N<sup>o</sup> 30 en el punto B, el cual es transitado por el cauce B-C hasta el punto C. El hidrograma de las subcuencas N<sup>o</sup> 20 y N<sup>o</sup> 40 es calculado en el punto C. En el punto C se combinan los hidrogramas de las subcuencas N<sup>o</sup> 20 y N<sup>o</sup> 40, y

los hidrogramas transitados por los cauces A-C y B-C de las subcuencas NO 10 y NO 30. El procedimiento anterior se repite análogamente hasta obtener el hidrograma total de la cuenca a su salida en el punto F.

- Supuestos y limitaciones del HEC-1

El HEC-1 supone que los procesos hidrológicos pueden ser representados por modelos cuyos parámetros reflejan las condiciones promedio dentro de cada subcuenca. Si esto no fuera el caso, es necesario subdividir la cuenca en unidades más pequeñas para que los parámetros promedio puedan ser aplicados. Los parámetros de los modelos representan la variabilidad espacial y temporal de los procesos en toda la cuenca (HEC-1, 1990).

El modelo tiene varias limitaciones: la simulación está limitada a tormentas aisladas; no se calculan los niveles de agua, y el tránsito de avenidas se realiza por métodos hidrológicos, los cuales producen resultados aproximados en zonas muy planas (HEC-1, 1990; Solís y otros, 1991b).

- Requerimientos de cómputo

La versión 4.0 ejecutable del HEC-1 es escrita en Fortran 77 estándar, requiere un mínimo de 640 kbytes de memoria RAM (551 K libres), un sistema operativo 3.1 MS-DOS o superior y un disco duro. Un coprocesador matemático es recomendable (HEC-1, 1990).

El modelo puede operar en computadoras "Mainframe", o en micros XT, AT, entre otras (HEC-1, 1990).

- Información de entrada

El HEC-1 requiere de diferentes tipos de datos según las necesidades del usuario. Los datos aquí se utilizan son de dos tipos: datos para la calibración del modelo y datos para la modelación hidrológica.

Los datos básicos para la calibración del HEC-1 se resumen en:

Datos de precipitación y

Datos de caudales para el evento seleccionado;

Area de la cuenca,

Un hidrograma unitario adimensional y  
Una función de pérdidas.

Los datos de precipitación se agrupan en: datos de precipitación total para el día de ocurrencia del evento y datos de precipitación para diferentes segmentos de tiempo. En éste último caso se selecciona un pluviógrafo. En los casos restantes la precipitación total se toma de los pluviómetros diarios.

Los datos del HU adimensional y la función de pérdidas se toman de las opciones que ofrece el programa HEC-1.

Los datos básicos para la modelación hidrológica son los siguientes:

Datos de precipitación diaria para un período de retorno dado;

Una tormenta de diseño para la distribución temporal de la precipitación para un período de retorno dado;

Area de subcuencas;

Parámetros de flujo base;

Parámetros de pérdidas IA y CN;

Parámetro del hidrograma unitario TLAG y

Parámetros de tránsito de avenidas.

La descripción de los datos de entrada se realiza en la metodología.

#### - Estructura de los archivos de datos de entrada

Los datos se organizan mediante registros o tarjetas. Se tienen dos tipos: datos de control y datos de simulación de la cuenca. Los datos de control empiezan con un asterisco. Los comandos de control mas utilizados son: \*FREE; \*FIX y \*DIAGRAM. \*FIX es la opción de default de formato, con 10 campos de 8 columnas cada uno. \*FREE se una para formato libre; los datos siguen a la variable \*FREE separados por comas o espacios libres. \*DIAGRAM reproduce la estructura de la red de flujo. Los datos de simulación se identifican por códigos de dos caracteres alfanuméricos en las columnas 1 y 2. Estos códigos identifican los datos y activan las opciones de simulación. La primera letra del código identifica la categoría general

de los datos y la segunda letra identifica un tipo específico de dato dentro de la categoría general.

- Registros utilizados

Los registros utilizados en la fase de calibración y modelación hidrológica se describen a continuación:

Organización de los datos de entrada para la calibración y simulación de eventos

CATEGORIA DE DATOS	CODIGO	DESCRIPCION
Inicialización del del programa	ID	Identifica el tipo de trabajo
	IT	Controla el intervalo del tiempo (NMIN), fecha (IDATE), hora de inicio (ITIME) y la longitud de los hidrogramas (NQ) calculados por el programa.
	IM	Unidades métricas
	IO	Controla la impresión de los resultados
	IN	Define el intervalo de tiempo de los datos de lluvia y caudales (JXMIN) de entrada, la fecha (JXDATE) y hora de inicio (JXTIME) del evento.
Optimización	OU	Uso del HU y función de pérdidas
Control de procedimiento	KK	Identifica la localización de estaciones o procedimientos (ej: escurrimiento en subcuencas, tránsito, combinación, etc.).
	KM	Mensaje que se imprime al inicio de la salida de cada estación o procedimiento.

Transformación de hidrogramas	HC	Indica el número de hidrogramas a ser combinados. El número máximo es 5.
Datos del hidrograma	QO	Hidrograma observado
Datos de la cuenca	BA	Area de la cuenca
	BF	Características del flujo base
Datos de precipitación	PC	Precipitación acumulada para cada intervalo de tiempo (hidrograma)
	PG	Lámina total precipitada
	PR	Identificador alfanumérico de estaciones pluviográficas utilizadas en la distribución de la precipitación
	PT	Identificador alfanumérico de estaciones pluviométricas utilizadas en el registro de la lámina total precipitada del evento
	PW	Indice o peso asignado a cada estación pluviométrica o pluviográfica.
Datos de función de pérdidas	LS	Método del número de curva del SCS. Comprende las siguientes variables: STRTL...Abstracción inicial CRVNBR...Número de curva El procedimiento de optimización se activa asignando -1 a las variables anteriores. Si la variable STRTL= 0 entonces ésta se calcula como:

$$STRTL = \frac{0.2 * (1000 - 10 * CRVNBR)}{CRVNBR}$$

		Si STRTL y CRVNBR no desean optimizarse entonces se asigna un número positivo.
Datos del hidrograma unitario	UD	Hidrograma unitario adimensional del SCS. Este registro contiene a la variable TLAG. Se asigna -1 si se desea optimizarla. En caso contrario se asigna un valor positivo.
Datos de tránsito	RM	Parámetro de Muskingum. Estos son: NSTPS (campo 1) AMSKK (campo 2) X (campo 3) Si se desea optimizar las variables anteriores se asigna -1. En caso contrario se asigna el valor positivo correspondiente.
Finalización del programa	ZZ	Se requiere para finalizar el programa.

### 3.2.8 El HEC-2

#### - Aspectos generales

El HEC-2 (Hydrologic Engineering Center) es un modelo matemático, hidráulico y determinístico de cuencas. Fue desarrollado en el Centro de Ingeniería Hidrológica de Estados Unidos por Bill S. Eichert. Básicamente el modelo calcula los perfiles o niveles de agua en cauces y canales utilizando un programa computarizado ejecutable en lenguaje Fortran mediante un algoritmo numérico denominado "método del paso estándar" (HEC-2, 1991). Las versiones del modelo datan de 1976 (que sustituyó a las anteriores) (HEC-2, 1991); versión de 1984, en donde se hizo la primera aplicación en microcomputadoras (Solís y otros, 1991b); y versión 4.6 de 1991. En todas las versiones se ha mantenido el propósito para el cual fue creado el

modelo. Las últimas versiones han incrementado las opciones y capacidades del programa.

- Bases teóricas del HEC-2

El algoritmo "método del paso estándar", con el que se calculan los perfiles, está basado en la solución de dos ecuaciones: la ecuación de energía (o Bernoulli) y la ecuación para pérdidas locales y lineales de energía. También se utiliza la ecuación de momentum en el análisis de puentes (Hoggan, 1989).

- Supuestos y limitaciones

El HEC-2 supone que el régimen de flujo es permanente, gradualmente variado, unidimensional y con propiedades del fluido constantes. El modelo está limitado para ser aplicado a cauces con fronteras fijas y pendientes menores al 10 % (HEC-2, 1991; Hoggan, 1989; Solís y otros, 1991b).

- Consideraciones y aplicaciones

En el cálculo de perfiles se considera el efecto que pueden tener estructuras, tales como: puentes, alcantarillas, vertedores y diques. El HEC-2 es usado para determinar planicies inundables y para estudiar el efecto de mejoras físicas, como corrección de cauces y puentes.

- Información de entrada

Para la modelación hidráulica se requiere conocer:

El régimen de flujo;

Elevación inicial del agua;

Coefficientes de pérdidas, y

Geometría longitudinal y transversal de los cauces y estructuras de obstrucción.

- Régimen del flujo

Puede ser supercrítico o subcrítico. En el régimen subcrítico las condiciones del flujo están controladas por la frontera inferior, en consecuencia, el cálculo de las curvas de remanso (perfiles) se inicia de aguas abajo hacia aguas arriba. En caso contrario (flujo supercrítico) se

procede de aguas arriba hacia aguas abajo (Solís y otros, 1991b).

- Elevación inicial del agua

Viene dada por el conocimiento del tirante crítico, una altura conocida o una altura determinada por el método de área-pendiente.

- Coeficientes de pérdidas de energía

Se requiere conocer los valores de "n de Manning" para el cauce principal y sus planicies de inundación, valores por pérdidas de expansión y contracción en cauces y valores de pérdidas para puentes (pilas), alcantarillas y diques.

- Geometría de los cauces

La descripción geométrica longitudinal y transversal de cauces y estructuras de obstrucción vienen dada por un levantamiento topográfico. El levantamiento de los cauces se realiza por tramos, respetando los cambios de pendiente, sección, rugosidad y planicies de inundación. El Programa HEC-2 supone que las coordenadas de las secciones transversales son leídas de margen izquierda a margen derecha. Por convención, la margen izquierda se elige orientándose hacia aguas abajo (Solís y otros, 1991b).

- Información de salida

El HEC-2 produce la siguiente salida:

Impresión de datos de entrada;

Caudales por sección en las márgenes izquierda, derecha y en el canal principal;

Perfiles longitudinales con sus respectivas elevaciones normal y crítica, línea de energía, fondo del río, elevación de los bancos izquierdo y derecho y la elevación mínima de las últimas estaciones;

Secciones transversales de las estaciones mostrando el nivel de agua y su nivel energético; y

Un resumen tabular de variables geométricas e hidráulicas, tales como, número de sección, elevación de la rasante, elevación del agua, velocidad, caudal y número de Froude, entre otras variables que pueden ser seleccionadas, según las necesidades del usuario.

- Requerimientos de cómputo

El HEC-2 puede operar en microcomputadoras IBM o compatibles con las siguientes especificaciones (Solís y otros, 1991).

- Memoria RAM disponible de 450 Kb
- Sistema operativo versión 2.1 o superior
- Una entrada para diskette de 1.2 Mb; y
- Un disco duro de 10 Mb
- Un coprocesador matemático es recomendable, pues agiliza, de 5 a 10 veces la velocidad de cálculo.

### 3.3 Metodología

El presente trabajo se desarrolla en tres etapas. En la primera se describe la calibración del modelo hidrológico HEC-1. En la segunda se describe la modelación hidrológica en las subcuencas del río Tuis, y en la tercera la modelación hidráulica de los cauces La Gata, La Danta y La Leona.

#### 3.3.1 Calibración del modelo hidrológico HEC-1

##### 3.3.1.1 Preparación del archivo de calibración del HEC-1

- Selección de la cuenca de Pejibaye

La extensión del presente estudio, en su fase de calibración a otra cuenca, obedece fundamentalmente a la poca disponibilidad de datos de caudales (1988 a 1991) del río Tuis. Este hecho obligó a estudiar y seleccionar la cuenca del río Pejibaye para la calibración del modelo, ya que cuenta con mejores registros, mayor cantidad de datos (caudales: de 1962 a 1992), es vecina a la cuenca del río Tuis y posee características

hidroclimáticas semejantes. Las características geomorfológicas de ambas cuencas se presentan en el apéndice, (Sección 8.1). Los parámetros calibrados en la cuenca del río Pejibaye son posteriormente regionalizados a la cuenca del río Tuis. La localización de ambas cuencas se muestra en la Figura 3AP del apéndice.

- Ubicación de las estaciones, delimitación de cuencas y determinación de áreas

Se utiliza la información pluviométrica, pluviográfica y fluviográfica disponible del ICE en las cuencas del río Pejibaye y río Tuis. Las características generales de dichas estaciones se pueden observar en el Cuadro 2. Los tipos de aparatos que se representan en dicho cuadro corresponden a: PVD= pluviómetro diario, PG= pluviógrafo diario; PGM= pluviógrafo mensual; FM: fluviógrafo mensual; A35= fluviógrafo A-35)

La ubicación de las estaciones se hace de la siguiente manera:

Se seleccionan las coordenadas geográficas (del Cuadro 2) de cada aparato;

Se aplica el programa CONVERT para la obtención de coordenadas Lambert, Costa Rica Norte;

Se hace la transformación a unidades métricas, y

Con una regla graduada en milímetros se ubican las coordenadas de las estaciones en el mapa topográfico de las hojas cartográficas de Tuis y Pejibaye.

La delimitación de las cuencas se hace manualmente a partir del fluviógrafo La Suiza y del fluviógrafo de Oriente. De esta manera quedan delimitadas la subcuenca La Suiza, para el río Tuis, y la subcuenca de Oriente, para el río Pejibaye. Una vez delimitada las cuencas se procede a la digitalización mediante el programa TOSCA del sistema Idrisi.

El área de cada subcuenca se obtiene mediante la aplicación del programa AREA del sistema Idrisi.

Cuadro 2. Características de las estaciones climáticas de las cuencas del río Tuis y Pejibaye

Estación	Código	Aparato	Latitud Norte	Longitud Oeste	Cuenca
Cuencas	75008	PGM	9° 44'	83° 36'	Tuis
Pavones	73108	PVD	9° 54'	83° 37'	Tuis
Suiza	73044	PG	9° 51'	83° 37'	Tuis
Platanillo	75003	PGM	9°49'24"	83°33'30"	Tuis
CATIE	73044	PG	9°53'7"	83°38'	Tuis
Suiza	730928	FM	9°51'7"	83°36'54"	Tuis
El Gato	73063	PGM	9°43'36"	83°40'18"	Pejibaye
Destierro	73037	PGM	9°41'27"	83°43'27"	Pejibaye
Tábano	73057	PGM	9°44'12"	83°42'42"	Pejibaye
T-Seis	73036	PGM	9°42'48"	83°46'06"	Pejibaye
Oriente	73079	PG	9°47'12"	83°43'18"	Pejibaye
Taus	73045	PGM	9°46'30"	83°43'48"	Pejibaye
El Humo	73028	PG	9°48'12"	83°42'48"	Pejibaye
Cordonci- llal	73030	PGM	9° 45'	83° 47'	Pejibaye
Oriente	730909	A35	9°49'38"	83°41'31"	Pejibaye

- Selección de eventos

En este trabajo, solamente, se seleccionan eventos convectivos. La razón de esta selección se debe a que este tipo de evento, por su naturaleza puntual, en áreas pequeñas, son de alta intensidad y de corta duración, que causan serios problemas al originar inundaciones, tales como las que ocurren con frecuencia en las cuencas del trópico húmedo.

Para la selección de dichos eventos se siguen los siguientes pasos:

Revisión de los eventos máximos. Esto es, aquellas tormentas de alta intensidad y corta duración que ocasionaron grandes avenidas. Los caudales máximos, de dichos eventos se registran en los informes anuales del Departamento de Hidrología del ICE, en donde se da a conocer los caudales pico durante el transcurso de cada año. Con esta información se preseleccionan los eventos hidrológicos máximos (de 3 a 5) por año, dependiendo si el año es seco o húmedo.

Seguidamente, para cada avenida máxima preseleccionada, se localiza su respectivo, limnigrama. La cualidad de estos limnigramas, además de su naturaleza convectiva, es que deben ser unimodales.

Luego, se revisan los pluviogramas de cada limnigrama con su correspondiente precipitación total registrada en cada pluviógrafo y pluviómetro respectivamente. La razón de eso es que los pluviogramas deben ser visualmente representativos para el tipo de tormenta convectiva, es decir, el evento de lluvia debe ser registrado en un intervalo corto de tiempo para una cantidad máxima. El gráfico de estos eventos es fácilmente observable en las bandas pluviográficas. La otra razón de revisar la cantidad llovida y registrada en los pluviómetros fue la de seleccionar solo aquellas tormentas que cubrieron toda la cuenca.

Finalmente, se procede a la selección de los eventos, cuidando que éstos sean en lo posible, los más representativos en cuanto a su distribución temporal y espacial.

#### - Distribución espacial de la lluvia

Para obtener un valor representativo de la variación espacial de la lluvia se utiliza el método de los polígonos de Thiessen (Hoggan, 1989; Linsley y otros, 1977).

Este método consiste en:

Unir con líneas rectas las estaciones ubicadas en el mapa.

Trazar las bisectrices de cada línea de unión.

Formar polígonos con los bisectores resultantes.

Obtener el área (A) de cada polígono (i) y el área total (A) de la cuenca.

Calcular el promedio (P<sub>m</sub>) de la lluvia, multiplicando la precipitación (P) de cada estación, por el área del polígono, sumando estos valores y dividiéndolos por el área de la cuenca. Es decir, --

$$P_m = \frac{\sum_{i=1}^n P_i A_i}{A} \quad (3.3.1.1)$$

La fórmula anterior es la de un promedio ponderado por área. El valor obtenido se utiliza para representar la lámina precipitada promedio en la cuenca. La expresión A<sub>i</sub>/A se le conoce como pesos de Thiessen.

Cada polígono es una fracción (peso de Thiessen) de la cuenca y es utilizada para representar el área de influencia de cada estación pluviométrica.

La determinación de los polígonos de Thiessen se realiza mediante el sistema Idrisi.

#### - Distribución temporal de la lluvia

Sólo se considera un pluviógrafo por cada evento de calibración. En el caso del río Tuis se utiliza el pluviógrafo diario de La Suiza. En la cuenca de Oriente se tienen dos pluviógrafos diarios (Oriente y el Humo), ambos están muy cerca y sus pluviogramas son muy parecidos. Se selecciona el pluviógrafo de Oriente por presentar bandas pluviográficas de mejor calidad, haciendo más fácil su lectura.

El patrón temporal de precipitación se calcula como el promedio pesado de las distribuciones temporales de los pluviógrafos de la cuenca según la

relación (Solís y otros, 1991b, HEC-1, 1990):

$$PRCP(i, j) = \frac{\sum_{i=1}^n PRCP(i, j) * WTR(j)}{\sum_{j=1}^n WTR(j)} \quad (3.3.1.2)$$

Donde:

PRCP (i) es la precipitación media de la subcuenca para el intervalo de tiempo i.

PRCPR (i, j) es la precipitación del pluviógrafo j en el intervalo de tiempo i.

WTR (j) es el peso relativo del pluviógrafo j, considerando sólo los pluviógrafos, obtenidos por medio de los polígonos de Thiessen.

El patrón temporal PRCP es utilizado para distribuir la precipitación promedio de la cuenca.

#### - Hidrogramas

El hidrograma resultante de cada tormenta, para cada evento seleccionado se obtiene mediante la digitalización (con TOSCA del sistema Idrisi) de las bandas del pluviógrafo y del programa "Fluviog.mcd".

La versatilidad del procedimiento anterior permite obtener medidas más precisas de la hora de ocurrencia de los caudales picos registrados en las bandas, y de la hora aproximada del inicio del evento para un intervalo de tiempo seleccionado por el usuario.

#### - Hietogramas

El hietograma es la representación de la lámina precipitada en el tiempo. En este estudio se utiliza el hietograma acumulado.

El hietograma acumulado de cada tormenta se obtiene mediante la digitalización (con TOSCA del sistema Idrisi) de las bandas del pluviógrafo

y del programa "Pluviog.mcd".

- Precipitación diaria

La precipitación diaria que corresponde al evento hidrológico de calibración se obtiene del registro diario de pluviómetros (del ICE) para cada cuenca.

- Intervalo de tiempo para datos de entrada y de salida

Para la serie de datos de entrada, lluvia y caudales, se usa el intervalo JXMIN de la tarjeta IN. Para la serie de hidrogramas de salida se usa el intervalo NMIN de la tarjeta IT.

El JXMIN de los datos de entrada de lluvia se obtienen mediante corridas preliminares del HEC-1 con un JXMIN propuesto. El JXMIN propuesto se considera apropiado cuando  $JXMIN \leq 0.29TLAG$ . Si la desigualdad no se cumple el programa HEC-1 lo advierte, en cuyo caso JXMIN debe reducirse. El parámetro TLAG se define más adelante.

En este estudio, el JXMIN de los datos de entrada de caudales es igual al obtenido para los datos de entrada de lluvias.

- Número de ordenadas de los hidrogramas calculados

El número de ordenadas de los hidrogramas calculados (NQ) de la tarjeta de IT se obtiene con la siguiente expresión:

$$NQ = \frac{L}{JXMIN} \quad (3.3.1.3)$$

Donde L es la longitud o duración del escurrimiento obtenido de la información del hidrograma observado en horas. La longitud L se obtiene como la diferencia entre la hora final (Hf) y la hora inicial (Hi) del escurrimiento registrado en las bandas fluviográficas.

- Parámetros de calibración

STRTO

Es el caudal inicial observado en la curva de ascenso del hidrograma.

QRCSN

Es el caudal de inicio de recesión. Se obtiene graficando en papel semilogarítmico los hidrogramas observados. El eje logarítmico (ordenadas) corresponde a los caudales. En estos gráficos la recesión final se ajusta a una recta. El punto de separación de la curva de descenso del hidrograma y la línea recta de abatimiento es el valor que se toma para QRCSN. Este valor inicial, generalmente, es afinado en el proceso de calibración.

RTIOR

Es la tasa de abatimiento de la curva de recesión. Se obtiene al dividir el caudal  $Q_i$  en un tiempo  $i$  por el caudal  $Q_{i+1}$  obtenido una hora más tarde sobre la recta de abatimiento en papel semilogarítmico. Es decir,

$$RTIOR = \frac{Q_i}{Q_{i+1}} \quad (3.3.1.4)$$

Los parámetros anteriores (STRTO, QRCSN, RTIOR) se denominan parámetros del flujo base. Geométricamente, la localización de estos parámetros se ilustran en la Figura 9 (para un evento de calibración en la cuenca de Oriente, Pejibaye). En dicha figura STRTO=40.561m<sup>3</sup>/s; QRCSN=52.58m<sup>3</sup>/s; RTIOR=1.015m<sup>3</sup>/s y JXMIN=15 minutos.

TLAG

El tiempo de desfase (TLAG) o tiempo de retardo es el intervalo de tiempo comprendido entre el centroide del hidrograma efectivo de la lluvia y el máximo del hidrograma.

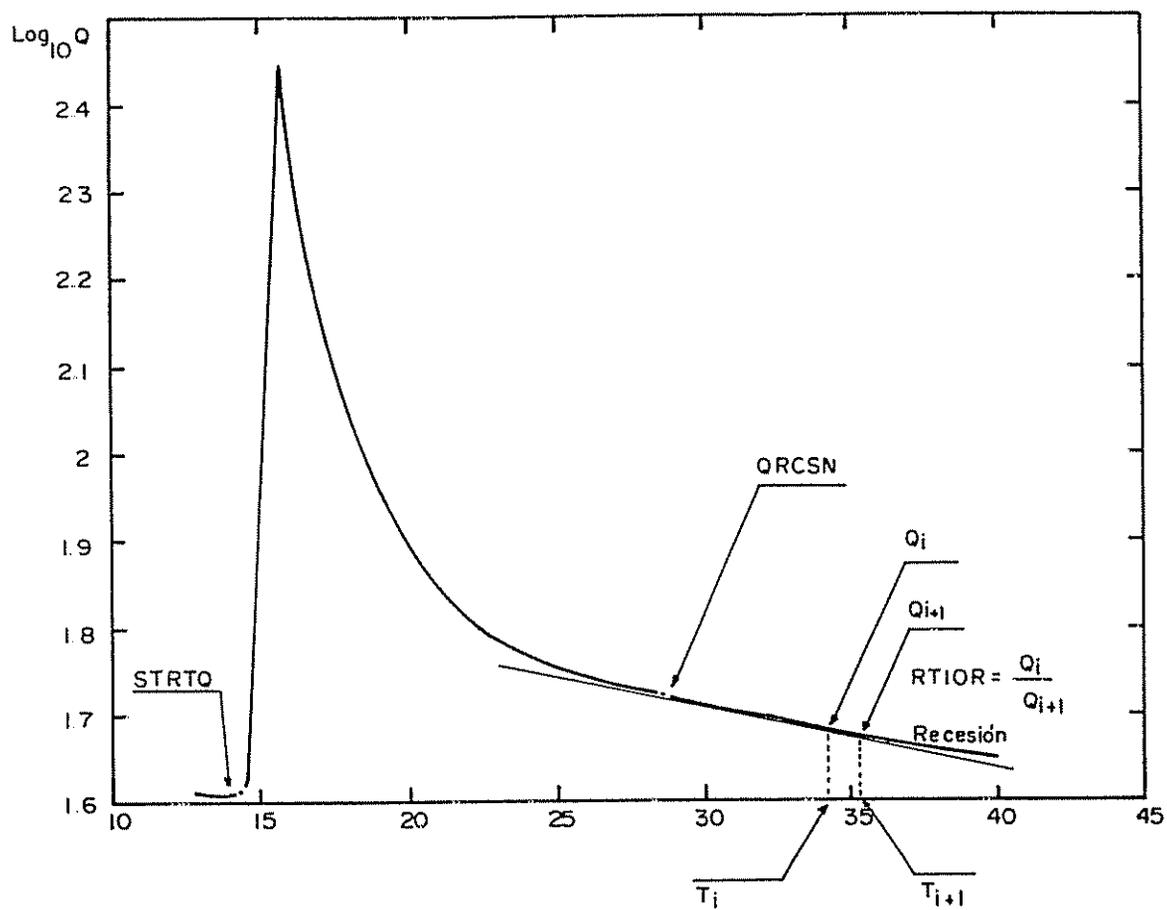


Figura 9. Obtención de parámetros del flujo base (evento del 13-06-85 Oriente, Pejibaye)

En este trabajo el TLAG se calcula como la diferencia entre el tiempo del caudal pico ( $t_{pico}$ ) del hidrograma de escurrimiento y el centro de masa (CM) del hietograma observado, esto es,

$$TLAG = t_{pico} - CM \quad (3.3.1.5)$$

El centro de masa del hietograma es más sencillo de encontrar, de ahí que su uso sea preferido (Linsley y otros, 1983) frente al cálculo del centroide de lluvia efectiva, que en rigor, debería ser utilizado.

El hietograma medio de la cuenca se determina al correr el modelo hidrológico HEC-1 con un TLAG estimado.

El CM se obtiene con la siguiente fórmula (Solís y otros, 1991b).

$$CM = \frac{\sum_{i=1}^n T_i P_i}{\sum_{i=1}^n P_i} \quad (3.3.1.6)$$

Donde,  $T_i$  es el tiempo del origen al intervalo  $i$ ;  $P_i$  es la precipitación en el intervalo  $i$  y  $n$  es el número de intervalos

El CM y el TLAG se calculan mediante el programa de cómputo "TLAG.PAS".

El TLAG se utiliza para la aplicación del hidrograma unitario sintético adimensional (HUS) del SCS. El HUS se generó con base en hidrogramas unitarios calculados en diferentes cuencas de los EEUU (Hoggan, 1989).

#### IA y CN

Los parámetros de pérdidas IA y CN se obtienen con el método del número de curva. Este método se utiliza para calcular las pérdidas de precipitación. El método fue desarrollado por el SCS de EE.UU., y se seleccionó, ya que permite relacionar el IA y CN con la capacidad de drenaje

del suelo, la cobertura vegetal, textura, uso de la tierra y las condiciones de humedad antecedente (Solís y otros, 1991b)

El cálculo de las pérdidas de precipitación requiere de los valores IA y CN, en donde IA es la lámina de abstracción inicial de almacenamiento superficial de humedad debido a interceptación y almacenamiento en depresiones.

Los parámetros IA y CN están relacionados de la siguiente manera:

$$ACECS = \frac{(ACRAN - IA)^2}{(ACRAN - IA + S)} \quad (3.3.1.7)$$

$$S = \frac{(25400 - 254 * CN)}{CN} \quad (3.3.1.8)$$

Donde:

ACECS es el exceso, o precipitación efectiva, acumulado en mm.

S es el déficit de almacenamiento de humedad del suelo disponible en mm.

ACRAN es la lámina de lluvia acumulada en mm.

El SCS, encontró experimentalmente, que en cuencas pequeñas, una aproximación para determinar la abstracción inicial es:

$$IA = 0.2 S \quad (3.3.1.9)$$

Dado que se cuenta con información pluvió e hidrométrica los parámetros IA y CN fueron obtenidos por optimización durante el proceso de calibración del HEC-1.

Sin embargo con el fin de obtener una guía con la cual se pudieran comparar los parámetros optimizados, se consideraron los trabajos realizados por Mora (1987) en la cuenca de Pejibaye.

Los estudios realizados indican lo siguiente:

La mayoría de los suelos presentan una textura altamente arcillosa. La conductividad hidráulica del suelo es moderada.

La cobertura vegetal de la cuenca, en su mayoría es bosque primario. La pérdida del suelo por erosión es ligera (menos de 10 ton/ha año), debido a la densa cobertura boscosa que la protege.

Con base a lo anterior, se observa que el grupo de suelo se puede aproximar a una condición hidrológica del "Grupo C". Para el tipo de cobertura vegetal, el cual da una protección adecuada al suelo (bosque, en estado regular), y una condición de humedad antecedente tipo II se tiene un número de curva  $CN= 73$ . El valor anterior fue obtenido con base en Chow (1964). Aplicando las expresiones anteriores (3.3.1.8 y 3.3.1.9) se tiene  $IA= 18,8$  mm. Estos valores iniciales sirven de guía durante la calibración del HEC-1.

- Llenado del archivo de datos para la calibración

Una vez que la información básica para la calibración del HEC-1 ha sido completada se procede a la estructuración del archivo y llenado del mismo. La totalidad del archivo de datos reflejan las características geomorfológicas e hidroclimáticas de la cuenca.

### 3.3.1.2 Estrategia de calibración del HEC-1

El modelo hidrológico se calibra con base a los eventos seleccionados en la subcuenca de Oriente (Pejibaye) y subcuenca La Suiza (Tuis). La calibración del modelo se hace mediante una combinación automatizada y manual.

- Calibración automática

La calibración automática consiste en la optimización simultánea de los parámetros  $IA$  y  $CN$ . La fase automática del modelo se inicia al definir las tarjetas  $IA= -1$  y  $CN= -1$ . La fase automática es seguida de una fase semiautomática que se obtiene al definir las tarjetas  $IA=0$  y  $CN=-1$  y  $CN=+(\text{valor correspondiente})$ . El procedimiento anterior permite obtener parámetros más consistentes.

#### - Calibración manual

Generalmente la calibración manual se hace necesaria ya que permite obtener mejores resultados. Con los valores de IA y CN resultantes de la fase semiautomática se procede a realizar un afinamiento de los parámetros, siguiendo una estrategia de calibración.

La estrategia de calibración manual consiste en ajustar el caudal pico calculado con el caudal pico observado, y en el ajuste de la curva de ascenso y descenso de los hidrogramas.

En general, el procedimiento de calibración manual consiste en fijar un parámetro, en este caso el CN y hacer variar el otro (IA), y luego ambos hasta obtener el ajuste razonable de los hidrogramas, cuidando, además que los valores óptimos no se alejen demasiado de los estimados inicialmente. Este es un procedimiento de prueba y error.

#### 3.3.1.3 Regionalización de parámetros de pérdidas

Con el objeto de obtener parámetros (IA, CN) representativos de la región tropical húmeda, vertiente del Atlántico, se consideran los resultados de calibración en la cuenca del río Turrialba (Solís y otros 1992), así como los obtenidos en las cuencas del río Tuis y del río Pejibaye. La regionalización se justifica ya que las tres cuencas son vecinas y tienen características hidroclimáticas y geomorfológicas semejantes.

La regionalización consiste en obtener valores representativos de los parámetros de calibración IA y CN para la cuenca del río Tuis. La regionalización se realiza de la siguiente manera:

- Se promedian los parámetros IA y CN para todos los eventos calibrados en la cuenca del río Pejibaye y río Tuis.

- Los IA y CN anteriores se promedian con los de la cuenca del río Turrialba. Estos resultados se denominan valores regionalizados.

-Los valores regionalizados se transfieren a la cuenca del río Tuis para simulaciones posteriores.

### 3.3.2 Modelación hidrológica

#### 3.3.2.1 Preparación del archivo de modelación hidrológica de la cuenca del río Tuis

##### - Selección del período de retorno

Las obras para el control de situaciones hidrológicas críticas (inundaciones) se diseñan, en la práctica, para un período de retorno dado (T). Si la elección de T no es la apropiada, las estructuras pueden resultar excesivas (sobrediseño), o insuficientes (sub-diseño). Ambos extremos tienen implicaciones negativas ambientales y socio-económicas. El período de retorno seleccionado debería ser aquel que implique una relación beneficio-costos mínima y una probabilidad relativamente baja de falla de las obras con el objeto de reducir los daños materiales y pérdidas de vidas de la población.

Un análisis racional para obtener T bajo las consideraciones anteriores está fuera del alcance de este trabajo.

En este estudio la selección de T se fundamenta en las recomendaciones derivadas de la literatura respecto al diseño de obras para el control de avenidas máximas en cuencas urbanas donde el peligro de pérdidas materiales y de vidas humanas es potencialmente pequeño.

##### - Predicción estadística de lluvia y caudales

La predicción estadística de lluvia y caudales se realizó con el método de Gumbel. La aplicación del método se describe a continuación.

### Método de Gumbel

- Paso 1: La serie de datos se ordena crecientemente;
- Paso 2: Se asigna un número de orden ( $m$ ) a cada evento. Los extremos del orden corresponden a  $m=1$  para el evento mínimo y  $m=n$  para el evento máximo, donde  $n$  es el número total de observaciones;
- Paso 3: Se determina el coeficiente de Chow para un período de retorno  $T$ .
- Paso 4: Se determina el promedio aritmético y la desviación estándar de los eventos observados.
- Paso 5: Se aplica la expresión (3.3.2.1.8) con la que se obtienen los eventos predichos.

Como dato complementario al método Gumbel se calcula el período de retorno y la probabilidad empírica para cada evento observado.

Las expresiones que se utilizan en los pasos anteriores son las siguientes (Chow (1964) y Kite (1985)):

$$Y_m = -\ln \left[ -\ln \left( \frac{n+1-m}{n+1} \right) \right] \quad (3.3.2.1.1)$$

$$Y_{pm} = \frac{\sum_{m=1}^n Y_m}{n} \quad (3.3.2.1.2)$$

$$V^2 = \frac{\sum_{m=1}^n (Y_m - Y_{pm})^2}{n} \quad (3.3.2.1.3)$$

$$Y_T = -\ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T} \right) \right] \quad (3.3.2.1.4)$$

$$K_T = \frac{Y_T - Y_{pm}}{V^2} \quad (3.3.2.1.5)$$

$$P_b = \frac{1}{T} * 100 \quad (3.3.2.1.6)$$

$$T = \frac{n+1}{m} \quad (3.3.2.1.7)$$

$$X_T = X_{prom} + K_T S \quad (3.3.2.1.8)$$

Donde:

n es el número de eventos registrados (tamaño de la muestra)

m 1, 2, ..., n serie de valores.

$Y_{pm}$  es el promedio de la serie

$V^2$  es la varianza de la serie

T es el período de retorno (años)

$Y_T$  es la variable reducida (distancia lineal)

$K_T$  es el factor de frecuencia (o coeficiente de Chow)

S es la desviación estándar de los eventos observados

$X_{prom}$  es el promedio aritmético de los eventos observados

$X_T$  es el evento predicho para un período de retorno T

$P_b$  es la probabilidad empírica de excedencia  $P(X \geq X_T)$ . Esto es, la probabilidad de observar un evento mayor o igual al evento predicho.

Con el objeto de tener una descripción de los datos predichos se determinan intervalos de confianza al 90 % con el procedimiento de Beard (Solís y otros, 1991b). Las expresiones que se utilizan son:

$$X_s = X_T + D_s \quad (3.3.2.1.9)$$

$$X_i = X_T - D_i \quad (3.3.2.1.10)$$

$$D_s = C_s S \quad (3.3.2.1.11)$$

$$D_i = C_i S \quad (3.3.2.1.12)$$

Donde

$X_s, X_i$  es el evento para la banda superior e inferior.

$C_s, C_i$  es el coeficiente de Beard al 90 % para la banda superior e inferior.

$D_s, D_i$  es la desviación estándar para la banda superior e inferior. Las expresiones anteriores fueron programadas en la hoja electrónica QUATTRO PRO.

Las características de los eventos observados son las siguientes:

#### Precipitación convectiva máxima diaria anual

Para su determinación, se analiza la distribución temporal de las tormentas máximas, registradas en las bandas del pluviógrafo de La Suiza para todo el registro. Mediante un análisis comparativo de la magnitud de las tormentas y su distribución en el tiempo, se elige la más apropiada (máxima lámina precipitada diaria en el intervalo más corto de tiempo). Seguidamente, se investiga la precipitación registrada en cada uno de los pluviómetros de la cuenca, para la tormenta convectiva seleccionada.

#### Caudal máximo diario anual

Se registra el caudal máximo del día de cada año para la serie histórica del pluviógrafo La Suiza, en la cuenca del río Tuis.

- Delimitación de subcuencas, obtención de áreas y longitud de cauces  
Delimitación de subcuencas

La delimitación se hace manualmente para la cuenca del río Tuis. Los criterios para su delimitación son los puntos sobre las quebradas donde se desea conocer el caudal para la modelación hidráulica y los puntos sobre el cauce principal para obtener áreas más homogéneas.

Los datos físicos que se obtienen en las subcuencas son:

Areas de subcuencas

En este caso se calculan con Idrisi, pero también se pueden obtener con un planímetro.

Centroide de subcuencas

Se obtienen aplicando el programa modular "RASDIST i" de Idrisi.

Longitud total (L) del cauce principal por subcuencas.

Longitud centroidal (Lc) de cada subcuenca.

Longitud entre sectores del río Tuis de cada subcuenca.

La longitud de los cauces y ríos se determinan con Idrisi y la hoja electrónica QUATTRO PRO. El procedimiento, básicamente, consiste en digitalizar los cauces y ríos con el módulo TOSCA de Idrisi y aplicar QUATTRO PRO sobre los archivos vectoriales resultantes. La expresión algebraica que se maneja en la hoja electrónica es la fórmula de la distancia (d) entre dos punto  $P_1 (X_1, Y_1)$ ,  $P_2 (X_2, Y_2)$ , que viene dada por

$$d = \sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y_1)^2} \quad (3.3.2.1.13)$$

- Distribución espacial de la lluvia

La distribución espacial se hace para los eventos de lluvia predichos estadísticamente para un período de retorno dado. El método que se utiliza es el de Thiessen. Los polígonos de Thiessen y sus pesos se obtienen con Idrisi.

- Distribución temporal de la lluvia

Solamente se utiliza el pluviógrafo La Suiza para la distribución temporal de la lluvia predicha.

- Selección de la tormenta de diseño

Con el objeto de seleccionar la tormenta convectiva más representativa de la cuenca de Oriente, se analizan los hietogramas para los eventos calibrados. El procedimiento consiste en:

Ordenar los hietogramas con base a una hora de inicio común.

Graficar los datos anteriores, considerando, en el eje X, el tiempo, y en el Y, la cantidad de agua precipitada. El gráfico se realiza con QUATTRO PRO.

Determinar, a partir del gráfico anterior, la tormenta más representativa, en cuanto a su distribución, alta intensidad y de corta duración.

- Hietograma de diseño

El hietograma que se selecciona es el correspondiente a la tormenta de diseño. No fue necesaria la determinación del hietograma a un  $\Delta t$  menor al utilizado en la calibración, ya que se utilizó la opción de interpolación del HEC-1.

- Tránsito de avenidas

En este trabajo se seleccionó el método de Muskingum debido a las distancias cortas de los ríos y pendientes medias pequeñas, que hacen que el tránsito de avenidas tengan poco peso. La aplicación del método está limitada a cauces con pendientes pequeñas (menores al 10 %).

- Parámetros de pérdidas, del flujo base, del hidrograma unitario y de Muskingum

IA y CN

Se utilizan los valores regionalizados.

### STRQ

El parámetro STRQ que se obtiene durante la calibración en la cuenca del río Pejibaye se transfiere a la cuenca del río Tuis, para su posterior aplicación, mediante el uso de valores promedios, de la siguiente manera:

Dividiendo el caudal inicial STRQ de la cuenca de Pejibaye por su área, para cada evento calibrado. El resultado es un caudal unitario inicial en  $(\text{m}^3/\text{s})/\text{km}^2$

Promediando aritméticamente los caudales unitarios iniciales y multiplicando el valor anterior por el área de cada subcuenca del río Tuis.

### QRCSN

Se utiliza el cociente del caudal de recesión, QRCSN, por el caudal pico observado de cada evento calibrado de Pejibaye y luego se promedian los valores. El valor obtenido se transfiere a la cuenca del río Tuis y se supone constante para cada subcuenca. Este valor es el que hace posible el cálculo del caudal de recesión durante la simulación de los hidrogramas.

### RTIOR

Se obtiene el promedio aritmético de los RTIOR calibrados en la cuenca Pejibaye. El valor resultante se transfiere a cada una de las subcuencas del río Tuis.

### TLAG

Se utiliza la ecuación empírica de Snyder para la cuenca de Pejibaye y luego se aplica a la cuenca de Tuis para la obtención del TLAG por subcuencas.

Se selecciona la ecuación de Snyder, ya que considera datos físicos de las cuencas en su calibración. La ecuación es la siguiente (Solís y otros, 1992b).

$$TLAG = C_t (L * L_c)^{0.3} \quad (3.3.2.1.14)$$

Donde

$C_t$  es un coeficiente (empírico) obtenido por calibración

$L$  es la longitud de recorrido del agua (km)

$L_c$  es la longitud centroidal, esto es, la longitud desde la salida de la cuenca al punto del río más cercano del centroide de la cuenca (km)

La fórmula de Snyder primero se calibra con los datos de la cuenca de Pejibaye. Posteriormente es utilizada en la cuenca del río Tuis. El procedimiento para obtener el TLAG consiste en:

Calcular  $C_t$  para Pejibaye a partir de  $L$ ,  $L_c$  y el TLAG de cada evento calibrado.

Calcular el promedio aritmético de  $C_t$ ;

Calcular el TLAG para cada subcuenca del río Tuis a partir de  $L$ ,  $L_c$  y el  $C_t$  calibrado utilizando la ecuación (3.3.2.1.14).

NSTPS y X

Se obtiene con base a las recomendaciones de Chow y otros (1988) y Solís y otros (1992).

AMSKK

El tiempo de viaje de la onda AMSKK ( $T_o$ ) se estima dividiendo la longitud del cauce  $L$  por donde se transita el flujo por la velocidad de la onda cinemática  $V_o$ , esto es,

$$T_o = \frac{L}{V_o} \quad (3.3.2.1.15)$$

El tiempo de viaje de la onda se obtiene por un procedimiento iterativo, el cual consiste, básicamente en calcular  $T_0$  a partir de las características de los cauces y del caudal estimado; correr el HEC-1 con el valor supuesto de  $T_0$  con el cual se obtiene un nuevo caudal calculado; si el caudal estimado y calculado no coincide se recalcula  $T_0$  con el caudal calculado y se vuelve a correr el HEC-1, hasta obtener valores semejantes en los caudales supuestos y calculados.

Los pasos que se siguen en el cálculo de  $T_0$  son:

Primero: se calcula el caudal de entrada ( $Q$ ) al cauce multiplicando el caudal unitario ( $Q_u$ ) por el área tributaria ( $A$ ) de escurrimiento de cada subcuenca. El  $Q_u$  se obtiene dividiendo el caudal máximo ( $Q_{máx}$ ) diario anual de todo el registro histórico del fluviógrafo de La Suiza por el área de escurrimiento. Se utiliza el  $Q_{máx}$  registrado como una primera aproximación, ya que no se conoce el caudal simulado ( $Q_s$ ) para un período de retorno dado.

Segundo: se calcula la pendiente ( $S$ ) de cada tramo de cauce. La pendiente se obtiene dividiendo el desnivel ( $H_1 - H_2$ ) del cauce por su longitud. La cota topográfica superior ( $H_1$ ) e inferior ( $H_2$ ) y la longitud de cada tramo se obtiene a partir del mapa topográfico de la región (Cuenca del Tuis, esc. 1:50000).

Tercero: se calcula la velocidad media del río ( $v$ ). Para calcular  $v$  se requiere conocer la pendiente del cauce, el caudal de entrada, la plantilla ( $b$ ) y el coeficiente "n" de Manning. La plantilla se obtiene de la información topográfica de los cauces del río Tuis, facilitada por el departamento de topografía del ICE. Fue necesario hacer recorridos de campo para verificar y completar información faltante, tales como el "n" de Manning, forma, ancho y longitud de cauces, especialmente en los tramos superiores del río Tuis. El coeficiente "n" fue obtenido con base las observaciones en campo de los cauces y a los trabajos de Barnes (1967) bajo características similares. La forma de los cauces se asemeja a una sección rectangular equivalente. La velocidad media se obtiene aplicando el programa de cómputo YNORMAL.BAS.

Cuarto: se calcula la velocidad de onda cinemática según las recomendaciones de Linsley (1977) para canales rectangulares. La expresión es,

$$V_o = \frac{5V}{3} \quad (3.3.2.1.16)$$

Quinto, se calcula el tiempo de viaje de la onda con

$$T_o = \frac{L}{V_o} \quad (3.3.2.1.17)$$

y se corre el modelo HEC-1 con  $T_o$ , NSTPS y X. Luego se comparan los caudales simulados ( $Q_s$ ) del modelo con los caudales calculados en el paso 1.

El caudal calculado que sirve como referencia es el que se obtiene en el punto donde se localiza el fluviógrafo La Suiza. Si  $Q_s \neq Q_c$ , entonces se repiten los pasos anteriores, iniciando con  $Q_c = Q_s$ , hasta obtener una precisión aceptable.

#### - Conformación del archivo

Una vez que los datos básicos de entrada del HEC-1 son obtenidos bajo el procedimiento anterior se procede a la formación del archivo de datos para la modelación hidrológica.

Para el llenado del archivo se estructura previamente la lógica del proceso de simulación del escurrimiento.

### 3.3.2.2 Modelación hidrológica de la cuenca del río Tuis

La modelación hidrológica de los eventos futuros es conducida bajo la estrategia, de que los caudales simulados deben aproximarse a los caudales predichos estadísticamente para el período de retorno dado. Los caudales máximos que se comparan son los obtenidos en el punto de fluviógrafo La Suiza. La estrategia anterior es implementada, básicamente, mediante el siguiente procedimiento;

Primero: se corre el modelo utilizando los hietogramas de diseño que fueron considerados como representativos de tormentas convectivas, empezando con los de menor duración de tiempo, y sin considerar la regionalización de los parámetros de pérdidas IA y CN.

Segundo: se corre el modelo utilizando los valores regionalizados IA y CN.

Tercero: se corre el modelo con los parámetros seleccionados de Muskingun.

### 3.3.3 Modelación hidráulica

#### 3.3.3.1 Preparación del archivo de entrada

- Régimen del flujo y elevación inicial del agua .

Caudal (Q)

El caudal que se utiliza es el caudal de diseño obtenido durante la modelación hidrológica. Sólo se utiliza el caudal para las subcuencas de las quebradas Danta, Gata y Leona.

Pendiente (S)

Se utiliza la pendiente topográfica del tramo del cauce de las dos primeras secciones aguas arriba. La pendiente se calcula dividiendo la diferencia del desnivel topográfico de la rasante del canal (cota superior  $H_s$  - Cota inferior  $H_i$ ) entre la longitud del tramo. Los datos para el cálculo de la pendiente se obtienen de la información topográfica de los cauces facilitada por el ICE.

Plantilla (b)

Es la correspondiente al tramo de las dos primeras secciones aguas arriba del cauce. Se obtiene de la información topográfica de los cauces facilitada por el ICE.

Talud (m)

Se obtiene de la información topográfica de los cauces.

Número de Froude (F) y tirante normal (Yn)

La determinación del régimen del flujo se hace con base al número de Froude. Para su obtención se utilizó la información anterior (Q, n, s, b, m). El cálculo de Yn y F, se hace mediante la aplicación del programa de cómputo "YNORMAL.BAS".

Elevación de la superficie libre del agua (El)

La elevación inicial del agua se obtiene con la suma de la elevación topográfica inferior de la rasante del tramo aguas arriba del cauce y el tirante normal, es decir,

$$El = H_s + Yn \quad (3.3.3.1.1)$$

- Coeficientes de pérdidas

Los coeficientes de contracción (Cc) y de expansión (Ce) se obtienen de los reportes de Hoggan (1989) asumiendo una transición gradual entre secciones. La escogencia de este tipo de transición se hizo previa revisión de los datos topográficos levantados por el ICE y en los recorridos de campo.

Los coeficientes "n" de Manning para el canal principal y de sus planicies de inundación se toman de Barnes (1967), previa inspección de campo.

- Geometría de los cauces

El levantamiento topográfico de los cauces fue realizado por el Departamento de Topografía del ICE. El levantamiento incluye una descripción del perfil longitudinal y transversal de las quebradas La Danta, La Gata y La Leona. Los datos de campo y sus respectivos planos fueron adquiridos por el Departamento de Recursos Hídricos del Proyecto de Cuencas del CATIE. Los planos topográficos se adjuntan en el anexo.

#### - Conformación del archivo

Se procede a la conformación del archivo de datos en formato estándar para cada una de las quebradas del río Tuis. La estructuración inicial del archivo de datos se hace para el régimen de flujo obtenido con base al número de Froude del programa "YNORMAL.BAS".

Los archivos se actualizan secuencialmente a fin de verificar el régimen de flujo inicialmente supuesto, así como también, verificar la información topográfica levantada por el ICE, con base a recorridos de campo y garantizar el paso seguro del caudal de diseño.

#### 3.3.3.2 Modelación hidráulica de cauces del río Tuis

La modelación hidráulica de los cauces se hace mediante los siguientes pasos:

Primero: se corre el modelo HEC-2 con el archivo inicialmente conformado con el fin de verificar el régimen de flujo supuesto. Si el régimen calculado por el HEC-2 es diferente al supuesto, entonces el archivo de datos se actualiza y se corre nuevamente el HEC-2. Una completa descripción del régimen del flujo es obtenida al correr el HEC-2 para ambos regímenes (flujo subcrítico y flujo supercrítico).

Segundo: una vez que se ha determinado el régimen correcto del flujo se analiza la capacidad hidráulica de los cauces. Esto incluye la revisión del tirante en cada sección a fin de verificar si el caudal de diseño es evacuado de forma segura. El análisis se facilita ya que el HEC-2 produce un gráfico de la curva de remanso y de la línea de energía del perfil del cauce y de los niveles de agua alcanzados en cada sección. Si el caudal de diseño no se desborda por el cauce entonces la modelación hidráulica se da por terminada.

Tercero: si el caudal de diseño no se transporta de forma segura, entonces se procede a la modificación del cauce. HEC-2 tiene esta opción al especificar la tarjeta CI (Channel Improvement).

Cuarto: la modificación del cauce se realiza, primero por ampliación de la plantilla bajo taludes mínimos, y segundo por excavación del lecho inferior, cuando fuera necesario.

En este trabajo se realiza un esfuerzo por obtener una excavación mínima del cauce.

La excavación mínima del cauce es una sección modificada tanto lateralmente como en el lecho inferior de tal forma que el caudal de diseño se transporte en forma segura, con un bordo libre mínimo y sin alterar en lo posible el régimen del flujo.

## 4. RESULTADOS Y DISCUSION

### 4.1 Resultados

#### 4.1.1 Calibración del Modelo Hidrológico

##### 4.1.1.1 Eventos seleccionados y calibrados

Los eventos seleccionados y calibrados en la cuenca de Oriente (Pejibaye) y La Suiza (Tuis) se muestran en los Cuadros 3a y 3b.

Cuadro 3a. Eventos seleccionados y eventos calibrados en la cuenca de Oriente.

Eventos Seleccionados		
Número	Fecha	Evento calibrado (C)
1	27 julio 1979	C
2	21 setiembre 1982	C
3	4 julio 1984	C
4	13 junio 1985	
5	27 setiembre	C
6	31 julio 1988	
7	23 setiembre 1988	C
8	16 julio 1989	C
9	22 junio 1991	

**Cuadro 3b. Eventos seleccionados y eventos calibrados en la cuenca de La Suiza.**

Número	Eventos Seleccionados	
	Fecha	Evento calibrado (C)
1	17 de mayo 1988	
2	15 de julio 1988	
3	12 junio 1989	
4	1 julio 1991	C

#### 4.1.1.2 Areas de cuencas

El área determinada fue de:

$$A_0 = 229.19 \text{ km}^2 \text{ (Cuenca de Oriente, Pejibaye)}$$

$$A_s = 53.28 \text{ km}^2 \text{ (Cuenca La Suiza, Tuis)}$$

#### 4.1.1.3 Pesos de Thiessen

- Cuenca de oriente

Los pesos de Thiessen utilizados en la distribución espacial de la lluvia se muestran en los Cuadros 4a y 4b. En el caso del Cuadro 4a, se presentan los pesos Thiessen para el evento del 27 de julio 1979, en el que se excluye la estación Destierro por carecer de información. Dicha estación está fuera de la cuenca; dista 150 metros aproximadamente al punto más cercano del parteaguas.

Cuadro 4a. Pesos de Thiessen para la cuenca de Oriente  
(Evento 27 jul-79).

Estación	Peso
El Gato	0,26
Tábano	0,18
T-Seis	0,14
Oriente	0,08
Taus	0,16
El Humo	0,11
Cordoncillal	0,07
	1,00

Cuadro 4b. Pesos de Thiessen para la cuenca de Oriente.  
(Eventos restantes).

Estación	Peso
El Gato	0,23
Destierro	0,16
Tábano	0,14
T-Seis	0,05
Oriente	0,08
Taus	0,11
El Humo	0,16
Cordoncillal	0,07
	1,00

Los polígonos de Thiessen se muestran en las Figuras 4AP y 5AP del Apéndice.

- Cuenca La Suiza

Los pesos de Thiessen se presentan en el Cuadro 4c.

Cuadro 4c. Pesos de Thiessen para el evento del 1-jul-91 (La Suiza).

Estación	Peso
La Suiza	0,52
Platanillo	0,32
Cuencas	0,16
CATIE	0
Pavones	0

Los polígonos de Thiessen se muestran en la Figura 6AP del apéndice.

#### 4.1.1.4 Distribución temporal

Peso de Thiessen para la cuenca de Oriente = 1

Peso de Thiessen para la cuenca La Suiza = 1

#### 4.1.1.5 Hietogramas de calibración

##### - Cuenca de Oriente

Los hietogramas utilizados en la calibración de los eventos se presentan en el Cuadro 5a. La representación gráfica se muestra en la Figura 10.

Cuadro 5a. Hietogramas de calibración. Estación pluviográfica: Oriente, Pejibaye.

27-jul-79		21-set-82		4-jul-84	
HORA	PRECIP (mm)	HORA	PRECIP (mm)	HORA	PRECIP (mm)
12.777	0.000	14.694	0.000	14.625	0.000
13.027	0.001	14.944	0.001	14.875	0.000
13.277	0.001	15.194	0.001	15.125	0.000
13.527	0.2001	15.444	0.001	15.375	0.000
13.777	0.001	15.694	0.372	15.625	0.000
14.027	0.001	15.944	1.267	15.875	0.000
14.277	0.001	16.194	2.330	16.125	0.000
14.527	0.138	16.444	0.026	16.375	0.077
14.777	1.592	16.694	3.373	16.625	0.414
15.027	2.340	16.944	3.135	16.875	1.810
15.277	1.171	17.194	7.267	17.125	1.937
15.527	0.013	17.444	14.670	17.375	1.465
15.777	0.523	17.694	6.151	17.625	0.227
16.027	1.657	17.944	10.690	17.875	1.321
16.277	1.052	18.194	13.960	18.125	1.376
16.527	0.386	18.444	12.710	18.375	0.596
16.777	1.381	18.694	5.611	18.625	0.437
17.027	11.930	18.944	2.382	18.875	0.380
17.277	12.130	19.194	1.737	19.125	1.038
17.527	11.260	19.444	1.262	19.375	2.530
17.777	16.410	19.694	0.277	19.625	3.730
18.027	18.240	19.944	0.223	19.875	1.262
18.277	5.465	20.194	0.114	20.125	0.066
18.527	1.620	20.444	0.079	20.375	0.022
18.777	2.080	20.694	0.181	20.625	0.011
19.027	6.162	20.944	0.135	20.875	0.005
19.277	0.925	21.194	0.012	21.125	0.005
19.527	0.858	21.444	0.012	21.375	0.005
19.777	0.399	21.694	0.008	21.625	0.005
20.027	0.061	21.944	0.006	21.875	0.005
20.277	0.024	22.194	0.006	22.125	0.005
20.527	0.015	22.444	0.006	22.375	0.005
20.777	0.004	22.694	0.006	22.625	0.005

Cuadro 5a. Continuación.

27-set-86		23-set-88		16-jun-89	
HORA	PRECIP (mm)	HORA	PRECIP (mm)	HORA	PRECIP (mm)
11.378	0.000	10.505	0.000	9.962	0.000
11.628	0.000	10.755	0.001	10.212	0.002
11.878	0.000	11.005	0.001	10.462	0.002
12.128	0.000	11.255	0.001	10.712	0.002
12.378	0.000	11.505	0.001	10.962	0.002
12.628	0.000	11.755	0.001	11.212	0.002
12.878	0.004	12.005	0.001	11.462	0.554
13.128	1.374	12.255	0.261	11.712	1.365
13.378	1.642	12.505	0.654	11.962	0.002
13.628	4.322	12.755	0.181	12.212	0.002
13.878	4.438	13.005	0.031	12.462	0.002
14.128	0.517	13.255	0.031	12.712	0.002
14.378	2.906	13.505	0.027	12.962	0.002
14.628	4.381	13.755	0.024	13.212	0.002
14.878	4.196	14.005	0.024	13.462	0.016
15.128	7.401	14.255	11.140	13.712	0.314
15.378	16.860	14.505	3.642	13.962	1.273
15.628	18.940	14.755	0.286	14.212	0.541
15.878	9.677	15.005	0.080	14.462	1.256
16.128	2.165	15.255	6.126	14.712	1.148
16.378	0.061	15.505	11.340	14.962	1.235
16.628	0.021	15.755	2.080	15.212	1.055
16.878	0.009	16.005	0.947	15.462	1.221
17.128	0.004	16.255	0.289	15.712	0.392
17.378	0.004	16.505	0.032	15.962	0.540
17.628	0.004	16.755	0.019	16.212	0.469
17.878	0.004	17.005	0.013	16.462	0.573
18.128	0.004	17.255	0.005	16.712	7.950
18.378	0.004	17.505	0.005	16.962	6.849
18.628	0.004	17.755	0.005	17.212	6.284
18.878	0.004	18.005	0.005	17.462	1.572
19.128	0.004	18.255	0.005	17.712	6.022
19.378	0.004	18.505	0.005	17.962	5.590
19.628	0.004	18.755	0.005	18.212	13.770
19.878	0.004	19.005	0.005	18.462	22.080
20.128	0.004	19.255	0.005	18.712	8.042
20.378	0.004	19.505	0.005	18.962	1.107
20.628	0.004	19.755	0.005	19.212	0.837
20.878	0.004	20.005	0.005	19.462	0.325
21.128	0.004	20.255	0.005	19.712	0.136
21.378	0.004	20.505	0.005	19.962	0.061
21.628	0.004	20.755	0.005	20.212	0.047
21.878	0.004	21.005	0.005	20.462	0.018

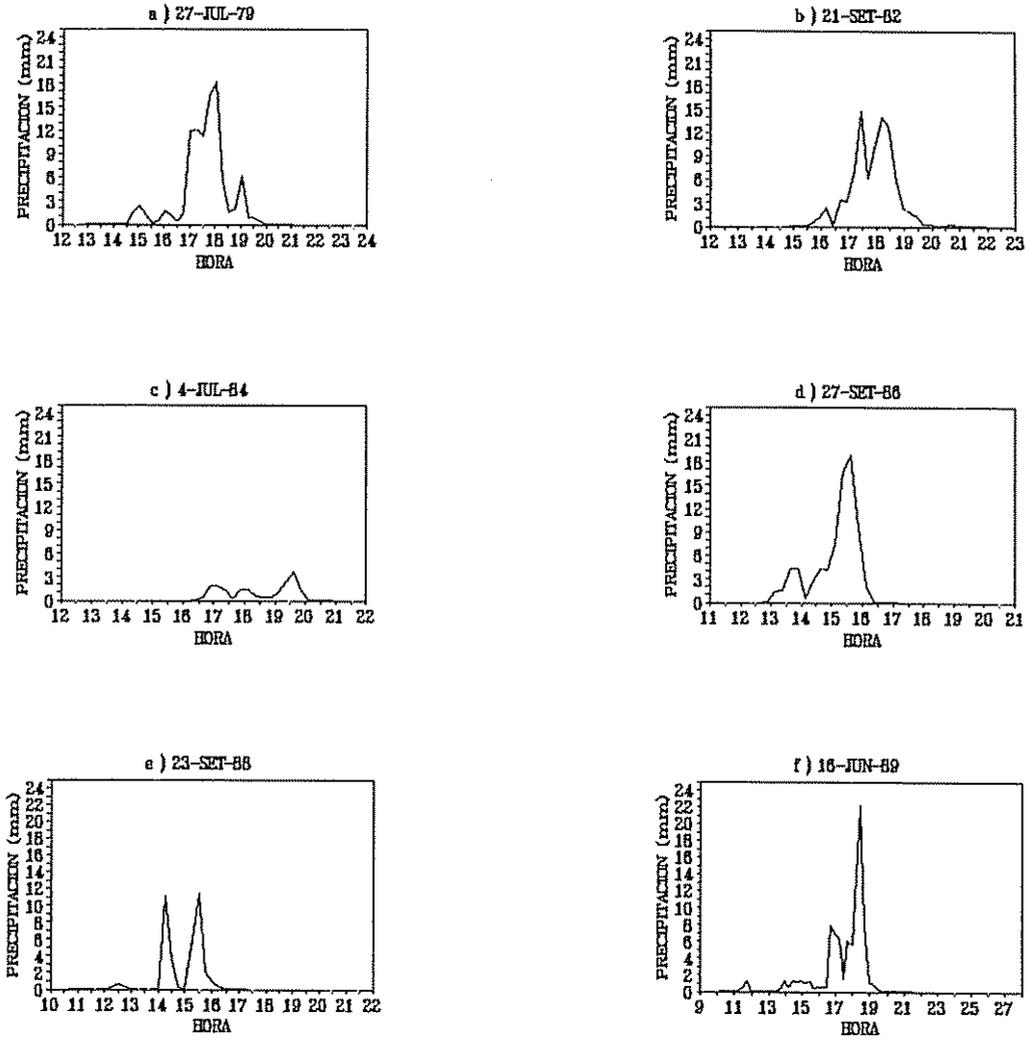


Figura 10. Hietogramas de calibración. Estación Oriente (Pejibaye)

## - Cuenca La Suiza

El hietograma de calibración se presentan en el Cuadro 5b.

## Cuadro 5b. Hietograma de calibración. Estación La Suiza.

1-jul-91

1-jul-91 HORA	PREC (mm)
12.83	0
13.08	0
13.33	0
13.58	0
13.83	0.002075
14.08	0.9238
14.33	0.1053
14.58	0.03131
14.83	0.006171
15.08	0.006171
15.33	0.006171
15.58	5.755
15.83	18.69
16.08	9.449
16.33	7.725
16.58	11.39
16.83	7.362
17.08	2.173
17.33	0.7079
17.58	0.1596
17.83	0.08005
18.08	0.06338
18.33	0.0213
18.58	0.0213
18.83	0.01449
19.08	0.003402

La representación gráfica del hietograma se presenta en la Figura 11.

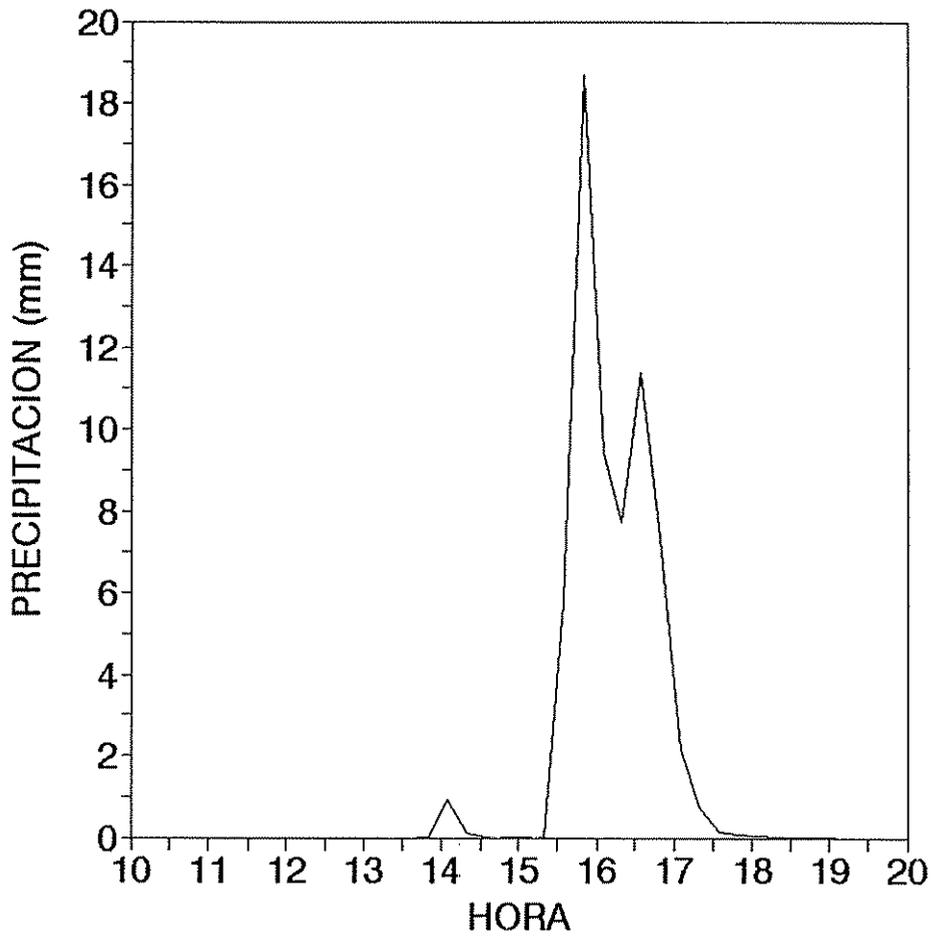


Figura 11. Hietograma de calibración. Estación La Suiza (Tuis) 1-jul-91

## 4.1.1.6 Hietogramas medio

Los hietogramas medios obtenidos para cada evento de calibración se presentan en el Cuadro 6a

Cuadro 6a. Hietogramas medio. Cuenca de Oriente, (Pejibaye).

27-jul-79		21-set-82		4-jul-84	
HORA	PRECIP (mm)	HORA	PRECIP (mm)	HORA	PRECIP (mm)
14.8	0.000	14.7	0.000	14.63	0.000
15.0	1.630	15.0	0.010	14.88	0.000
15.3	0.820	15.2	0.000	15.13	0.000
15.5	0.010	15.5	0.000	15.38	0.000
15.8	0.360	15.7	0.230	15.63	0.000
16.0	1.150	16.0	0.790	15.88	0.000
16.3	0.730	16.2	1.460	16.13	0.000
16.5	0.270	16.5	0.020	16.38	0.190
16.8	0.960	16.7	2.110	16.63	1.050
17.0	8.310	17.0	1.960	16.88	4.570
17.3	8.450	17.2	48.060	17.13	37.980
17.5	7.850	17.5	0.140	17.38	3.190
17.8	11.440	17.7	0.070	17.63	0.170
18.0	12.710	18.0	0.050	17.88	0.060
18.3	3.810	18.2	0.110	18.13	0.040
18.5	1.130	18.5	0.080	18.38	0.010
18.8	1.450	18.7	0.010	18.63	0.000
19.0	4.290	19.0	0.010	18.88	0.000
19.3	0.640	19.2	0.010	19.13	0.000
19.5	0.600	19.5	0.000	19.38	0.000
19.8	0.280	19.7	0.000	19.63	0.000
20.0	0.040	20.0	0.000	19.88	0.000
20.3	0.020	20.2	0.000	20.13	0.000
20.5	0.000	20.5	0.000	20.38	0.000
20.8	0.000	20.7	0.000	20.63	0.000

Cuadro 6a. Continuación

27-set-86		23-set-88		16-jun-89	
HORA	PRECIP (mm)	HORA	PRECIP (mm)	HORA	PRECIP (mm)
12.88	0.000	11.5	0.000	10.47	0.000
13.13	1.100	11.75	0.000	10.72	0.000
13.38	1.320	12	0.300	10.97	0.000
13.63	3.470	12.25	0.760	11.22	0.000
13.88	3.560	12.5	0.210	11.47	0.380
14.13	0.420	12.75	0.040	11.72	0.940
14.38	2.330	13	0.040	11.97	0.000
14.63	3.520	13.25	0.030	12.22	0.000
14.88	3.370	13.5	0.030	12.47	0.000
12.88	0.000	11.5	0.000	10.47	0.000
13.13	1.100	11.75	0.000	10.72	0.000
13.38	1.320	12	0.300	10.97	0.000
13.63	3.470	12.25	0.760	11.22	0.000
13.88	3.560	12.5	0.210	11.47	0.380
14.13	0.420	12.75	0.040	11.72	0.940
14.38	2.330	13	0.040	11.97	0.000
14.63	3.520	13.25	0.030	12.22	0.000
14.88	3.370	13.5	0.030	12.47	0.000
15.13	5.940	13.75	0.030	12.72	0.000
15.38	13.530	14	13.000	12.97	0.000
15.63	15.200	14.25	4.250	13.22	0.000
15.88	7.770	14.5	0.330	13.47	0.010
16.13	1.740	14.75	0.090	13.72	0.220
16.38	0.050	15	7.150	13.97	0.880
16.63	0.000	15.25	13.230	14.22	0.370
16.88	0.000	15.5	2.430	14.47	0.860
17.13	0.000	15.75	1.110	14.72	0.790
17.38	0.000	16	0.340	14.97	0.850
17.63	0.000	16.25	0.040	15.22	0.730
17.88	0.000	16.5	0.020	15.47	0.840
18.13	0.000	16.75	0.020	15.72	0.270
18.38	0.000	17	0.000	15.97	0.370
18.63	0.000	17.25	0.000	16.22	0.320
18.88	0.000	17.5	0.000	16.47	0.390
19.13	0.000	17.75	0.000	16.72	5.470
19.38	0.000	18	0.000	16.97	4.720
19.63	0.000	18.25	0.000	17.22	4.330
19.88	0.000	18.5	0.000	17.47	1.080
20.13	0.000	18.75	0.000	17.72	4.150
20.38	0.000	19	0.000	17.97	3.850
20.63	0.000	19.25	0.000	18.22	9.480
20.88	0.000	19.5	0.000	18.47	15.210
21.13	0.000	19.75	0.000	18.72	5.540
21.38	0.000	20	0.000	18.97	0.760

Cuadro 6a. Continuación

27-set-86		23-set-88		16-jun-89	
HORA	PRECIP (mm)	HORA	PRECIP (mm)	HORA	PRECIP (mm)
21.63	0.000	20.25	0.000	19.22	0.580
21.88	0.000	20.5	0.000	19.47	0.220
22.13	0.000	20.75	0.000	19.72	0.090
22.38	0.000	21	0.000	19.97	0.040
22.63	0.000	21.25	0.000	20.22	0.030
22.88	0.000	21.5	0.000	20.47	0.000

La representación gráfica de los hietogramas medio se presenta en la Figura 12.

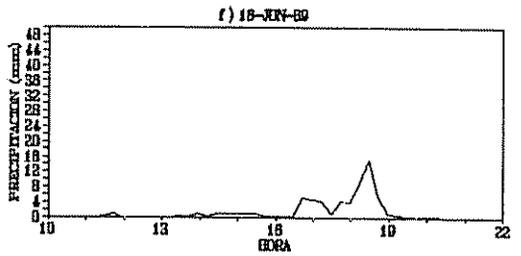
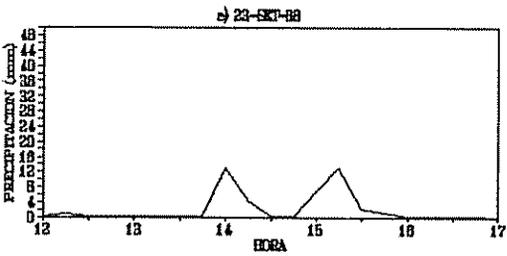
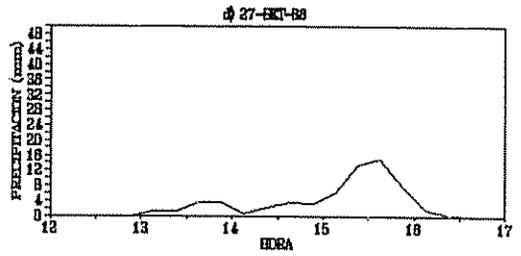
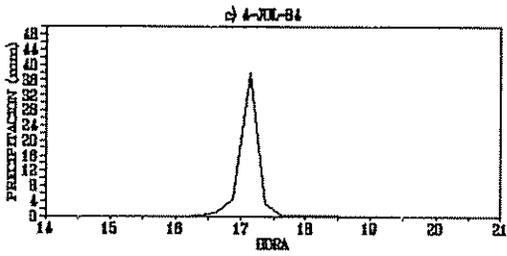
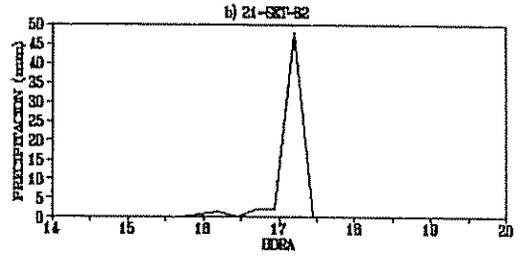
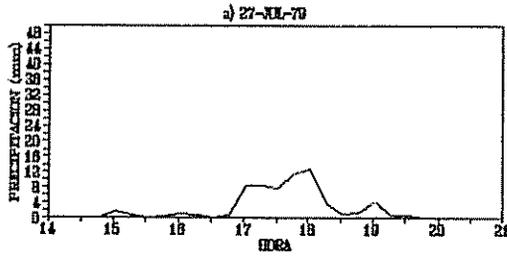


Figura 12. Hietogramas medio. Cuenca de Oriente, Pejibaye

- Cuenca La Suiza

El hietograma medio obtenido se presenta en el Cuadro 6b.

Cuadro 6b. Hietograma medio en la cuenca La Suiza. Evento del 1-jul-91.

HORA	PREC (mm)
14.58	0
14.83	0.01
15.08	0
15.33	0
15.58	4.36
15.83	14.15
16.08	7.15
16.33	5.85
16.58	8.63
16.83	5.57
17.08	1.65
17.33	0.54
17.58	0.12
17.83	0.06
18.08	0.05
18.33	0

La representación gráfica del hietograma medio se presenta en la Figura 13.

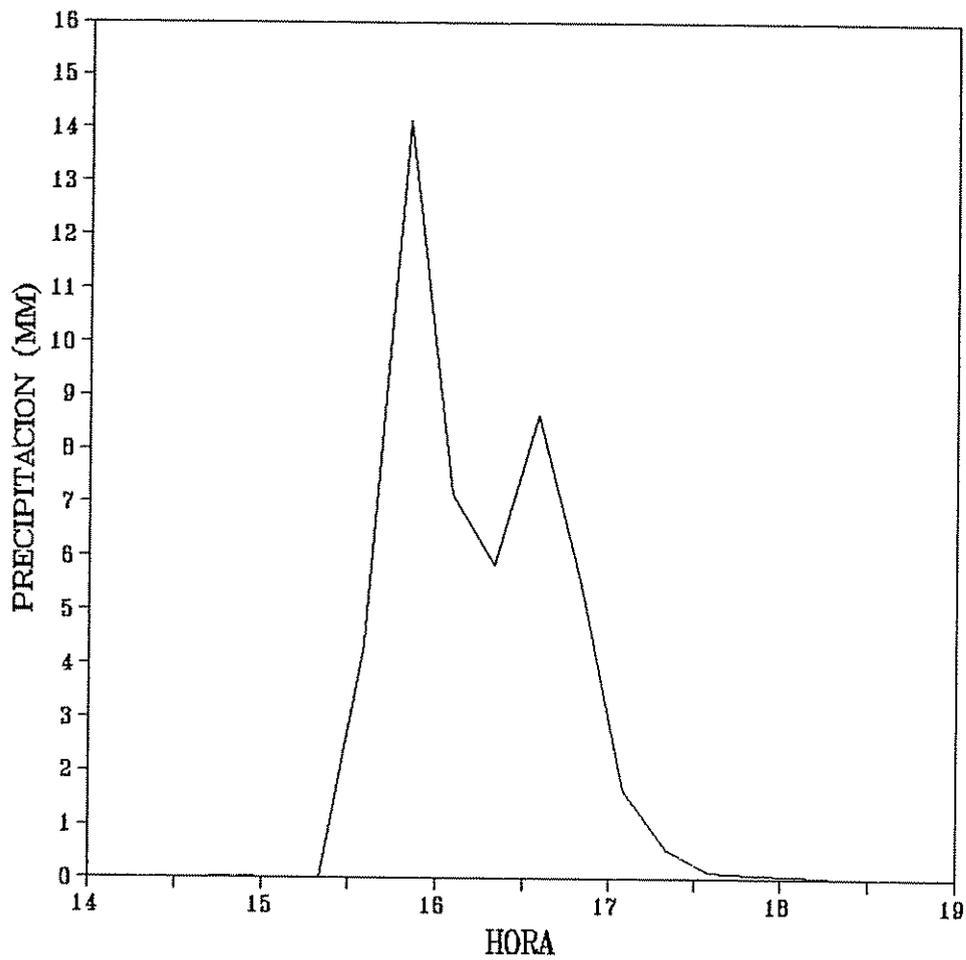


Figura 13. Hietograma medio. Cuenca La Suiza. Evento del 1-jul-91

#### 4.1.1.7 Hidrogramas observados y localización geométrica del caudal de recesión

- Cuenca La Suiza

El hidrograma se muestra en el Cuadro 7

Cuadro 7. Hidrograma observado. Estación: La Suiza, (Tuis) 1-jul-91.

1-jul-91		
HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
13.83	5.743	0.7591
14.08	5.727	0.758
14.33	5.712	0.7568
14.58	5.697	0.7557
14.83	5.682	0.7545
15.08	5.667	0.7533
15.33	7.329	0.865
15.58	10.52	1.022
15.83	14.47	1.161
16.08	19.25	1.284
16.33	24.99	1.398
16.58	31.43	1.497
16.83	38.56	1.586
17.08	46.36	1.666
17.33	54.84	1.739
17.58	63.97	1.806
17.83	73.77	1.868
18.08	66.58	1.823
18.33	59.73	1.776
18.58	53.24	1.726
18.83	47.09	1.673
19.08	41.3	1.616
19.33	35.87	1.555
19.58	30.8	1.489
19.83	26.09	1.416
20.08	21.75	1.337
20.33	17.84	1.251
20.58	14.46	1.16
20.83	11.59	1.064
21.08	11.51	1.061
21.33	11.43	1.058
21.58	11.35	1.055
21.83	11.27	1.052
22.08	11.19	1.049
22.33	11.12	1.046
22.58	11.04	1.043
22.83	10.97	1.04

Cuadro 7. Continuación

1-jul-91		
HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
23.08	10.9	1.037
23.33	10.82	1.034
23.58	10.75	1.032
23.83	10.68	1.029
24.08	10.61	1.026
24.33	10.54	1.023
24.58	10.47	1.02
24.83	10.41	1.018
25.08	10.37	1.016
25.33	10.32	1.014
25.58	10.27	1.012
25.83	10.23	1.01
26.08	10.18	1.008
26.33	10.14	1.006
26.58	10.09	1.004
26.83	10.04	1.002
27.08	9.975	0.9989
27.33	9.912	0.9962
27.58	9.85	0.9934
27.83	9.788	0.9907
28.08	9.726	0.9879
28.33	9.664	0.9852
28.58	9.603	0.9824
28.83	9.539	0.9795
29.08	9.469	0.9763
29.33	9.4	0.9731
29.58	9.331	0.9699
29.83	9.262	0.9667
30.08	9.193	0.9635
30.33	9.125	0.9602
30.58	9.057	0.957
30.83	9.016	0.955
31.08	8.98	0.9533
31.33	8.944	0.9515
31.58	8.909	0.9498
31.83	8.873	0.9481
32.08	8.837	0.9463

La representación gráfica del hidrograma en papel semilogarítmico y la localización geométrica del caudal de recesión se muestra en la Figura 14.

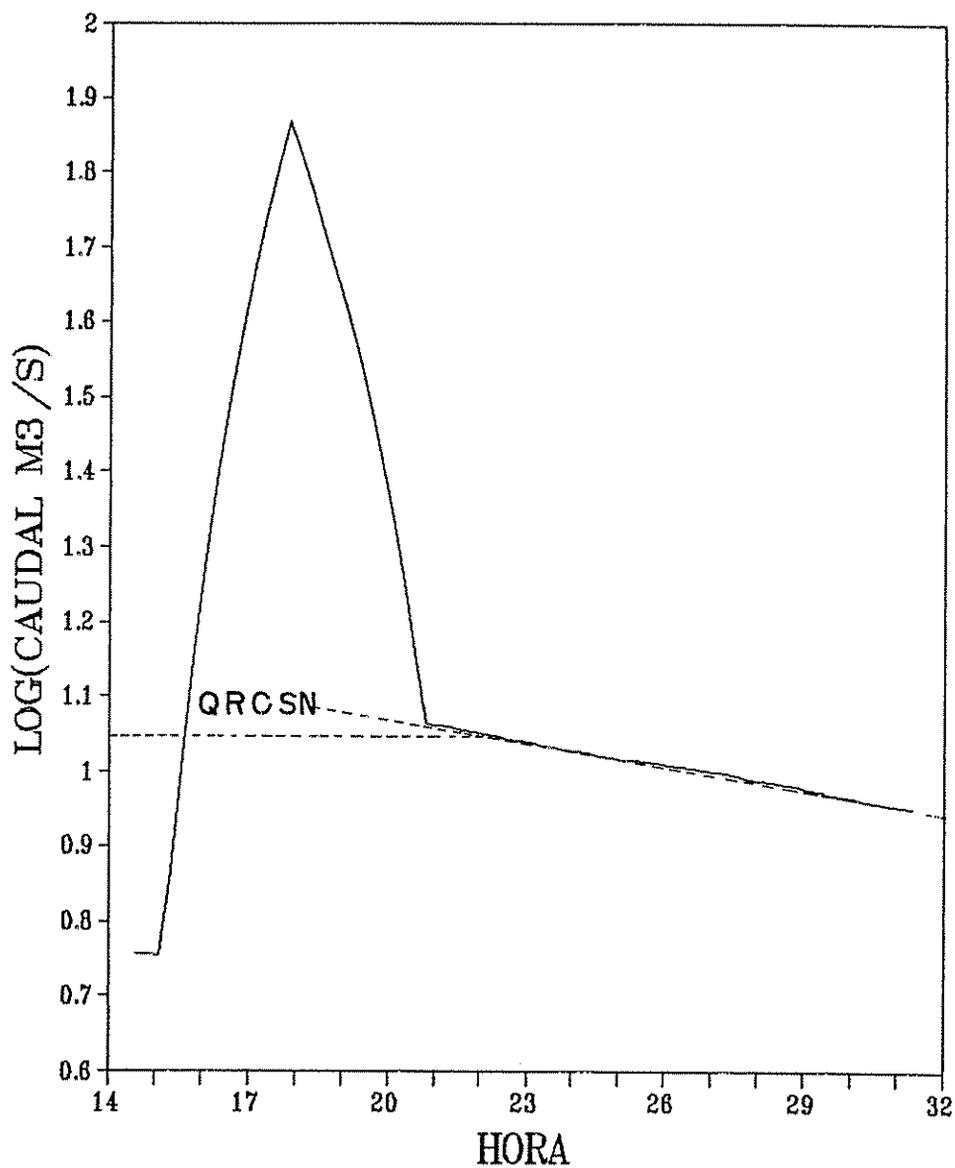


Figura 14. Hidrograma observado. Estación: La Suiza  
(Tuis) 1-jul-91

## - Cuenca de Oriente

Los hidrogramas se muestran en los Cuadros del 8a al 8g.

Cuadro 8a. Hidrograma observado. Estación: Oriente,  
(Pejibaye) 27-jul-79.

27-jul-79		
T (H)	Q (M3/S)	LOG(Q)
14.78	23.69	1.375
15.03	23.6	1.373
15.28	23.54	1.372
15.53	23.5	1.371
15.78	23.47	1.371
16.03	23.66	1.374
16.28	23.86	1.378
16.53	24.4	1.387
16.78	24.79	1.394
17.03	25.06	1.399
17.28	25.24	1.402
17.53	25.6	1.408
17.78	26.74	1.427
18.03	62.55	1.796
18.28	189.5	2.278
18.53	250.6	2.399
18.78	316.5	2.5
19.03	279.7	2.447
19.28	244.3	2.388
19.53	210.3	2.323
19.78	177.5	2.249
20.03	156.3	2.194
20.28	141.6	2.151
20.53	124.7	2.096
20.78	113.5	2.055
21.03	106.1	2.026
21.28	99.67	1.999
21.53	93.84	1.972
21.78	89.1	1.95
22.03	85.91	1.934
22.28	81.93	1.913
22.53	77.89	1.891
22.78	73.89	1.869
23.03	70.43	1.848
23.28	67.52	1.829
23.53	64.92	1.812
23.78	63.02	1.799
24.03	61.32	1.788
24.28	59.67	1.776

Cuadro 8a. Continuación

27-jul-79		
T (H)	Q (M3/S)	LOG(Q)
24.53	58.13	1.764
24.78	56.97	1.756
25.03	56.15	1.749
25.28	55.87	1.747
25.53	55.67	1.746
25.78	54.89	1.74
26.03	54.01	1.732
26.28	53.26	1.726
26.53	52.54	1.721
26.78	51.84	1.715
27.03	51.05	1.708
27.28	50.27	1.701
27.53	49.53	1.695
27.78	49.01	1.69
28.03	48.49	1.686
28.28	47.96	1.681
28.53	47.43	1.676
28.78	46.91	1.671
29.03	46.42	1.667
29.28	45.93	1.662
29.53	45.48	1.658
29.78	45.06	1.654
30.03	44.65	1.65
30.28	44.22	1.646
30.53	43.78	1.641
30.78	43.35	1.637
31.03	42.98	1.633
31.28	42.68	1.63
31.53	42.38	1.627
31.78	42.08	1.624
32.03	41.77	1.621
32.28	41.47	1.618
32.53	41.16	1.614
32.78	40.88	1.612
33.03	40.64	1.609
33.28	40.4	1.606
33.53	40.16	1.604
33.78	39.92	1.601
34.03	39.67	1.598
34.28	39.43	1.596
34.53	39.19	1.593
34.78	38.95	1.591
35.03	38.7	1.588

Cuadro 8a. Continuación

27-jul-79		
T (H)	Q (M3/S)	LOG(Q)
35.28	38.43	1.585
35.53	38.15	1.582
35.78	37.88	1.578
36.03	37.61	1.575
36.28	37.36	1.572
36.53	37.1	1.569
36.78	36.84	1.566
37.03	36.57	1.563
37.28	36.31	1.56
37.53	36.11	1.558
37.78	35.93	1.556
38.03	35.76	1.553
38.28	35.59	1.551
38.53	35.38	1.549
38.78	35.13	1.546
39.03	34.89	1.543
39.28	34.7	1.54
39.53	34.54	1.538
39.78	34.43	1.537
40.03	34.32	1.536
40.28	34.22	1.534
40.53	34.08	1.532
40.78	33.92	1.531
41.03	33.77	1.528
41.28	33.61	1.526
41.53	33.47	1.525
41.78	33.35	1.523
42.03	33.24	1.522
42.28	33.07	1.519
42.53	32.97	1.518
42.78	32.92	1.517
43.03	32.87	1.517
43.28	32.8	1.516
43.53	32.79	1.516
43.78	32.79	1.516
44.03	32.8	1.516
44.28	32.83	1.516
44.53	32.99	1.518
44.78	33.31	1.523
45.03	33.67	1.527
45.28	33.96	1.531
45.53	34.03	1.532
45.78	33.98	1.531
46.03	33.89	1.53

Cuadro 8a. Continuación

27-jul-79		
T (H)	Q (M3/S)	LOG(Q)
46.28	33.72	1.528
46.53	33.49	1.525
46.78	33.26	1.522
47.03	33.04	1.519
47.28	32.81	1.516
47.53	32.57	1.513
47.78	32.35	1.51
48.03	32.15	1.507
48.28	31.94	1.504
48.53	31.74	1.502
48.78	31.53	1.499
49.03	31.32	1.496
49.28	31.11	1.493
49.53	30.9	1.49
49.78	30.7	1.487
50.03	30.51	1.484
50.28	30.32	1.482
50.53	30.24	1.481
50.78	30.15	1.479
51.03	30.07	1.478
51.28	29.99	1.477
51.53	29.88	1.475
51.78	29.78	1.474
52.03	29.67	1.472
52.28	29.57	1.471
52.53	29.48	1.469
52.78	29.39	1.468
53.03	29.29	1.467
53.28	29.2	1.465
53.53	29.11	1.464
53.78	29.01	1.463
54.03	28.92	1.461
54.28	28.83	1.46
54.53	28.75	1.459
54.78	28.67	1.457
55.03	28.6	1.456
55.28	28.52	1.455
55.53	28.42	1.454
55.78	28.31	1.452
56.03	28.19	1.45
56.28	28.08	1.448
56.53	28	1.447
56.78	27.94	1.446
57.03	27.88	1.445
57.28	27.83	1.444

Cuadro 8a. Continuación

---

27-jul-79		
T (H)	Q (M3/S)	LOG(Q)
57.53	27.81	1.444
57.78	27.81	1.444
58.03	27.81	1.444
58.28	27.78	1.444
58.53	27.75	1.443
58.78	27.71	1.443
59.03	27.66	1.442
59.28	27.58	1.441

---

Cuadro 8b. Hidrograma observado. Estación: Oriente  
(Pejibaye) 21-set-82.

21-set-82		
HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
14.69	44.87	1.652
14.94	44.78	1.651
15.19	44.55	1.649
15.44	44.56	1.649
15.69	44.74	1.651
15.94	45.04	1.654
16.19	45.66	1.659
16.44	46.11	1.664
16.69	45.97	1.662
16.94	47.65	1.678
17.19	49.95	1.698
17.44	103.3	2.014
17.69	160.6	2.206
17.94	211.5	2.325
18.19	266.7	2.426
18.44	325.9	2.513
18.69	388.6	2.59
18.94	331.3	2.52
19.19	277	2.443
19.44	243.9	2.387
19.69	250.9	2.4
19.94	237.4	2.376
20.19	205.2	2.312
20.44	177	2.248
20.69	151.8	2.181
20.94	133.5	2.126
21.19	124	2.093
21.44	114.7	2.059
21.69	106.3	2.026
21.94	98.18	1.992
22.19	93.52	1.971
22.44	89.98	1.954
22.69	86.69	1.938
22.94	83.74	1.923
23.19	80.76	1.907
23.44	77.85	1.891
23.69	76.1	1.881
23.94	74.36	1.871
24.19	72.86	1.863
24.44	71.54	1.855
24.69	70.22	1.846
24.94	68.88	1.838
25.19	67.5	1.829
25.44	66.07	1.82

Cuadro 8b. Continuación

21-set-82		
HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
25.69	64.63	1.81
25.94	63.39	1.802
26.19	62.57	1.796
26.44	61.75	1.791
26.69	61.12	1.786
26.94	60.53	1.782
27.19	59.83	1.777
27.44	59.02	1.771
27.69	58.59	1.768
27.94	58.36	1.766
28.19	58.03	1.764
28.44	57.63	1.761
28.69	57.23	1.758
28.94	56.94	1.755
29.19	56.78	1.754
29.44	56.61	1.753
29.69	56.39	1.751
29.94	56.16	1.749
30.19	55.93	1.748
30.44	55.61	1.745
30.69	55.14	1.741
30.94	54.76	1.738
31.19	54.45	1.736
31.44	54.14	1.734
31.69	53.79	1.731
31.94	53.43	1.728
32.19	53.15	1.726
32.44	52.91	1.724
32.69	52.65	1.721
32.94	52.39	1.719
33.19	52.11	1.717
33.44	51.77	1.714
33.69	51.43	1.711
33.94	51.11	1.709
34.19	50.81	1.706
34.44	50.52	1.703
34.69	50.32	1.702
34.94	50.12	1.7
35.19	49.92	1.698
35.44	49.71	1.696
35.69	49.49	1.695
35.94	49.23	1.692
36.19	49.04	1.691
36.44	48.95	1.69
36.69	48.86	1.689

Cuadro 8c. Hidrograma observado. Estación: Oriente  
(Pejibaye) 4-jul-84.

4-jul-84		
HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
14.63	36.03	1.557
14.88	35.92	1.555
15.13	35.85	1.554
15.38	35.81	1.554
15.63	35.91	1.555
15.88	36.26	1.559
16.13	42.2	1.625
16.38	45.54	1.658
16.63	47.45	1.676
16.88	51.11	1.708
17.13	54.13	1.733
17.38	55.18	1.742
17.63	67.1	1.827
17.88	115.6	2.063
18.13	171.1	2.233
18.38	216.2	2.335
18.63	255.8	2.408
18.88	239	2.378
19.13	222.4	2.347
19.38	206.3	2.314
19.63	190.5	2.28
19.88	174.5	2.242
20.13	158.5	2.2
20.38	144.6	2.16
20.63	139.5	2.144
20.88	134.4	2.128
21.13	129.4	2.112
21.38	122.5	2.088
21.63	114.8	2.06
21.88	108.3	2.035
22.13	101.7	2.007
22.38	95.05	1.978
22.63	90.55	1.957
22.88	87.3	1.941
23.13	84.14	1.925
23.38	81.17	1.909
23.63	78.3	1.894
23.88	75.9	1.88
24.13	74.38	1.871
24.38	72.89	1.863
24.63	71.47	1.854
24.88	69.99	1.845
25.13	68.47	1.836
25.38	67.04	1.826

Cuadro 8c. Continuación

4-jul-84		
HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
25.63	65.63	1.817
25.88	64.61	1.81
26.13	63.75	1.805
26.38	63.05	1.8
26.63	62.37	1.795
26.88	61.69	1.79
27.13	61.07	1.786
27.38	60.48	1.782
27.63	59.9	1.777
27.88	59.32	1.773
28.13	58.82	1.77
28.38	58.32	1.766
28.63	57.82	1.762
28.88	57.34	1.758
29.13	56.85	1.755
29.38	56.45	1.752
29.63	56.15	1.749
29.88	55.84	1.747
30.13	55.54	1.745
30.38	55.21	1.742
30.63	54.85	1.739
30.88	54.49	1.736
31.13	54.13	1.733
31.38	53.77	1.731
31.63	53.43	1.728
31.88	53.08	1.725
32.13	52.76	1.722
32.38	52.48	1.72
32.63	52.21	1.718
32.88	51.91	1.715
33.13	51.56	1.712
33.38	51.21	1.709
33.63	51	1.708
33.88	50.86	1.706
34.13	50.72	1.705
34.38	50.55	1.704
34.63	50.31	1.702
34.88	50.08	1.7
35.13	49.85	1.698
35.38	49.62	1.696
35.63	49.42	1.694
35.88	49.23	1.692
36.13	49.02	1.69
36.38	48.81	1.689
36.63	48.63	1.687

## Cuadro 8c. Continuación

4-jul-84		
HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
36.88	48.49	1.686
37.13	48.32	1.684
37.38	48.11	1.682
37.63	47.91	1.68
37.88	47.7	1.679
38.13	47.55	1.677
38.38	47.41	1.676
38.63	47.26	1.675
38.88	47.09	1.673
39.13	46.91	1.671
39.38	46.73	1.67
39.63	46.56	1.668
39.88	46.44	1.667
40.13	46.33	1.666
40.38	46.22	1.665
40.63	46.08	1.664
40.88	45.95	1.662
41.13	45.83	1.661
41.38	45.73	1.66
41.63	45.64	1.659
41.88	45.55	1.658
42.13	45.37	1.657
42.38	45.17	1.655
42.63	44.99	1.653
42.88	44.85	1.652
43.13	44.7	1.65
43.38	44.55	1.649
43.63	44.41	1.647
43.88	44.27	1.646
44.13	44.17	1.645

Cuadro 8d. Hidrograma observado. Estación: Oriente  
(Pejibaye) 27-set-86

27-set-86		
HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
11.38	45.35	1.657
11.63	45.11	1.654
11.88	44.99	1.653
12.13	44.79	1.651
12.38	44.42	1.648
12.63	44.22	1.646
12.88	44.15	1.645
13.13	44.34	1.647
13.38	45.38	1.657
13.63	46.31	1.666
13.88	49.49	1.695
14.13	55.71	1.746
14.38	63.04	1.8
14.63	70.68	1.849
14.88	75.62	1.879
15.13	86.08	1.935
15.38	115.6	2.063
15.63	149.3	2.174
15.88	191.2	2.281
16.13	324.8	2.512
16.38	491.9	2.692
16.63	375.5	2.575
16.88	295	2.47
17.13	234.2	2.37
17.38	184.8	2.267
17.63	154.3	2.188
17.88	134.4	2.128
18.13	122.1	2.087
18.38	111.1	2.046
18.63	101.1	2.005
18.88	93.86	1.972
19.13	87.09	1.94
19.38	82.14	1.915
19.63	77.29	1.888
19.88	73.87	1.868
20.13	71.67	1.855
20.38	69.53	1.842
20.63	67.68	1.83
20.88	64.8	1.812
21.13	63.48	1.803
21.38	62.52	1.796
21.63	61.29	1.787
21.88	59.13	1.772

Cuadro 8d. Continuación

27-set-86		
HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
22.13	57.92	1.763
22.38	56.69	1.754
22.63	55.64	1.745
22.88	54.72	1.738
23.13	54.05	1.733
23.38	52.82	1.723
23.63	52.2	1.718
23.88	51.46	1.711
24.13	50.25	1.701
24.38	49.57	1.695
24.63	48.89	1.689
24.88	48.55	1.686
25.13	48.24	1.683
25.38	48.01	1.681
25.63	47.79	1.679
25.88	47.51	1.677
26.13	47.22	1.674
26.38	47.01	1.672
26.63	46.82	1.67
26.88	46.7	1.669
27.13	46.44	1.667
27.38	46.02	1.663
27.63	45.61	1.659
27.88	45.24	1.656
28.13	44.96	1.653
28.38	44.72	1.65
28.63	44.47	1.648
28.88	44.17	1.645
29.13	43.77	1.641
29.38	43.39	1.637
29.63	43	1.633
29.88	42.76	1.631
30.13	42.61	1.629
30.38	42.45	1.628
30.63	42.16	1.625
30.88	41.86	1.622
31.13	41.55	1.619
31.38	41.26	1.616
31.63	41.02	1.613
31.88	40.78	1.61
32.13	40.54	1.608
32.38	40.3	1.605
32.63	40.04	1.602
32.88	39.73	1.599

Cuadro 8d. Continuación

27-set-86		
HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
33.13	39.42	1.596
33.38	39.11	1.592
33.63	38.96	1.591
33.88	38.85	1.589
34.13	38.73	1.588
34.38	38.62	1.587
34.63	38.5	1.585
34.88	38.37	1.584
35.13	38.25	1.583
35.38	38.12	1.581
35.63	37.99	1.58
35.88	37.87	1.578
36.13	37.74	1.577
36.38	37.59	1.575
36.63	37.38	1.573
36.88	37.18	1.57
37.13	36.97	1.568
37.38	36.77	1.565
37.63	36.59	1.563
37.88	36.42	1.561
38.13	36.26	1.559
38.38	36.1	1.557
38.63	35.93	1.555
38.88	35.75	1.553
39.13	35.58	1.551
39.38	35.41	1.549
39.63	35.24	1.547
39.88	35.1	1.545
40.13	34.96	1.544
40.38	34.82	1.542
40.63	34.71	1.54
40.88	34.68	1.54
41.13	34.65	1.54
41.38	34.61	1.539
41.63	34.54	1.538
41.88	34.48	1.538
42.13	34.43	1.537
42.38	34.51	1.538
42.63	34.71	1.541
42.88	35.04	1.545
43.13	35.79	1.554
43.38	36.42	1.561
43.63	36.59	1.563
43.88	36.75	1.565

Cuadro 8d. Continuación

27-set-86		
HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
44.13	36.82	1.566
44.38	36.9	1.567
44.63	36.82	1.566
44.88	36.56	1.563
45.13	36.26	1.559
45.38	35.89	1.555
45.63	35.51	1.55
45.88	35.2	1.546
46.13	34.91	1.543
46.38	34.63	1.539
46.63	34.34	1.536
46.88	34.06	1.532
47.13	33.78	1.529
47.38	33.53	1.525
47.63	33.29	1.522
47.88	33.04	1.519
48.13	32.81	1.516
48.38	32.59	1.513
48.63	32.37	1.51
48.88	32.15	1.507
49.13	31.93	1.504
49.38	31.77	1.502
49.63	31.63	1.5
49.88	31.49	1.498
50.13	31.35	1.496
50.38	31.21	1.494
50.63	31.08	1.492
50.88	30.95	1.491
51.13	30.82	1.489
51.38	30.69	1.487
51.63	30.56	1.485
51.88	30.44	1.483
52.13	30.32	1.482
52.38	30.2	1.48
52.63	30.08	1.478
52.88	29.96	1.477
53.13	29.84	1.475
53.38	29.72	1.473
53.63	29.61	1.471
53.88	29.53	1.47
54.13	29.49	1.47
54.38	29.45	1.469
54.63	29.4	1.468
54.88	29.29	1.467

Cuadro 8d. Continuación

---

27-set-86		
HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
55.13	29.19	1.465
55.38	29.08	1.464
55.63	28.98	1.462
55.88	28.87	1.46
56.13	28.8	1.459
56.38	28.77	1.459
56.63	28.74	1.458
56.88	28.71	1.458
57.13	28.68	1.458
57.38	28.59	1.456
57.63	28.49	1.455
57.88	28.38	1.453

---

Cuadro 8e. Hidrograma observado. Estación: Oriente  
(Pejibaye) 23-set-88

23-set-88		
HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
10.51	40.99	1.613
10.76	40.77	1.61
11.01	40.54	1.608
11.26	40.25	1.605
11.51	39.96	1.602
11.76	39.68	1.599
12.01	39.49	1.596
12.26	39.34	1.595
12.51	39.17	1.593
12.76	38.92	1.59
13.01	38.79	1.589
13.26	38.86	1.59
13.51	38.94	1.59
13.76	38.94	1.59
14.01	39.55	1.597
14.26	41.29	1.616
14.51	44.63	1.65
14.76	48.42	1.685
15.01	51.69	1.713
15.26	55.11	1.741
15.51	58.96	1.771
15.76	73.11	1.864
16.01	142.4	2.154
16.26	226.9	2.356
16.51	323.4	2.51
16.76	268.5	2.429
17.01	217.5	2.337
17.26	170.1	2.231
17.51	144.5	2.16
17.76	127	2.104
18.01	117.5	2.07
18.26	108.2	2.034
18.51	99.8	1.999
18.76	94.36	1.975
19.01	89.08	1.95
19.26	84.36	1.926
19.51	80.72	1.907
19.76	78.25	1.893
20.01	75.81	1.88
20.26	71.58	1.855
20.51	68.77	1.837
20.76	67.05	1.826

Cuadro 8e. Continuación

23-set-88		
HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
21.01	65.03	1.813
21.26	63.35	1.802
21.51	61.99	1.792
21.76	60.77	1.784
22.01	60.26	1.78
22.26	59.65	1.776
22.51	58.8	1.769
22.76	58.06	1.764
23.01	57.36	1.759
23.26	55.89	1.747
23.51	55.05	1.741
23.76	54.35	1.735
24.01	53.73	1.73
24.26	53.24	1.726
24.51	52.75	1.722
24.76	52.19	1.718
25.01	51.64	1.713
25.26	51.25	1.71
25.51	50.86	1.706
25.76	50.45	1.703
26.01	50.03	1.699
26.26	49.6	1.696
26.51	49.23	1.692
26.76	48.95	1.69
27.01	48.66	1.687
27.26	48.37	1.685
27.51	48	1.681
27.76	47.63	1.678
28.01	47.26	1.675
28.26	46.92	1.671
28.51	46.58	1.668
28.76	46.23	1.665
29.01	45.9	1.662
29.26	45.61	1.659
29.51	45.4	1.657
29.76	45.19	1.655
30.01	44.99	1.653
30.26	44.78	1.651
30.51	44.6	1.649
30.76	44.42	1.648
31.01	44.25	1.646
31.26	44.08	1.644
31.51	43.91	1.643
31.76	43.76	1.641

## Cuadro 8e. Continuación

---

23-set-88

HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
32.01	43.62	1.64
32.26	43.44	1.638
32.51	42.95	1.633
32.76	42.78	1.631
33.01	42.68	1.63
33.26	42.56	1.629
33.51	42.41	1.628
33.76	42.27	1.626
34.01	42.16	1.625
34.26	42.05	1.624
34.51	41.91	1.622
34.76	41.7	1.62
35.01	41.5	1.618
35.26	41.36	1.617
35.51	41.21	1.615
35.76	40.96	1.612
36.01	40.73	1.61

---

Cuadro 8f. Hidrograma observado. Estación: Oriente (Pejibaye)  
16-jun-89.

16-jun-89		
HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
9.962	27.68	1.442
10.21	27.61	1.441
10.46	27.54	1.44
10.71	27.48	1.439
10.96	27.41	1.438
11.21	27.34	1.437
11.46	27.28	1.436
11.71	27.21	1.435
11.96	27.14	1.434
12.21	27.15	1.434
12.46	27.2	1.435
12.71	27.26	1.435
12.96	27.31	1.436
13.21	27.36	1.437
13.46	27.42	1.438
13.71	27.95	1.446
13.96	29.28	1.467
14.21	30.11	1.479
14.46	30.86	1.489
14.71	31.75	1.502
14.96	32.03	1.506
15.21	32.3	1.509
15.46	33.21	1.521
15.71	34.86	1.542
15.96	36.55	1.563
16.21	38.58	1.586
16.46	41.27	1.616
16.71	44.04	1.644
16.96	48.66	1.687
17.21	60.17	1.779
17.46	79.26	1.899
17.71	98.6	1.994
17.96	100.4	2.002
18.21	110.9	2.045
18.46	131.1	2.118
18.71	243.6	2.387
18.96	376.9	2.576
19.21	320.9	2.506
19.46	272.3	2.435
19.71	242.2	2.384
19.96	213.3	2.329
20.21	188.8	2.276
20.46	165.4	2.218
20.71	151.6	2.181

Cuadro 8f. Continuación

16-jun-89		
HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
20.96	138.5	2.141
21.21	125.4	2.098
21.46	116.1	2.065
21.71	109.2	2.038
21.96	102.5	2.011
22.21	95.84	1.982
22.46	91.39	1.961
22.71	87.35	1.941
22.96	83.36	1.921
23.21	79.67	1.901
23.46	76.72	1.885
23.71	73.86	1.868
23.96	71.05	1.852
24.21	68.64	1.837
24.46	66.44	1.822
24.71	64.37	1.809
24.96	63.1	1.8
25.21	61.85	1.791
25.46	60.6	1.782
25.71	59.36	1.774
25.96	58.14	1.764
26.21	57.09	1.757
26.46	56.11	1.749
26.71	55.15	1.742
26.96	54.22	1.734
27.21	53.47	1.728
27.46	52.71	1.722
27.71	52.03	1.716
27.96	51.5	1.712
28.21	50.88	1.707
28.46	50.2	1.701
28.71	49.72	1.697
28.96	49.24	1.692
29.21	48.86	1.689
29.46	48.48	1.686
29.71	48	1.681
29.96	47.51	1.677
30.21	47.12	1.673
30.46	46.82	1.67
30.71	46.48	1.667
30.96	46.15	1.664
31.21	45.81	1.661
31.46	45.47	1.658
31.71	45.22	1.655
31.96	44.96	1.653

Cuadro 8f. Continuación

16-jun-89		
HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
32.21	44.74	1.651
32.46	44.55	1.649
32.71	44.38	1.647
32.96	44.23	1.646
33.21	44.07	1.644
33.46	43.87	1.642
33.71	43.67	1.64
33.96	43.45	1.638
34.21	43.22	1.636
34.46	43.09	1.634
34.71	43	1.634
34.96	42.96	1.633
35.21	42.92	1.633
35.46	42.89	1.632
35.71	42.85	1.632
35.96	42.81	1.632
36.21	42.78	1.631
36.46	42.74	1.631
36.71	43.2	1.635
36.96	43.78	1.641
37.21	45.2	1.655
37.46	47.03	1.672
37.71	48.88	1.689
37.96	49.79	1.697
38.21	50.46	1.703
38.46	50.94	1.707
38.71	50.15	1.7
38.96	49.37	1.693
39.21	48	1.681
39.46	46.34	1.666
39.71	45.34	1.656
39.96	44.62	1.649
40.21	44.2	1.645
40.46	43.79	1.641
40.71	43.41	1.638
40.96	43.07	1.634
41.21	42.73	1.631
41.46	42.48	1.628
41.71	42.27	1.626
41.96	42.06	1.624
42.21	41.84	1.622
42.46	41.63	1.619
42.71	41.48	1.618
42.96	41.34	1.616
43.21	41.17	1.615

Cuadro 8f. Continuación

16-jun-89		
HORA	Q (M3/S)	LOG(Q)
43.46	40.98	1.613
43.71	40.79	1.611
43.96	40.55	1.608

La representación gráfica de los hidrogramas en papel semilogarítmico y la localización geométrica del caudal de recesión se muestran en las Figuras 15a a la 15g.

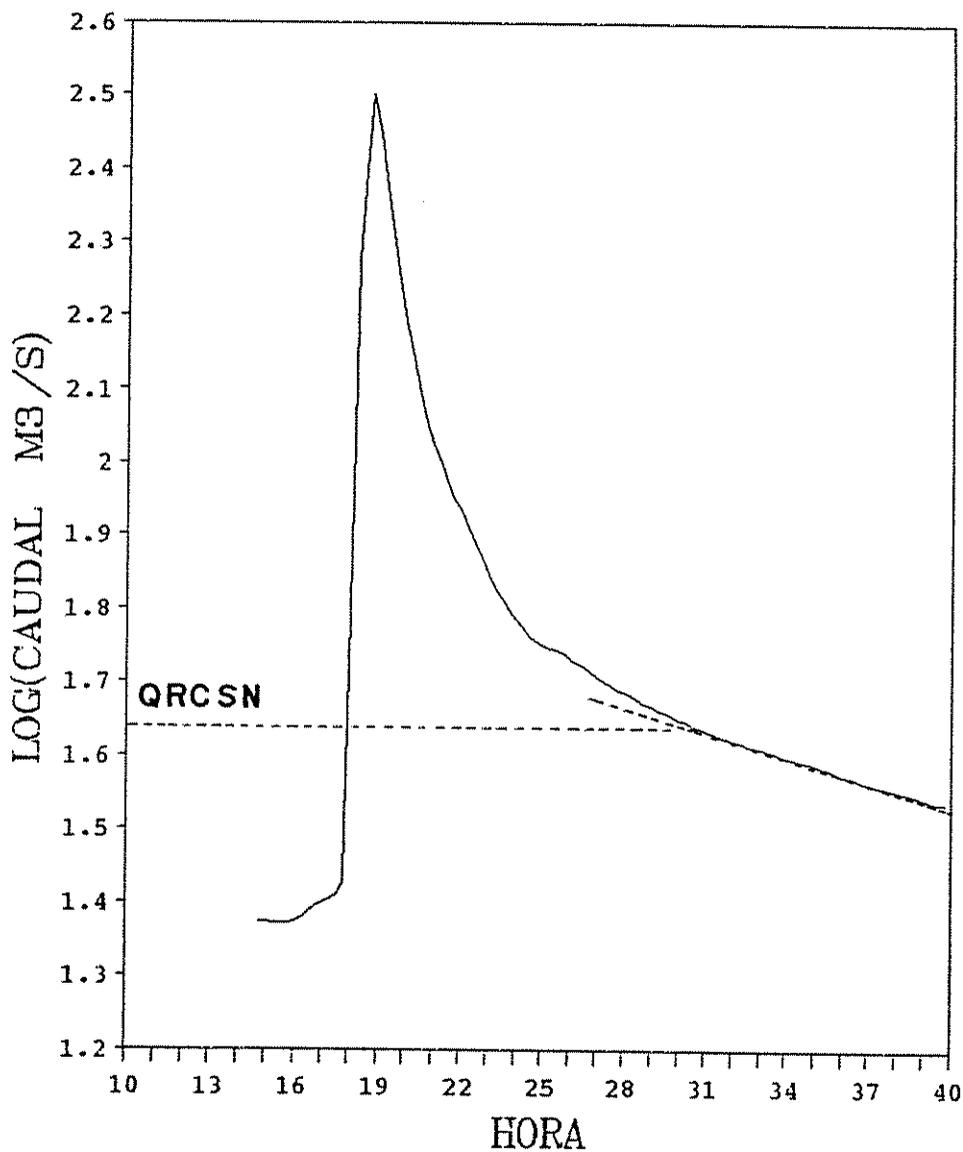


Figura 15a. Hidrograma observado. Estación: Oriente  
(Pejibaye) 27-jul-79

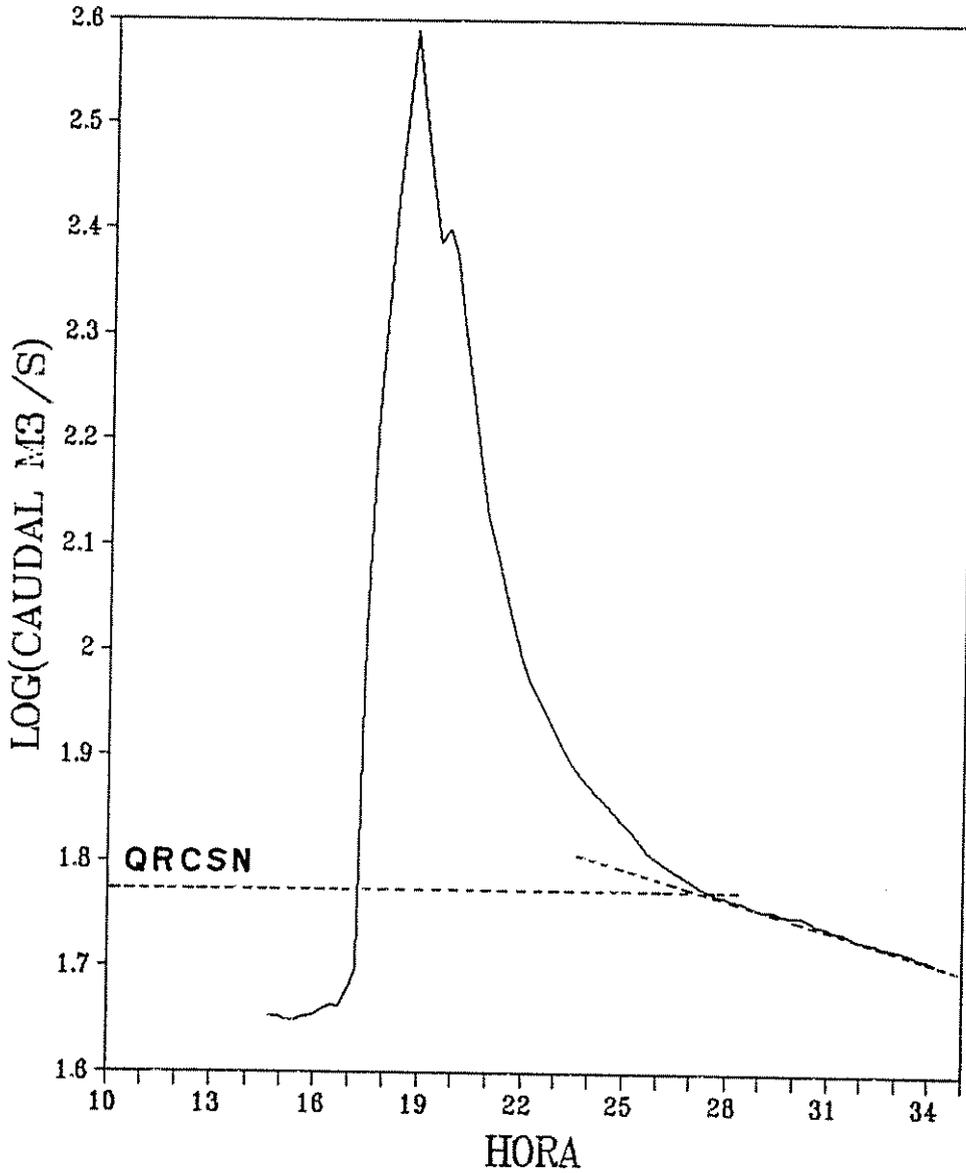


Figura 15b. Hidrograma observado. Estación: Oriente  
(Pejibaye) 21-set-82

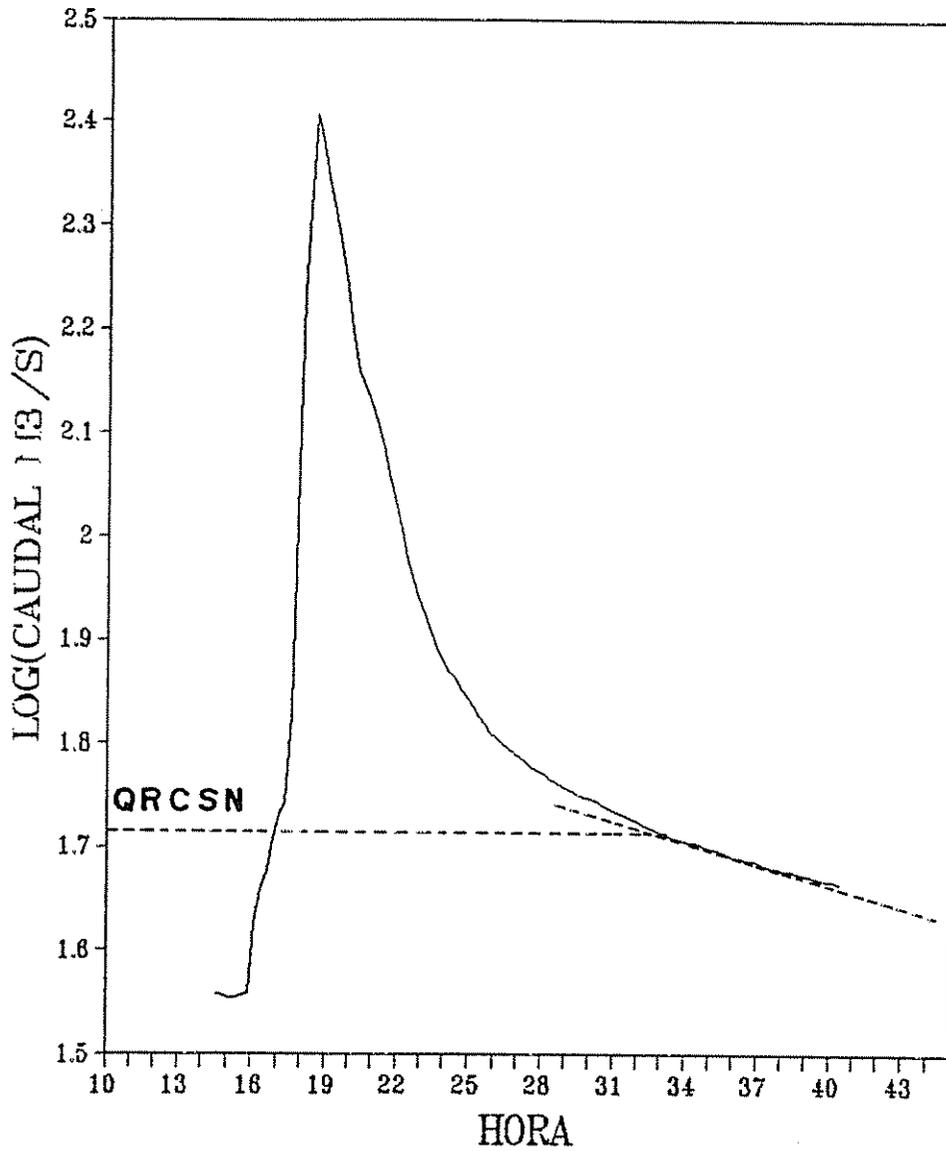


Figura 15c. Hidrograma observado. Estación: Oriente  
(Pejibaye) 4-jul-84

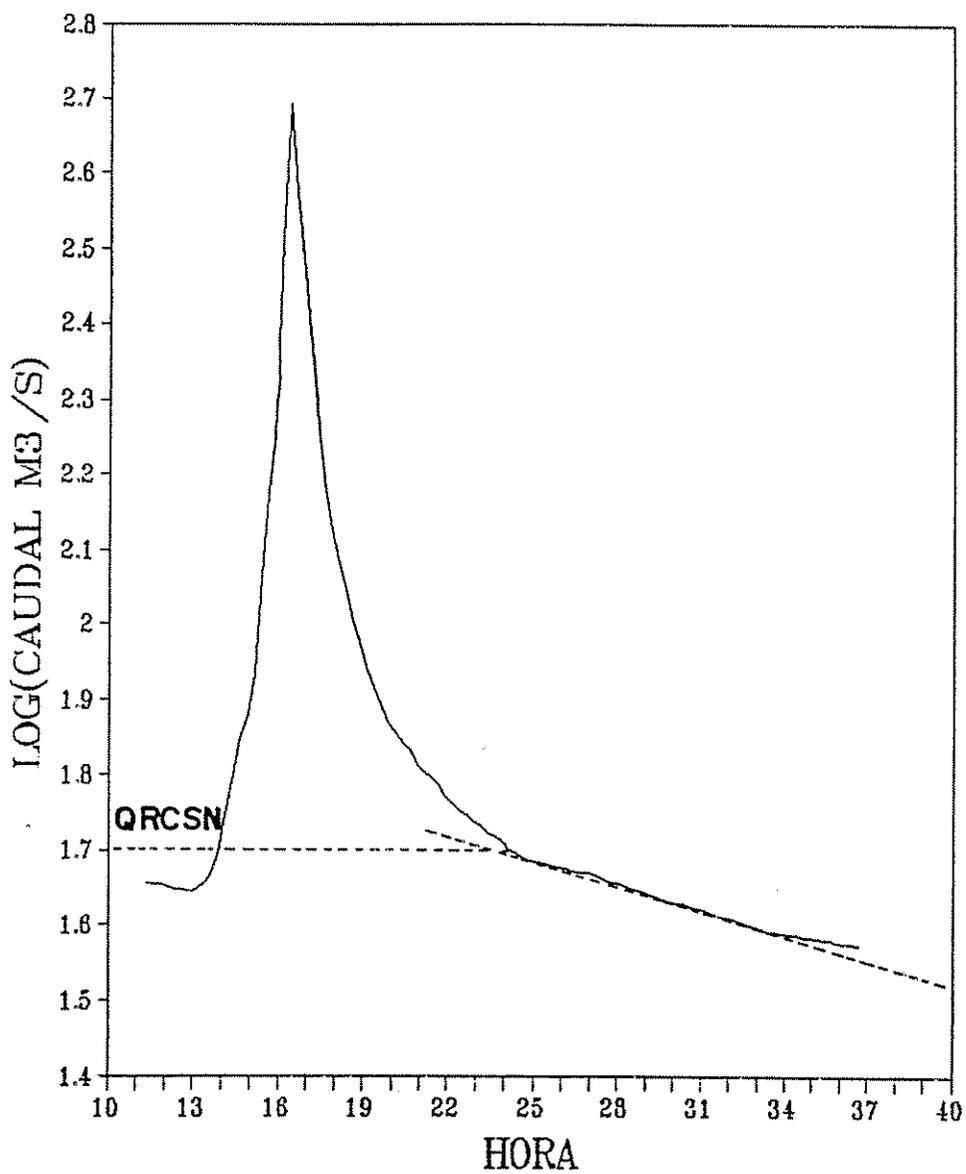


Figura 15d. Hidrograma observado. Estación: Oriente  
(Pejibaye) 27-set-86

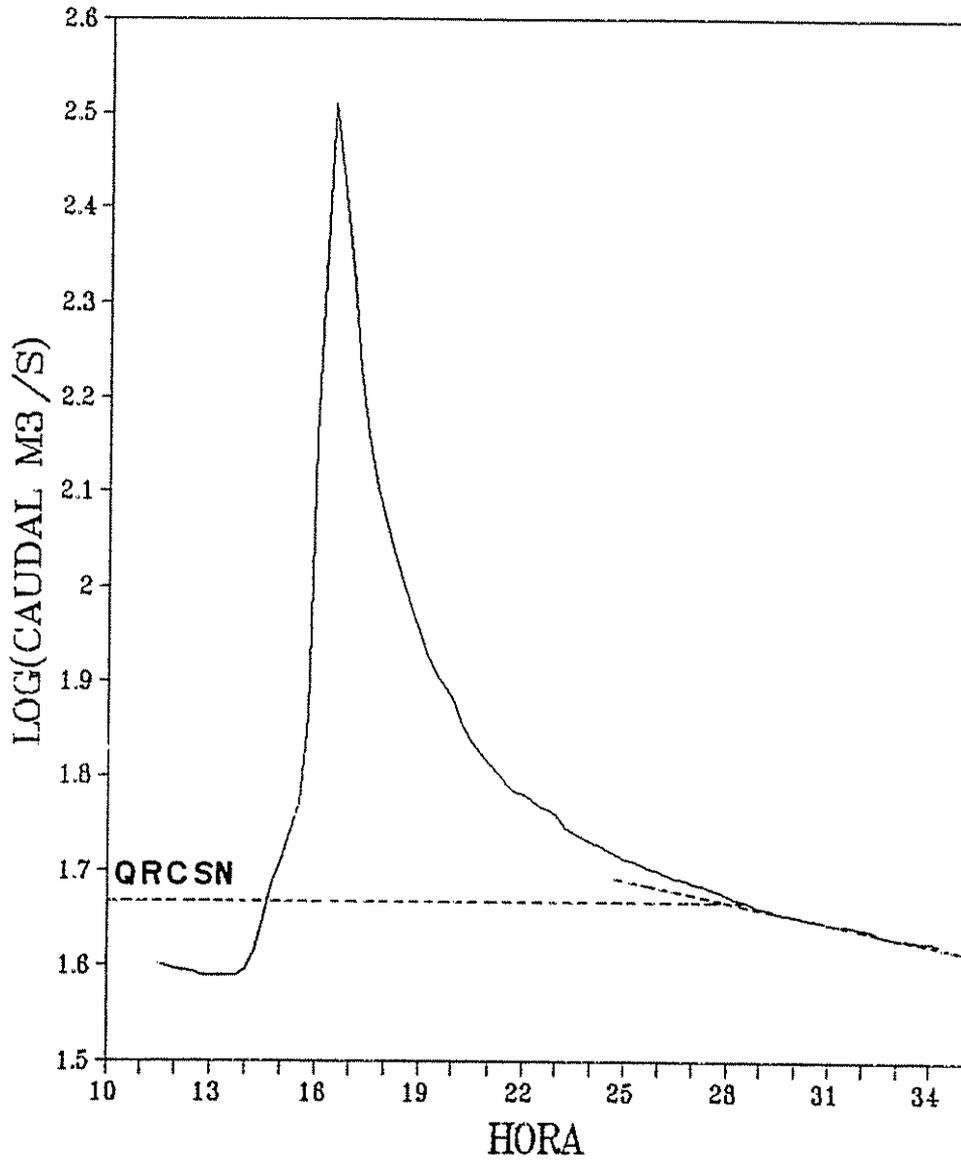


Figura 15e. Hidrograma observado. Estación: Oriente (Pejibaye) 23-set-88

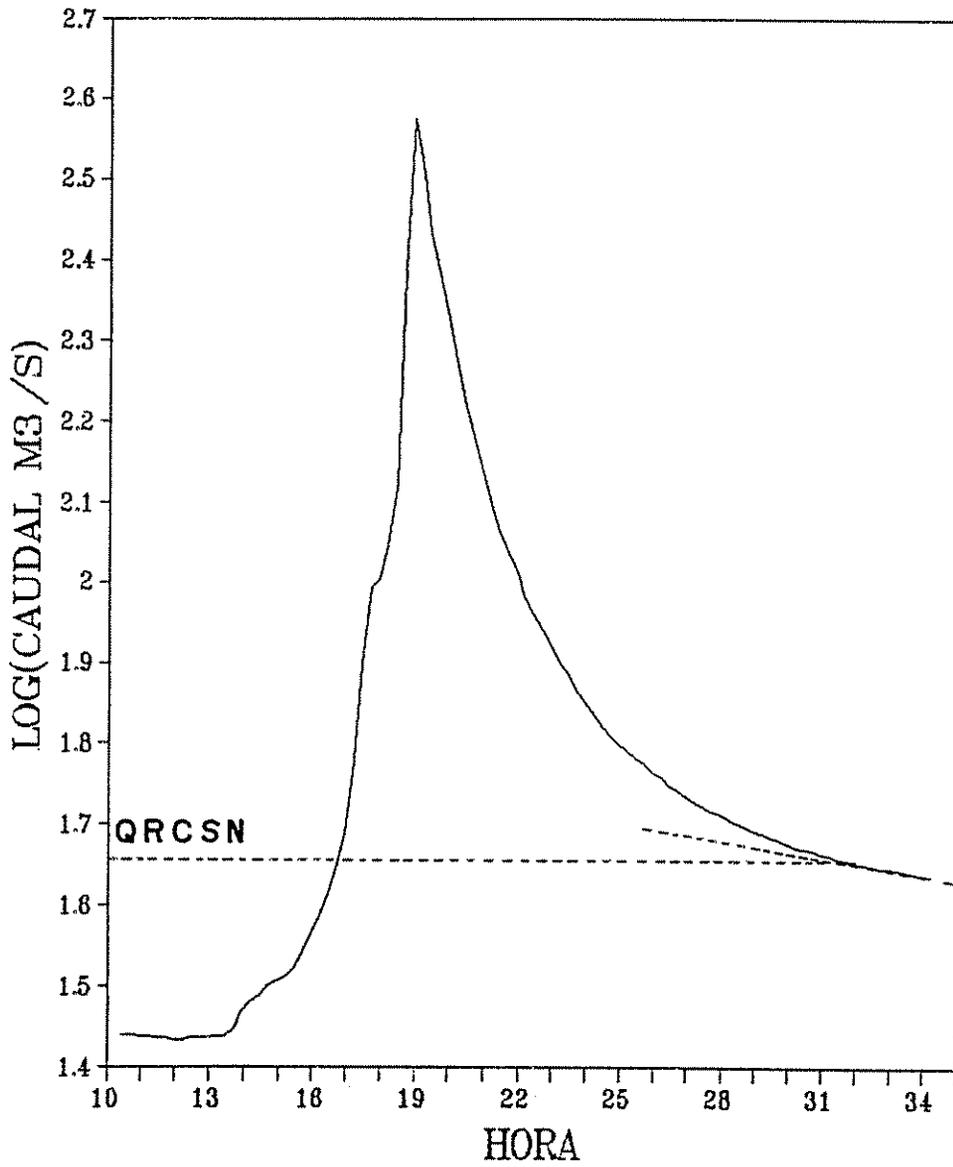


Figura 15f. Hidrograma observado. Estación: Oriente  
(Pejibaye) 16-jun-89

#### 4.1.1.8 Parámetros iniciales

- Parámetros del flujo base

Cuenca La Suiza

Los parámetros del flujo base para el evento del 1-jul-91 son los siguientes:

STRQ= 5.667 m<sup>3</sup>/s  
 QRCSN= 11.004 m<sup>3</sup>/s  
 RTIOR= 1.027

Cuenca Oriente

Los parámetros del flujo base se presentan en el Cuadro 9.

Cuadro 9. Parámetros del flujo base, cuenca de Oriente

Evento	STRTO (m <sup>3</sup> /s)	QRCSN (m <sup>3</sup> /s)	RTIOR
27-jul-79	23.475	43.809	1.029
21-set-82	44.553	59.693	1.025
4-jul-84	35.81	52.207	1.017
27-set-86	44.147	49.969	1.028
23-set-88	38.787	46.495	1.017
16-jun-89	27.143	45.318	1.015

- Parámetros del hidrograma unitario

Cuenca La Suiza

El tiempo desfase para el evento del 1-Jul-91 fue:

TLAG= 1.606 h

La obtención del TLAG se presenta en el Cuadro 10.

Cuadro 10. Obtención del tiempo de desfase (La Suiza). Fecha del evento: 1-jul-91.

Ordenada	Tiempo(horas)	Precip (mm)	T*P
1	0.00	0.000	0.000
2	0.25	0.000	0.000
3	0.50	0.000	0.000
4	0.75	0.000	0.000
5	1.00	3.820	3.820
6	1.25	12.390	15.487
7	1.50	6.270	9.405
8	1.75	5.120	8.960
9	2.00	7.560	15.120
10	2.25	4.880	10.980
11	2.50	1.440	3.600
12	2.75	0.470	1.292
13	3.00	0.110	0.330
14	3.25	0.050	0.163
15	3.50	0.040	0.140
intervalo en horas			
0.250			
tpico (horas)			
3.250			
NUMERO DATOS			
15			
Precip total	T*P Total	Centro Masa	Tiempo Desfase (h)
42.150	69.297	1.64	1.606

- Cuenca de Oriente

El TLAG se presenta en el Cuadro 11.

Cuadro 11. Parámetro TLAG, cuenca de Oriente

Evento	TLAG (h)
27-jul-79	1.129
21-set-82	1.573
4-jul-84	1.518
27-set-86	1.255
23-set-88	1.831
16-jun-89	1.456

La obtención del TLAG se presenta en los Cuadros del 12a al 12f.

Cuadro 12a. Obtención del tiempo de desfase (Oriente). Fecha del evento: 27-jul-79.

Ordenada	Tiempo(horas)	Precip (mm)	T*P
1	0.00	0.000	0.000
2	0.25	1.630	0.407
3	0.50	0.820	0.410
4	0.75	0.010	0.008
5	1.00	0.360	0.360
6	1.25	1.150	1.438
7	1.50	0.730	1.095
8	1.75	0.270	0.472
9	2.00	0.960	1.920
10	2.25	8.310	18.698
11	2.50	8.450	21.125
12	2.75	7.850	21.587
13	3.00	11.440	34.320
14	3.25	12.710	41.307
15	3.50	3.810	13.335
16	3.75	1.130	4.237
17	4.00	1.450	5.800
18	4.25	4.290	18.233
19	4.50	0.640	2.880
20	4.75	0.600	2.850
21	5.00	0.280	1.400
22	5.25	0.040	0.210
23	5.50	0.020	0.110
intervalo en horas			
0.250			
tpico (horas)			
4.000			
NUMERO DATOS			
23			
Precip total	T*P Total	Centro Masa	Tiempo Desfase (h)
66.950	192.203	2.87	1.129

Cuadro 12b. Obtención del tiempo de desfase (Oriente). Fecha del evento: 21-set-82

Ordenada	Tiempo(horas)	Precip (mm)	T*P
1	0.00	0.000	0.000
2	0.25	0.010	0.003
3	0.50	0.000	0.000
4	0.75	0.000	0.000
5	1.00	0.230	0.230
6	1.25	0.790	0.988
7	1.50	1.460	2.190
8	1.75	0.020	0.035
9	2.00	2.110	4.220
10	2.25	1.960	4.410
11	2.50	48.060	120.150
12	2.75	0.140	0.385
13	3.00	0.070	0.210
14	3.25	0.050	0.163
15	3.50	0.110	0.385
16	3.75	0.080	0.300
17	4.00	0.010	0.040
18	4.25	0.010	0.043
19	4.50	0.010	0.045
intervalo en horas			
0.250			
tpico (horas)			
4.000			
NUMERO DATOS			
19			
Precip total	T*P Total	Centro Masa	Tiempo Desfase (h)
55.120	133.795	2.43	1.573

Cuadro 12c. Obtención del tiempo de desfase (Oriente). Fecha del evento: 4-jul-84.

Ordenada	Tiempo(horas)	Precip (mm)	T*P
1	0.00	0.000	0.000
2	0.25	0.000	0.000
3	0.50	0.000	0.000
4	0.75	0.000	0.000
5	1.00	0.000	0.000
6	1.25	0.000	0.000
7	1.50	0.000	0.000
8	1.75	0.190	0.333
9	2.00	1.050	2.100
10	2.25	4.570	10.282
11	2.50	37.980	94.950
12	2.75	3.190	8.772
13	3.00	0.170	0.510
14	3.25	0.060	0.195
15	3.50	0.040	0.140
16	3.75	0.010	0.038
intervalo en horas			
0.250			
tpico (horas)			
4.000			
NUMERO DATOS			
16			
Precip total	T*P Total	Centro Masa	Tiempo Desfase (h)
47.260	117.320	2.48	1.518

Cuadro 12d. Obtención del tiempo de desfase (Oriente). Fecha del Evento: 27-set-86.

Ordenada	Tiempo(horas)	Precip (mm)	T*P
1	0.00	0.000	0.000
2	0.25	1.100	0.275
3	0.50	1.320	0.660
4	0.75	3.470	2.603
5	1.00	3.560	3.560
6	1.25	0.420	0.525
7	1.50	2.330	3.495
8	1.75	3.520	6.160
9	2.00	3.370	6.740
10	2.25	5.940	13.365
11	2.50	13.530	33.825
12	2.75	15.200	41.800
13	3.00	7.770	23.310
14	3.25	1.740	5.655
15	3.50	0.050	0.175
intervalo en horas			
0.250			
tpico (horas)			
3.500			
NUMERO DATOS			
15			
Precip total	T*P Total	Centro Masa	Tiempo Desfase (h)
63.320	142.148	2.24	1.255

Cuadro 12e. Obtención del tiempo de desfase (Oriente). Fecha del evento 23-set-88.

Ordenada	Tiempo(horas)	Precip (mm)	T*P
1	0.00	0.000	0.000
2	0.25	0.000	0.000
3	0.50	0.300	0.150
4	0.75	0.760	0.570
5	1.00	0.210	0.210
6	1.25	0.040	0.050
7	1.50	0.040	0.060
8	1.75	0.030	0.053
9	2.00	0.030	0.060
10	2.25	0.030	0.068
11	2.50	13.000	32.500
12	2.75	4.250	11.688
13	3.00	0.330	0.990
14	3.25	0.090	0.292
15	3.50	7.150	25.025
16	3.75	13.230	49.613
17	4.00	2.430	9.720
18	4.25	1.110	4.718
19	4.50	0.340	1.530
20	4.75	0.040	0.190
21	5.00	0.020	0.100
22	5.25	0.020	0.105
intervalo en horas			
0.250			
tpico (horas)			
5.000			
NUMERO DATOS			
22			
Precip total	T*P Total	Centro Masa	Tiempo Desfase (h)
43.450	137.690	3.17	1.831

Cuadro 12f. Obtención del tiempo de desfase (Oriente).  
 Fecha del evento: 16-jun-89.

Ordenada	Tiempo(horas)	Precip (mm)	T*P
1	0.00	0.000	0.000
2	0.25	0.000	0.000
3	0.50	0.000	0.000
4	0.75	0.000	0.000
5	1.00	0.380	0.380
6	1.25	0.940	1.175
7	1.50	0.000	0.000
8	1.75	0.000	0.000
9	2.00	0.000	0.000
10	2.25	0.000	0.000
11	2.50	0.000	0.000
12	2.75	0.000	0.000
13	3.00	0.010	0.030
14	3.25	0.220	0.715
15	3.50	0.880	3.080
16	3.75	0.370	1.387
17	4.00	0.860	3.440
18	4.25	0.790	3.357
19	4.50	0.850	3.825
20	4.75	0.730	3.467
21	5.00	0.840	4.200
22	5.25	0.270	1.417
23	5.50	0.370	2.035
24	5.75	0.320	1.840
25	6.00	0.390	2.340
26	6.25	5.470	34.188
27	6.50	4.720	30.680
28	6.75	4.330	29.228
29	7.00	1.080	7.560
30	7.25	4.150	30.088
31	7.50	3.850	28.875
32	7.75	9.480	73.470
33	8.00	15.210	121.680
34	8.25	5.540	45.705
35	8.50	0.760	6.460
36	8.75	0.580	5.075
37	9.00	0.220	1.980
38	9.25	0.090	0.833
39	9.50	0.040	0.380
40	9.75	0.030	0.292

## Cuadro 12f. Continuación

intervalo en horas  
0.250

tpico (horas)  
8.500

NUMERO DATOS  
40

Precip total	T*P Total	Centro Masa	Tiempo Desfase (h)
63.770	449.183	7.04	1.456

---

- Parámetros de pérdidas

Los parámetros de pérdidas iniciales, obtenidos a partir de la revisión de literatura, para toda la cuenca de Oriente son:

CN= 73

IA= 18.8 mm

4.1.1.9 Intervalo de tiempo para datos de entrada y de salida

Los intervalos de tiempo, en minutos, utilizados fueron:

Cuenca	JXMIN de IN	NMIN de IT
Oriente	15	15
La Suiza	15	15

4.1.1.10. Parámetros finales y estadísticos de calibración del HEC-1

Respecto a los parámetros iniciales STRTQ, RTIOR y QRCSN, solo éste último tuvo que afinarse, en la mayoría de los eventos, con el fin de obtener el mejor ajuste de la curva de recesión de los hidrogramas.

Durante el procedimiento de calibración se respetó la advertencia del HEC-1 en cuanto a que el intervalo de tiempo debe ser al menos igual al 29 % del tiempo de desfase, es decir,

$$\Delta t \leq 0.29 TLAG$$

Debido a las condiciones anteriores, no todos los eventos inicialmente sujetos de calibración fueron finalmente calibrados exitosamente.

Los parámetros calibrados se muestran en el Cuadro 13a.

Cuadro 13a. Parámetros resultantes de los eventos calibrados  
(Oriente)

Evento	IA (mm)	CN (h)	TLAG (m <sup>3</sup> /s)	STRTO (m <sup>3</sup> /s)	QRCSN (m <sup>3</sup> /s)	RTIOR
27-jul-79	27.1	70	1.129	23.48	55	1.029
21-set-82	14.8	74	1.573	44.55	70	1.017
4-jul-84	12	67	1.518	35.81	70	1.017
27-set-86	17.9	71	1.255	44.15	49.97	1.028
23-set-88	7.9	80	1.831	38.79	55	1.017
16-jun-89	17.85	68	1.456	27.14	50	1.015

Los resultados estadísticos de la calibración se muestran en el Cuadro 13b.

En dicho Cuadro, las variables representan lo siguiente:

QPo= Caudal pico observado,

QPc= Caudal pico calculado,

D= Desfase entre el tiempo pico calculado y el tiempo pico observado,

L<sub>c</sub>= Caudal total calculado en lámina

L<sub>o</sub>= Caudal total observado en lámina

S<sub>e</sub>= Error estándar

R<sup>2</sup>= Coeficiente de determinación

$$R^2_{oc} = \left[ \frac{\sum_{i=1}^n O_i C_i - \frac{\left(\sum_{i=1}^n O_i\right) \left(\sum_{i=1}^n C_i\right)}{n}}{S_o S_c} \right]^2$$

O, C son los caudales observados y calculados

E= Es el coeficiente de Nash

Cuadro 13b. Resultados estadísticos de la calibración (Oriente)

Evento	$QP_0=QP_c$ (m <sup>3</sup> /s)	D (h)	$L_c$ (mm)	$L_0$ (mm)	EPL %	$S_e$ m <sup>3</sup> /s	R <sup>2</sup>	E
27-jul-79	317	0.5	24.88	24.97	0.36	25	0.86	0.79
21-jul-82	389	0	28.59	29.31	2.5	22	0.94	0.92
4-jul-84	256	0	28.98	30.33	4.5	21	0.81	0.80
27-set-86	492	0.5	28.76	27.83	3.3	46	0.81	0.60
23-set-88	323	0.5	28.20	24.07	17.2	34	0.85	0.51
16-Jun-89	377	0.75	25.55	27.27	4.8	43	0.71	0.54

Los hidrogramas calculados y observados se presentan en el Cuadro 14a. Su representación gráfica se muestra en la Figura 16.

Cuadro 14a. Hidrogramas observados y calculados. Estación  
fluviográfica: Oriente.

27-jul-79			21-set-82			4-jul-84		
T (h)	Qcalc (m <sup>3</sup> /s)	Qobs (m <sup>3</sup> /s)	T (h)	Qcalc (m <sup>3</sup> /s)	Qobs (m <sup>3</sup> /s)	T (h)	Qcal (m <sup>3</sup> /s)	Qobs (m <sup>3</sup> /s)
14.8	23	24	14.7	45	45	14.63	36	36
15.0	23	24	15.0	44	45	14.88	36	36
15.3	23	24	15.2	44	45	15.13	36	36
15.5	23	23	15.5	44	45	15.38	35	36
15.8	23	23	15.7	43	45	15.63	35	36
16.0	23	24	16.0	43	45	15.88	35	36
16.3	22	24	16.2	43	46	16.13	35	42
16.5	22	24	16.5	43	46	16.38	35	46
16.8	22	25	16.7	42	46	16.63	35	47
17.0	22	25	17.0	42	48	16.88	34	51
17.3	22	25	17.2	64	50	17.13	47	54
17.5	22	26	17.5	106	103	17.38	73	55
17.8	29	27	17.7	172	161	17.63	116	67
18.0	58	63	18.0	263	212	17.88	174	116
18.3	117	189	18.2	340	267	18.13	224	171
18.5	198	251	18.5	382	326	18.38	251	216
18.8	266	317	18.7	389	389	18.63	256	256
19.0	305	280	19.0	371	331	18.88	242	239
19.3	317	244	19.2	336	277	19.13	218	222
19.5	313	210	19.5	290	244	19.38	186	206
19.8	288	178	19.7	232	251	19.63	149	190
20.0	252	156	20.0	187	237	19.88	122	174
20.3	215	142	20.2	155	205	20.13	102	158
20.5	177	125	20.5	132	177	20.38	88	145
20.8	139	114	20.7	112	152	20.63	76	139
21.0	107	106	21.0	96	134	20.88	70	134
21.3	83	100	21.2	84	124	21.13	70	129
21.5	66	94	21.5	74	115	21.38	69	123
21.8	55	89	21.7	70	106	21.63	69	115
22.0	55	86	22.0	69	98	21.88	69	108
22.3	54	82	22.2	69	94	22.13	68	102
22.5	54	78	22.5	68	90	22.38	68	95
22.8	53	74	22.7	68	87	22.63	68	91
23.0	53	70	23.0	68	84	22.88	68	87
23.3	53	68	23.2	67	81	23.13	67	84
23.5	52	65	23.5	67	78	23.38	67	81
23.8	52	63	23.7	66	76	23.63	67	78
24.0	52	61	24.0	66	74	23.88	66	76
24.3	51	60	24.2	66	73	24.13	66	74
24.5	51	58	24.5	65	72	24.38	66	73
24.8	50	57	24.7	65	70	24.63	66	71
25.0	50	56	25.0	64	69	24.88	65	70

Cuadro 14a. Continuación

27-jul-79			21-set-82			4-jul-84		
T (h)	Qcalc (m <sup>3</sup> /s)	Qobs (m <sup>3</sup> /s)	T (h)	Qcalc (m <sup>3</sup> /s)	Qobs (m <sup>3</sup> /s)	T (h)	Qcal (m <sup>3</sup> /s)	Qobs (m <sup>3</sup> /s)
25.3	50	56	25.2	64	67	25.13	65	68
25.5	49	56	25.5	64	66	25.38	65	67
25.8	49	55	25.7	63	65	25.63	64	66
26.0	49	54	26.0	63	63	25.88	64	65
26.3	48	53	26.2	62	63	26.13	64	64
26.5	48	53	26.5	62	62	26.38	64	63
26.8	48	52	26.7	62	61	26.63	63	62
27.0	47	51	27.0	61	61	26.88	63	62
27.3	47	50	27.2	61	60	27.13	63	61
27.5	47	50	27.5	61	59	27.38	63	60
27.8	46	49	27.7	60	59	27.63	62	60
28.0	46	48	28.0	60	58	27.88	62	59
28.3	46	48	28.2	59	58	28.13	62	59
28.5	45	47	28.5	59	58	28.38	62	58
28.8	45	47	28.7	59	57	28.63	61	58
29.0	45	46	29.0	58	57	28.88	61	57
29.3	44	46	29.2	58	57	29.13	61	57
29.5	44	45	29.5	58	57	29.38	61	56
29.8	44	45	29.7	57	56	29.63	60	56
30.0	43	45	30.0	57	56	29.88	60	56
30.3	43	44	30.2	57	56	30.13	60	56
30.5	43	44	30.5	56	56	30.38	60	55
30.8	42	43	30.7	56	55	30.63	59	55
31.0	42	43	31.0	56	55	30.88	59	54
31.3	42	43	31.2	55	54	31.13	59	54
31.5	42	42	31.5	55	54	31.38	59	54
31.8	41	42	31.7	54	54	31.63	58	53
32.0	41	42	32.0	54	53	31.88	58	53
32.3	41	41	32.2	54	53	32.13	58	53
32.5	40	41	32.5	53	53	32.38	58	52
32.8	40	41	32.7	53	53	32.63	57	52
33.0	40	41	33.0	53	52	32.88	57	52
33.3	40	40	33.2	53	52	33.13	57	52
33.5	39	40	33.5	52	52	33.38	57	51
33.8	39	40	33.7	52	51	33.63	56	51
34.0	39	40	34.0	52	51	33.88	56	51
34.3	38	39	34.2	51	51	34.13	56	51
34.5	38	39				34.38	56	51
34.8	38	39				34.63	55	50
35.0	38	39				34.88	55	50
35.3	37	38				35.13	55	50
35.5	37	38				35.38	55	50
35.8	37	38				35.63	54	49
36.0	37	38				35.88	54	49
36.3	36	37				36.13	54	49

Cuadro 14a. Continuación

27-jul-79			21-set-82			4-jul-84		
T (h)	Qcalc (m <sup>3</sup> /s)	Qobs (m <sup>3</sup> /s)	T (h)	Qcalc (m <sup>3</sup> /s)	Qobs (m <sup>3</sup> /s)	T (h)	Qcal (m <sup>3</sup> /s)	Qobs (m <sup>3</sup> /s)
36.5	36	37				36.38	54	49
36.8	36	37				36.63	54	49
37.0	36	37				36.88	53	48
37.3	35	36				37.13	53	48
37.5	35	36				37.38	53	48
37.8	35	36				37.63	53	48
38.0	35	36				37.88	52	48
38.3	34	36				38.13	52	48
38.5	34	35				38.38	52	47
38.8	34	35				38.63	52	47
39.0	34	35				38.88	52	47

Cuadro 14a. Continuación

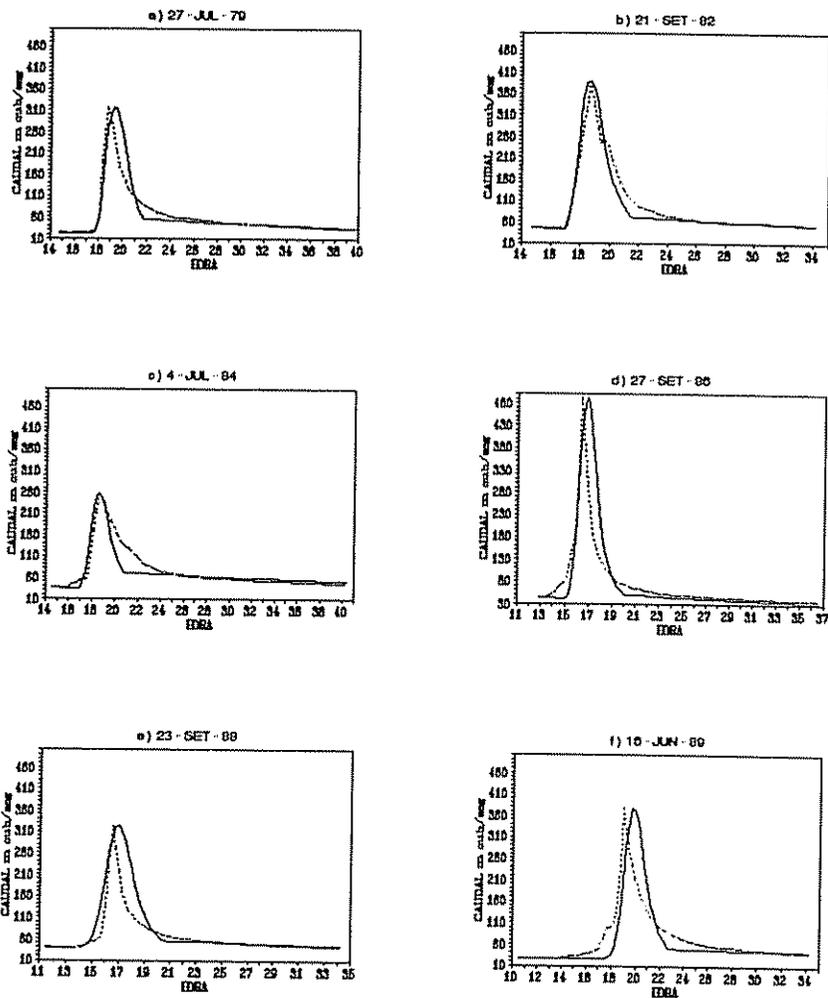
27-set-86			23-set-88			16-jun-89		
T (h)	Qcalc (m <sup>3</sup> /s)	Qobs (m <sup>3</sup> /s)	T (h)	Qcalc (m <sup>3</sup> /s)	Qobs (m <sup>3</sup> /s)	T (h)	Qcal (m <sup>3</sup> /s)	Qobs (m <sup>3</sup> /s)
12.88	44	44	11.5	39	40	10.47	27	28
13.13	44	44	11.75	39	40	10.72	27	27
13.38	44	45	12	38	39	10.97	27	27
13.63	43	46	12.25	38	39	11.22	27	27
13.88	43	49	12.5	38	39	11.47	27	27
14.13	43	56	12.75	38	39	11.72	27	27
14.38	42	63	13	38	39	11.97	27	27
14.63	42	71	13.25	38	39	12.22	26	27
14.88	42	76	13.5	38	39	12.47	26	27
15.13	43	86	13.75	37	39	12.72	26	27
15.38	54	116	14	38	40	12.97	26	27
15.63	94	149	14.25	40	41	13.22	26	27
15.88	175	191	14.5	45	45	13.47	26	27
16.13	290	325	14.75	51	48	13.72	26	28
16.38	405	492	15	62	52	13.97	26	29
16.63	478	375	15.25	84	55	14.22	26	30
16.88	492	295	15.5	116	59	14.47	26	31
17.13	456	234	15.75	156	73	14.72	25	32
17.38	389	185	16	208	142	14.97	25	32
17.63	309	154	16.25	261	227	15.22	25	32
17.88	238	134	16.5	301	323	15.47	25	32
18.13	185	122	16.75	322	269	15.72	25	35
18.38	148	111	17	323	217	15.97	25	37
18.63	120	101	17.25	310	170	16.22	25	39
18.88	99	94	17.5	286	144	16.47	25	41
19.13	83	87	17.75	256	127	16.72	25	44
19.38	71	82	18	219	117	16.97	25	49
19.63	62	77	18.25	183	108	17.22	25	60
19.88	55	74	18.5	154	100	17.47	26	79
20.13	50	72	18.75	131	94	17.72	29	99
20.38	50	70	19	113	89	17.97	34	100
20.63	49	68	19.25	98	84	18.22	47	111
20.88	49	65	19.5	86	81	18.47	79	131
21.13	49	63	19.75	76	78	18.72	132	244
21.38	48	63	20	68	76	18.97	206	377
21.63	48	61	20.25	61	72	19.22	287	321
21.88	48	59	20.5	56	69	19.47	349	272
22.13	47	58	20.75	55	67	19.72	377	242
22.38	47	57	21	55	65	19.97	373	213
22.63	47	56	21.25	54	63	20.22	343	189
22.88	46	55	21.5	54	62	20.47	298	165
23.13	46	54	21.75	54	61	20.72	244	152
23.38	46	53	22	54	60	20.97	194	138

Cuadro 14a. Continuación

27-set-86			23-set-88			16-jun-89		
T (h)	Qcalc (m <sup>3</sup> /s)	Qobs (m <sup>3</sup> /s)	T (h)	Qcalc (m <sup>3</sup> /s)	Qobs (m <sup>3</sup> /s)	T (h)	Qcal (m <sup>3</sup> /s)	Qobs (m <sup>3</sup> /s)
23.63	45	52	22.25	53	60	21.22	155	125
23.88	45	51	22.5	53	59	21.47	126	116
24.13	45	50	22.75	53	58	21.72	103	109
24.38	44	50	23	53	57	21.97	85	102
24.63	44	49	23.25	53	56	22.22	71	96
24.88	44	49	23.5	52	55	22.47	60	91
25.13	44	48	23.75	52	54	22.72	51	87
25.38	43	48	24	52	54	22.97	50	83
25.63	43	48	24.25	52	53	23.22	50	80
25.88	43	48	24.5	51	53	23.47	49	77
26.13	42	47	24.75	51	52	23.72	49	74
26.38	42	47	25	51	52	23.97	49	71
26.63	42	47	25.25	51	51	24.22	49	69
26.88	41	47	25.5	51	51	24.47	49	66
27.13	41	46	25.75	50	50	24.72	49	64
27.38	41	46	26	50	50	24.97	48	63
27.63	41	46	26.25	50	50	25.22	48	62
27.88	40	45	26.5	50	49	25.47	48	61
28.13	40	45	26.75	50	49	25.72	48	59
28.38	40	45	27	49	49	25.97	48	58
28.63	40	44	27.25	49	48	26.22	47	57
28.88	39	44	27.5	49	48	26.47	47	56
29.13	39	44	27.75	49	48	26.72	47	55
29.38	39	43	28	49	47	26.97	47	54
29.63	38	43	28.25	48	47	27.22	47	53
29.88	38	43	28.5	48	47	27.47	47	53
30.13	38	43	28.75	48	46	27.72	46	52
30.38	38	42	29	48	46	27.97	46	52
30.63	37	42	29.25	47	46	28.22	46	51
30.88	37	42	29.5	47	45	28.47	46	50
31.13	37	42	29.75	47	45	28.72	46	50
31.38	37	41	30	47	45	28.97	46	49
31.63	36	41	30.25	47	45	29.22	45	49
31.88	36	41	30.5	47	45	29.47	45	48
32.13	36	41	30.75	46	44	29.72	45	48
32.38	36	40	31	46	44	29.97	45	48
32.63	35	40	31.25	46	44	30.22	45	47
32.88	35	40	31.5	46	44	30.47	45	47
33.13	35	39	31.75	46	44	30.72	44	46
33.38	35	39	32	45	44	30.97	44	46
33.63	34	39	32.25	45	43	31.22	44	46
33.88	34	39	32.5	45	43	31.47	44	45
34.13	34	39	32.75	45	43	31.72	44	45
34.38	34	39	33	45	43	31.97	44	45

Cuadro 14a. Continuación

27-set-86			23-set-88			16-jun-89		
T (h)	Qcalc (m <sup>3</sup> /s)	Qobs (m <sup>3</sup> /s)	T (h)	Qcalc (m <sup>3</sup> /s)	Qobs (m <sup>3</sup> /s)	T (h)	Qcal (m <sup>3</sup> /s)	Qobs (m <sup>3</sup> /s)
34.63	33	38	33.25	44	43	32.22	43	45
34.88	33	39	33.5	44	42	32.47	43	45
35.13	33	38	33.75	44	42	32.72	43	44
35.38	33	38	34	44	42	32.97	43	44
35.63	33	38	34.25	44	42	33.22	43	44
35.88	32	38				33.47	43	44



..... observado  
 \_\_\_\_\_ calculado

Figura 16. Hidrogramas observados y calculados. Estación fluviográfica: Oriente

-- Cuenca La Suiza

Los parámetros calibrados se muestran en el Cuadro 15a

Cuadro 15a. Parámetros resultantes del evento de calibración La Suiza.

Evento	IA (mm)	CN	TLAG (h)	STRTOQ (m <sup>3</sup> /s)	QRCSN (m <sup>3</sup> /s)	RTIOR
1-jul-91	13	78	1.606	5.667	11.004	1.027

Los resultados estadísticos de la calibración se muestran en el Cuadro 15b.

Cuadro 15b. Resultados estadísticos del evento de calibración. La Suiza.

Evento	QP <sub>0</sub> =QP <sub>c</sub> (m <sup>3</sup> /s)	D (h)	L <sub>c</sub> (mm)	L <sub>0</sub> (mm)	PEL %	S <sub>e</sub> m <sup>3</sup> /s	R <sup>2</sup>	E
27-jul-91	74	0.25	20.19	21.21	-4.8	5	0.92	0.91

El hidrograma calculado y observado se presentan en el Cuadro 15c

Cuadro 15c . Hidrograma observado y calculado. Estación  
fluviográfica: La Suiza. 1-jul-91.

T (h)	Q CAL (m <sup>3</sup> /s)	Q OBS (m <sup>3</sup> /s)
14.58	6	6
14.83	6	6
15.08	6	6
15.33	6	7
15.58	6	11
15.83	6	14
16.08	6	19
16.33	9	25
16.58	14	31
16.83	23	39
17.08	36	46
17.33	50	55

Cuadro 15c. Continuación

T (h)	Q CAL (m <sup>3</sup> /s)	Q OBS (m <sup>3</sup> /s)
17.58	62	64
17.83	71	74
18.08	74	67
18.33	72	60
18.58	66	53
18.83	58	47
19.08	48	41
19.33	39	36
19.58	32	31
19.83	26	26
20.08	22	22
20.33	18	18
20.58	16	14
20.83	13	12
21.08	11	12
21.33	11	11
21.58	11	11
21.83	11	11
22.08	11	11
22.33	11	11
22.58	11	11
22.83	11	11
23.08	10	11
23.33	10	11
23.58	10	11
23.83	10	11
24.08	10	11
24.33	10	11
24.58	10	10
24.83	10	10
25.08	10	10
25.33	10	10
25.58	10	10
25.83	10	10
26.08	10	10
26.33	10	10
26.58	10	10
26.83	9	10
27.08	9	10
27.33	9	10
27.58	9	10
27.83	9	10
28.08	9	10
28.33	9	10
28.58	9	10
28.83	9	10

Cuadro 15c . Continuación

T (h)	Q CAL (m <sup>3</sup> /s)	Q OBS (m <sup>3</sup> /s)
29.08	9	9
29.33	9	9
29.58	9	9
29.83	9	9
30.08	9	9
30.33	9	9
30.58	9	9
30.83	9	9
31.08	8	9
31.33	8	9

La presentación gráfica se muestra en la Figura 17.

Un resumen de los resultados de los eventos de calibración, así como los archivos de entrada de datos se adjuntan en el apéndice (Secciones: 8.2 a 8.8)

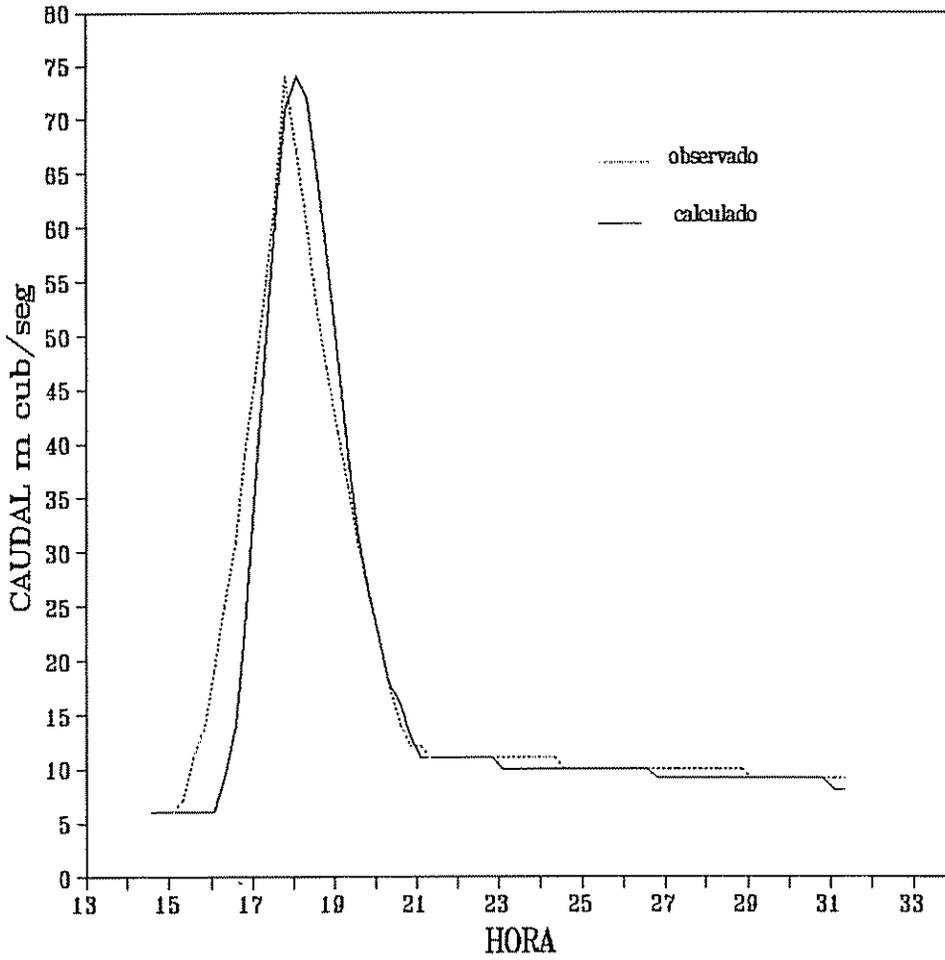


Figura 17. Hidrograma observado y calculado. Estación fluviográfica: La Suiza. 1-jul-91

#### 4.1.2 Modelación hidrológica

##### 4.1.2.1 Información del archivo de entrada

##### 4.1.2.1.1 Parámetros de pérdidas regionalizados

Los parámetros promedio de pérdidas regionalizados que se obtuvieron para la cuenca del río Tuis fueron:

$$IA= 22 \text{ mm}$$

$$CN= 74$$

##### 4.1.2.1.2 Período de retorno

El período de retorno utilizado en la predicción de los eventos de lluvia y caudales máximos anuales fue de:

$$T= 25 \text{ años}$$

##### 4.1.2.1.3 Predicción estadística de lluvia y caudales

La lluvia máxima anual predicha en la cuenca del río Tuis, se presenta en el Cuadro 16.

Cuadro 16. Lluvia máxima para un período de retorno de 25 años, cuenca del río Tuis.

Estación	Precipitación (mm)
Cuencas	96.7
Platanillo	108
La Suiza	154.3
Pavones	98.2
CATIE	94.3

El caudal máximo predicho para un período de retorno de 25 años, en el punto de localización del fluviógrafo La Suiza, del río Tuis fue de:

$$Q_{25} \text{ años} = 412.807 \text{ m}^3/\text{s}$$

La obtención de los valores máximos mediante el método Gumbel se muestra en los Cuadros 17a a 17e.

Cuadro 17a. Predicción de caudales mediante el método Gumbel. Estación: La Suiza.

AÑO	QMAX m3/S	QMAX ORD M3/S	m	T AÑOS	Pb %
1988	96.8	282	1	6.00	16.67
1989	152	158	2	3.00	33.33
1990	110	152	3	2.00	50.00
1991	158	110	4	1.50	66.67
1992	282	96.8	5	1.20	83.33
CAUDAL PROMEDIO=				159.76	M3/S
DESVIACION ESTANDAR=				73.22218	M3/S
K CHOW=				3.455873	
Q25=				412.807	M3/S
m=	Número de orden del evento de lluvia p				
n=	Número de eventos registrados				
Pb=	Probabilidad empírica ajustada (método Weibul)				

Cuadro 17 b. Predicción de lluvia mediante el método Gumbel. Estación: Platanillo.

PRECIPITACION mm	m	T AÑOS	Pb %
107.7	1	32.00	3.13
91.6	2	16.00	6.25
87.5	3	10.67	9.38
87	4	8.00	12.50
82.1	5	6.40	15.63
77.1	6	5.33	18.75
60.4	7	4.57	21.88
54.1	8	4.00	25.00
52.4	9	3.56	28.13
51.8	10	3.20	31.25
50.3	11	2.91	34.38
46.9	12	2.67	37.50
44.6	13	2.46	40.63
43.5	14	2.29	43.75
42.9	15	2.13	46.88
41.1	16	2.00	50.00
34.3	17	1.88	53.13
33.2	18	1.78	56.25
24.8	19	1.68	59.38
24.3	20	1.60	62.50
24	21	1.52	65.63
23.4	22	1.45	68.75
23	23	1.39	71.88
21.7	24	1.33	75.00
19.7	25	1.28	78.13
19.1	26	1.23	81.25
17.5	27	1.19	84.38
15.2	28	1.14	87.50
13.5	29	1.10	90.63
13.4	30	1.07	93.75
0	31	1.03	96.88
PRECIPITACION PROMEDIO=		42.84 mm	
DESVIACION ESTANDAR=		27.32883 mm	
K CHOW=		2.38495	
P25=		108.0178 mm	

Cuadro 17c. Predicción de lluvia mediante el método Gumbel. Estación: CATIE.

PRECIPITACION mm	m	T AÑOS	Pb %
106	1	32.00	3.13
89.7	2	16.00	6.25
85.5	3	10.67	9.38
62.7	4	8.00	12.50
61.2	5	6.40	15.63
56.7	6	5.33	18.75
56.1	7	4.57	21.88
51.2	8	4.00	25.00
47.5	9	3.56	28.13
44.4	10	3.20	31.25
40.8	11	2.91	34.38
39	12	2.67	37.50
37.5	13	2.46	40.63
34	14	2.29	43.75
32.5	15	2.13	46.88
30.7	16	2.00	50.00
29.1	17	1.88	53.13
28.7	18	1.78	56.25
28.1	19	1.68	59.38
25.7	20	1.60	62.50
25.7	21	1.52	65.63
24.4	22	1.45	68.75
24.1	23	1.39	71.88
22.3	24	1.33	75.00
21.8	25	1.28	78.13
20.9	26	1.23	81.25
20.8	27	1.19	84.38
16.6	28	1.14	87.50
15.6	29	1.10	90.63
15	30	1.07	93.75
6.8	31	1.03	96.88

PRECIPITACION PROMEDIO= 38.74516 mm

DESVIACION ESTANDAR= 23.2948 mm

K CHOW= 2.38495

P25 = 94.3021 mm

T...PERIODO DE RETORNO =  $(n+1)/m$

n...NUMERO DE OBSERVACIONES

Pb...PROBABILIDAD EMPIRICA DE WEIBUL=  $(1/T)*100$

Cuadro 17d. Predicción de lluvia mediante el método Gumbel. Estación: La Suiza.

PRECIPITACION mm	m	T AÑOS	Pb %
162.9	1	32.00	3.13
162.5	2	16.00	6.25
158.2	3	10.67	9.38
103.7	4	8.00	12.50
95	5	6.40	15.63
94.8	6	5.33	18.75
92.3	7	4.57	21.88
91.1	8	4.00	25.00
89.1	9	3.56	28.13
87.9	10	3.20	31.25
84.6	11	2.91	34.38
84	12	2.67	37.50
77.8	13	2.46	40.63
77.1	14	2.29	43.75
72.6	15	2.13	46.88
71.6	16	2.00	50.00
70.6	17	1.88	53.13
69.2	18	1.78	56.25
65.7	19	1.68	59.38
65.1	20	1.60	62.50
62.9	21	1.52	65.63
61.4	22	1.45	68.75
60.8	23	1.39	71.88
60.2	24	1.33	75.00
58.1	25	1.28	78.13
57.5	26	1.23	81.25
56	27	1.19	84.38
53.6	28	1.14	87.50
51.2	29	1.10	90.63
50.5	30	1.07	93.75
39.9	31	1.03	96.88
PRECIPITACION MEDIA=		80.25484 mm	
DESVIACION ESTANDAR=		31.08598 mm	
K CHOW=		2.38495	
P25=		154.3933 mm	

Cuadro 17e. Predicción de lluvia mediante el método Gumbel. Estación: Cuencas.

PRECIPITACION mm	m	T AÑOS	Pb %
79.2	1	22.00	4.55
75.8	2	11.00	9.09
70	3	7.33	13.64
66.5	4	5.50	18.18
63.6	5	4.40	22.73
49.5	6	3.67	27.27
46	7	3.14	31.82
43.8	8	2.75	36.36
39	9	2.44	40.91
37.1	10	2.20	45.45
34.9	11	2.00	50.00
29.5	12	1.83	54.55
29	13	1.69	59.09
18.5	14	1.57	63.64
16.5	15	1.47	68.18
15.8	16	1.38	72.73
15.7	17	1.29	77.27
13.7	18	1.22	81.82
11.7	19	1.16	86.36
2.5	20	1.10	90.91
0	21	1.05	95.45

PRECIPITACION PROMEDIO=36.10952 mm

DESVIACION ESTANDAR= 24.24506 mm

K CHOW= 2.499876

P25= 96.71917 mm

Cuadro 17f. Predicción de lluvia mediante el método Gumbel. Estación: Pavones.

PRECIPITACION mm	m	T AÑOS	Pb %
81.7	1	16.00	6.25
77.1	2	8.00	12.5
57.5	3	5.33	18.75
34.1	4	4.00	25
32.5	5	3.20	31.25
28.2	6	2.67	37.5
8.7	7	2.29	43.75
7.2	8	2.00	50
3	9	1.78	56.25
1.9	10	1.60	62.5
1.5	11	1.45	68.75
0.5	12	1.33	75
0.2	13	1.23	81.25
0	14	1.14	87.5
0	15	1.07	93.75
PRECIPITACION PROMEDIO=		22.27333	mm
DESVIACION ESTANDAR=		28.83575	mm
K CHOW=		2.631564	
P25=		98.15646	mm

- Bandas de confianza

Las bandas de confianza para cada estación se presentan en los Cuadros 18a al 18f. Su representación gráfica se muestra en las Figuras 18a a 18f.

Cuadro 18a. Predicción de caudales y bandas de confianza al 90%. Estación  
fluviográfica: La Suiza.

T	YT	Kt	CSUP	CINF	QOBS	DSUP	DINF	QCAL	QSUP	QINF
1.01	-1.53	-2.51	1	-3.41		73.22	-250		73.22	
1.1	-0.87	-1.68	0.76	-2.12		55.65	-155	36.6	92.3	
1.2	-0.58	-1.31	0.781	-1.99	96.8	57.19	-146	63.5	120.7	
1.5	-0.09	-0.7	0.844	-1.6	110	61.83	-117	108.7	170.5	
2	0.367	-0.12	0.95	-0.95	152	69.56	-69.6	151.2	220.8	81.68
3.00	0.903	0.56	1.096	-0.93	158	80.27	-67.8	200.8	281.0	132.9
6.00	1.702	1.568	1.535	-0.86	282	112.4	-62.6	274.6	387.0	212
10	2.25	2.26	2.12	-0.76		155.2	-55.6	325.2	480.5	269.6
20	2.97	3.168	2.263	-0.79		165.7	-57.6	391.7	557.4	334.1
25	3.199	3.456	2.335	-0.8		171	-58.6	412.8	583.8	354.2
50	3.902	4.343	2.693	-0.87		197.2	-63.5	477.8	675.0	414.3
75	4.311	4.859	3.052	-0.93		223.5	-68.3	515.5	739.0	447.2
100	4.6	5.224	3.41	-1		249.7	-73.2	542.3	791.9	469

DONDE:

T es el período de retorno en años  
 YT es la variable reducida  
 Kt es el coeficiente de Chow para un período de retorno dado  
 CSUP es el coeficiente superior de Beard al 90%  
 CINF es el coeficiente inferior de Beard al 90%  
 QOBS es el caudal observado  
 DSUP es CSUP\*desviación estándar de valores observados  
 DINF es CINF\*desviación estándar de valores observados  
 QCAL es el caudal calculado mediante el método de Gumbel  
 QSUP es el caudal para la banda superior  
 QINF es el caudal para la banda inferior

Cuadro 18b. Predicción de lluvia y bandas de confianza al 90%. Estación: Platanillo.

T	PREC mm	CSUP	CINF	YT	KT	DSUP	DINF	PCAL mm	PSUP mm	PINF mm
1.01		0.484	0.727	-1.53	-1.85	13.23	19.87		5.459	
1.03	0	0.453	0.675	-1.26	-1.61	12.39	18.44		11.14	
1.07	13.4	0.392	0.57	-1	-1.38	10.71	15.59	5.118	15.83	
1.1	13.5	0.346	0.492	-0.87	-1.27	9.456	13.45	8.267	17.72	
1.14	15.2	0.344	0.484	-0.74	-1.14	9.407	13.22	11.55	20.96	
1.19	17.5	0.342	0.473	-0.61	-1.03	9.344	12.93	14.82	24.17	1.889
1.23	19.1	0.34	0.465	-0.52	-0.94	9.295	12.71	17.03	26.32	4.321
1.28	19.7	0.338	0.455	-0.42	-0.86	9.234	12.43	19.43	28.67	7.008
1.33	21.7	0.336	0.444	-0.33	-0.78	9.172	12.14	21.55	30.73	9.411
1.39	23	0.333	0.432	-0.24	-0.7	9.098	11.8	23.81	32.91	12.01
1.45	23.4	0.33	0.419	-0.16	-0.62	9.024	11.46	25.84	34.86	14.38
1.52	24	0.327	0.402	-0.07	-0.54	8.939	10.98	27.97	36.91	16.99
1.6	24.3	0.324	0.388	0.019	-0.46	8.844	10.61	30.16	39	19.55
1.68	24.8	0.32	0.372	0.1	-0.39	8.748	10.16	32.15	40.89	21.98
1.78	33.2	0.316	0.351	0.192	-0.31	8.628	9.601	34.39	43.02	24.79
1.88	34.3	0.311	0.331	0.276	-0.23	8.507	9.038	36.44	44.94	27.4
2	41.1	0.306	0.306	0.367	-0.15	8.363	8.363	38.66	47.02	30.3
2.13	42.9	0.309	0.307	0.456	-0.07	8.445	8.379	40.85	49.29	32.47
2.29	43.5	0.313	0.307	0.555	0.016	8.548	8.401	43.28	51.83	34.88
2.46	44.6	0.317	0.309	0.651	0.102	8.655	8.453	45.62	54.27	37.17
2.67	46.9	0.322	0.309	0.757	0.197	8.789	8.453	48.22	57	39.76
2.91	50.3	0.327	0.311	0.865	0.294	8.942	8.488	50.87	59.81	42.38
3.2	51.8	0.334	0.312	0.982	0.398	9.128	8.527	53.73	62.85	45.2
3.56	52.4	0.342	0.314	1.109	0.513	9.357	8.576	56.86	66.21	48.28
4	54.1	0.353	0.316	1.246	0.635	9.639	8.636	60.2	69.84	51.56
4.57	60.4	0.366	0.319	1.399	0.772	10	8.715	63.94	73.94	55.22
5.33	77.1	0.384	0.323	1.571	0.927	10.49	8.819	68.17	78.65	59.35
6.4	82.1	0.409	0.328	1.773	1.107	11.16	8.964	73.1	84.26	64.13
8	87	0.446	0.336	2.013	1.323	12.18	9.182	78.99	91.17	69.81
10.67	87.5	0.494	0.347	2.319	1.596	13.49	9.483	86.47	99.96	76.99
16	91.6	0.508	0.355	2.74	1.974	13.87	9.702	96.8	110.7	87.1
25		0.531	0.369	3.199	2.385	14.51	10.08	108	122.5	97.93
32	107.7	0.549	0.38	3.45	2.61	15.01	10.37	114.2	129.2	103.8
50		0.596	0.407	3.902	3.015	16.29	11.12	125.2	141.5	114.1
75		0.662	0.446	4.311	3.382	18.09	12.19	135.3	153.3	123.1
100		0.727	0.484	4.6	3.641	19.87	13.23	142.3	162.2	129.1

Cuadro 18c. Predicción de lluvia y bandas de confianza al 90%. Estación: CATIE.

T	PREC mm	CSUP	CINF	YT	KT	DSUP	DINF	PCAL mm	PSUP mm	PINF mm
1.01		0.484	0.727	-1.53	-1.85	11.27	16.94		6.882	
1.03	6.8	0.453	0.675	-1.26	-1.61	10.56	15.72	1.167	11.73	
1.07	15	0.392	0.57	-1	-1.38	9.132	13.29	6.591	15.72	
1.1	15.6	0.346	0.492	-0.87	-1.27	8.06	11.46	9.275	17.34	
1.14	16.6	0.344	0.484	-0.74	-1.14	8.018	11.27	12.07	20.09	0.805
1.19	20.8	0.342	0.473	-0.61	-1.03	7.964	11.03	14.86	22.83	3.839
1.23	20.9	0.34	0.465	-0.52	-0.94	7.923	10.83	16.74	24.67	5.912
1.28	21.8	0.338	0.455	-0.42	-0.86	7.871	10.59	18.79	26.67	8.202
1.33	22.3	0.336	0.444	-0.33	-0.78	7.818	10.35	20.6	28.42	10.25
1.39	24.1	0.333	0.432	-0.24	-0.7	7.755	10.06	22.53	30.28	12.47
1.45	24.4	0.33	0.419	-0.16	-0.62	7.692	9.77	24.25	31.95	14.48
1.52	25.7	0.327	0.402	-0.07	-0.54	7.62	9.362	26.07	33.69	16.71
1.6	25.7	0.324	0.388	0.019	-0.46	7.538	9.048	27.94	35.47	18.89
1.68	28.1	0.32	0.372	0.1	-0.39	7.457	8.663	29.63	37.09	20.97
1.78	28.7	0.316	0.351	0.192	-0.31	7.354	8.183	31.55	38.9	23.36
1.88	29.1	0.311	0.331	0.276	-0.23	7.252	7.704	33.29	40.54	25.58
2	30.7	0.306	0.306	0.367	-0.15	7.128	7.128	35.18	42.31	28.06
2.13	32.5	0.309	0.307	0.456	-0.07	7.198	7.142	37.05	44.25	29.91
2.29	34	0.313	0.307	0.555	0.016	7.287	7.161	39.12	46.41	31.96
2.46	37.5	0.317	0.309	0.651	0.102	7.377	7.205	41.11	48.49	33.91
2.67	39	0.322	0.309	0.757	0.197	7.492	7.205	43.33	50.82	36.12
2.91	40.8	0.327	0.311	0.865	0.294	7.622	7.235	45.59	53.21	38.35
3.2	44.4	0.334	0.312	0.982	0.398	7.78	7.268	48.02	55.8	40.76
3.56	47.5	0.342	0.314	1.109	0.513	7.976	7.31	50.69	58.67	43.38
4	51.2	0.353	0.316	1.246	0.635	8.216	7.361	53.54	61.76	46.18
4.57	56.1	0.366	0.319	1.399	0.772	8.526	7.429	56.73	65.25	49.3
5.33	56.7	0.384	0.323	1.571	0.927	8.938	7.517	60.33	69.27	52.82
6.4	61.2	0.409	0.328	1.773	1.107	9.516	7.641	64.53	74.05	56.89
8	62.7	0.446	0.336	2.013	1.323	10.38	7.827	69.56	79.94	61.74
10.67	85.5	0.494	0.347	2.319	1.596	11.5	8.083	75.93	87.43	67.85
16	89.7	0.508	0.355	2.74	1.974	11.82	8.27	84.74	96.56	76.47
25		0.531	0.369	3.199	2.385	12.37	8.596	94.3	106.7	85.71
32	106	0.549	0.38	3.45	2.61	12.79	8.843	99.55	112.3	90.71
50		0.596	0.407	3.902	3.015	13.88	9.481	109	122.9	99.5
75		0.662	0.446	4.311	3.382	15.42	10.39	117.5	132.9	107.1
100		0.727	0.484	4.6	3.641	16.94	11.27	123.6	140.5	112.3

Cuadro 18d. Predicción de lluvia y bandas de confianza al 90%. Estación:  
La Suiza.

T	PREC mm	CSUP	CINF	YT	KT	DSUP	DINF	PCAL mm	PSUP mm	PINF mm
1.01		0.484	0.727	-1.53	-1.85	15.05	22.6	22.69	37.74	0.09
1.03	39.9	0.453	0.675	-1.26	-1.61	14.09	20.98	30.11	44.2	9.131
1.07	50.5	0.392	0.57	-1	-1.38	12.19	17.73	37.35	49.53	19.62
1.1	51.2	0.346	0.492	-0.87	-1.27	10.76	15.29	40.93	51.68	25.63
1.14	53.6	0.344	0.484	-0.74	-1.14	10.7	15.04	44.66	55.36	29.63
1.19	56	0.342	0.473	-0.61	-1.03	10.63	14.71	48.39	59.01	33.67
1.23	57.5	0.34	0.465	-0.52	-0.94	10.57	14.45	50.9	61.47	36.44
1.28	58.1	0.338	0.455	-0.42	-0.86	10.5	14.13	53.63	64.14	39.5
1.33	60.2	0.336	0.444	-0.33	-0.78	10.43	13.81	56.04	66.47	42.23
1.39	60.8	0.333	0.432	-0.24	-0.7	10.35	13.42	58.61	68.96	45.19
1.45	61.4	0.33	0.419	-0.16	-0.62	10.26	13.04	60.92	71.18	47.88
1.52	62.9	0.327	0.402	-0.07	-0.54	10.17	12.49	63.34	73.51	50.85
1.6	65.1	0.324	0.388	0.019	-0.46	10.06	12.07	65.83	75.89	53.76
1.68	65.7	0.32	0.372	0.1	-0.39	9.951	11.56	68.09	78.04	56.53
1.78	69.2	0.316	0.351	0.192	-0.31	9.814	10.92	70.65	80.46	59.73
1.88	70.6	0.311	0.331	0.276	-0.23	9.677	10.28	72.97	82.65	62.69
2	71.6	0.306	0.306	0.367	-0.15	9.512	9.512	75.5	85.01	65.99
2.13	72.6	0.309	0.307	0.456	-0.07	9.606	9.531	77.99	87.6	68.46
2.29	77.1	0.313	0.307	0.555	0.016	9.724	9.556	80.76	90.48	71.2
2.46	77.8	0.317	0.309	0.651	0.102	9.845	9.615	83.42	93.26	73.8
2.67	84	0.322	0.309	0.757	0.197	9.997	9.615	86.37	96.37	76.75
2.91	84.6	0.327	0.311	0.865	0.294	10.17	9.655	89.39	99.56	79.73
3.2	87.9	0.334	0.312	0.982	0.398	10.38	9.699	92.64	103	82.94
3.56	89.1	0.342	0.314	1.109	0.513	10.64	9.755	96.2	106.8	86.44
4	91.1	0.353	0.316	1.246	0.635	10.96	9.823	100	111	90.18
4.57	92.3	0.366	0.319	1.399	0.772	11.38	9.913	104.3	115.6	94.34
5.33	94.8	0.384	0.323	1.571	0.927	11.93	10.03	109.1	121	99.03
6.4	95	0.409	0.328	1.773	1.107	12.7	10.2	114.7	127.4	104.5
8	103.7	0.446	0.336	2.013	1.323	13.85	10.44	121.4	135.2	110.9
10.67	158.2	0.494	0.347	2.319	1.596	15.35	10.79	129.9	145.2	119.1
16	162.5	0.508	0.355	2.74	1.974	15.78	11.04	141.6	157.4	130.6
25		0.531	0.369	3.199	2.385	16.51	11.47	154.4	170.9	142.9
32	162.9	0.549	0.38	3.45	2.61	17.07	11.8	161.4	178.5	149.6
50		0.596	0.407	3.902	3.015	18.53	12.65	174	192.5	161.3
75		0.662	0.446	4.311	3.382	20.58	13.86	185.4	206	171.5
100		0.727	0.484	4.6	3.641	22.6	15.05	193.4	216	178.4

Cuadro 18e. Predicción de lluvia y bandas de confianza al 90%. Estación Cuencas.

T	PREC mm	SUP	CINF	YT	KT	DSUP	DINF	PCAL mm	PSUP mm	PINF mm
1.01	0	0.571	0.947	-1.53	-1.92	13.84	22.96		3.372	
1.05	2.5	0.501	0.804	-1.11	-1.53	12.14	19.5		11.1	
1.16	11.7	0.411	0.61	-0.68	-1.13	9.962	14.78	8.703	18.67	
1.22	13.7	0.409	0.594	-0.54	-0.99	9.911	14.39	12	21.91	
1.29	15.7	0.406	0.575	-0.4	-0.87	9.851	13.93	15.12	24.97	1.189
1.38	15.8	0.403	0.55	-0.25	-0.73	9.776	13.34	18.43	28.21	5.09
1.47	16.5	0.4	0.526	-0.13	-0.61	9.698	12.76	21.23	30.92	8.47
1.57	18.5	0.397	0.499	-0.01	-0.5	9.616	12.1	23.9	33.52	11.81
1.69	29	0.397	0.466	0.11	-0.39	9.613	11.31	26.7	36.31	15.39
1.83	29.5	0.388	0.428	0.235	-0.27	9.402	10.38	29.53	38.93	19.15
2	34.9	0.382	0.382	0.367	-0.15	9.262	9.262	32.51	41.77	23.25
2.2	37.1	0.388	0.383	0.501	-0.02	9.41	9.281	35.55	44.96	26.27
2.44	39	0.396	0.384	0.64	0.107	9.589	9.305	38.71	48.3	29.4
2.75	43.8	0.405	0.385	0.794	0.251	9.819	9.334	42.21	52.02	32.87
3.14	46	0.417	0.387	0.959	0.405	10.11	9.373	45.94	56.05	36.56
3.67	49.5	0.433	0.389	1.145	0.58	10.5	9.424	50.17	60.67	40.75
4.4	63.6	0.456	0.392	1.355	0.776	11.05	9.494	54.93	65.98	45.44
5.5	66.5	0.489	0.396	1.606	1.011	11.86	9.599	60.62	72.48	51.02
7.33	70	0.545	0.403	1.92	1.304	13.21	9.768	67.72	80.93	57.95
11	75.8	0.63	0.415	2.351	1.707	15.26	10.06	77.5	92.76	67.44
22	79.2	0.669	0.434	3.068	2.378	16.22	10.53	93.76	110	83.23
25		0.68	0.439	3.199	2.5	16.49	10.64	96.72	113.2	86.08
50		0.769	0.483	3.902	3.158	18.64	11.71	112.7	131.3	101
75		0.858	0.527	4.311	3.54	20.8	12.78	121.9	142.7	109.2
100		0.947	0.571	4.6	3.811	22.96	13.84	128.5	151.5	114.7

Cuadro 18f. Predicción de lluvia y bandas de confianza al 90%. Estación: Pavones.

T	PREC mm	CSUP	CINF	YT	KT	DSUP	DINF	PCAL mm	PSUP mm	PINF mm
1.01		0.65	1.19	-1.53	-2	18.74	34.31			
1.07	0	0.537	0.923	-1	-1.49	15.48	26.62			
1.14	0	0.479	0.775	-0.74	-1.23	13.82	22.36		0.674	
1.23	0.2	0.477	0.742	-0.52	-1.01	13.76	21.4		6.938	
1.33	0.5	0.475	0.706	-0.33	-0.83	13.69	20.34		12.09	
1.45	1.5	0.472	0.661	-0.16	-0.66	13.61	19.07	3.346	16.96	
1.6	1.9	0.469	0.606	0.019	-0.48	13.52	17.49	8.33	21.85	
1.78	3	0.465	0.541	0.192	-0.31	13.4	15.59	13.22	26.62	
2	7.2	0.46	0.46	0.367	-0.14	13.26	13.26	18.14	31.4	4.875
2.29	8.7	0.472	0.461	0.555	0.042	13.61	13.29	23.47	37.08	10.19
2.67	28.2	0.488	0.462	0.757	0.239	14.06	13.32	29.16	43.22	15.84
3.2	32.5	0.51	0.463	0.982	0.459	14.69	13.36	35.52	50.21	22.16
4	34.1	0.543	0.465	1.246	0.718	15.65	13.42	42.99	58.63	29.57
5.33	57.5	0.598	0.469	1.571	1.037	17.23	13.52	52.18	69.41	38.66
8	77.1	0.708	0.475	2.013	1.47	20.4	13.7	64.67	85.08	50.97
16	81.7	0.816	0.491	2.74	2.183	23.54	14.17	85.21	108.8	71.04
20		0.834	0.499	2.97	2.408	24.05	14.39	91.7	115.8	77.32
25		0.857	0.508	3.199	2.632	24.71	14.65	98.16	122.9	83.51
50		0.968	0.556	3.902	3.321	27.91	16.03	118	145.9	102
75		1.079	0.603	4.311	3.721	31.11	17.39	129.6	160.7	112.2
100		1.19	0.65	4.6	4.005	34.31	18.74	137.8	172.1	119

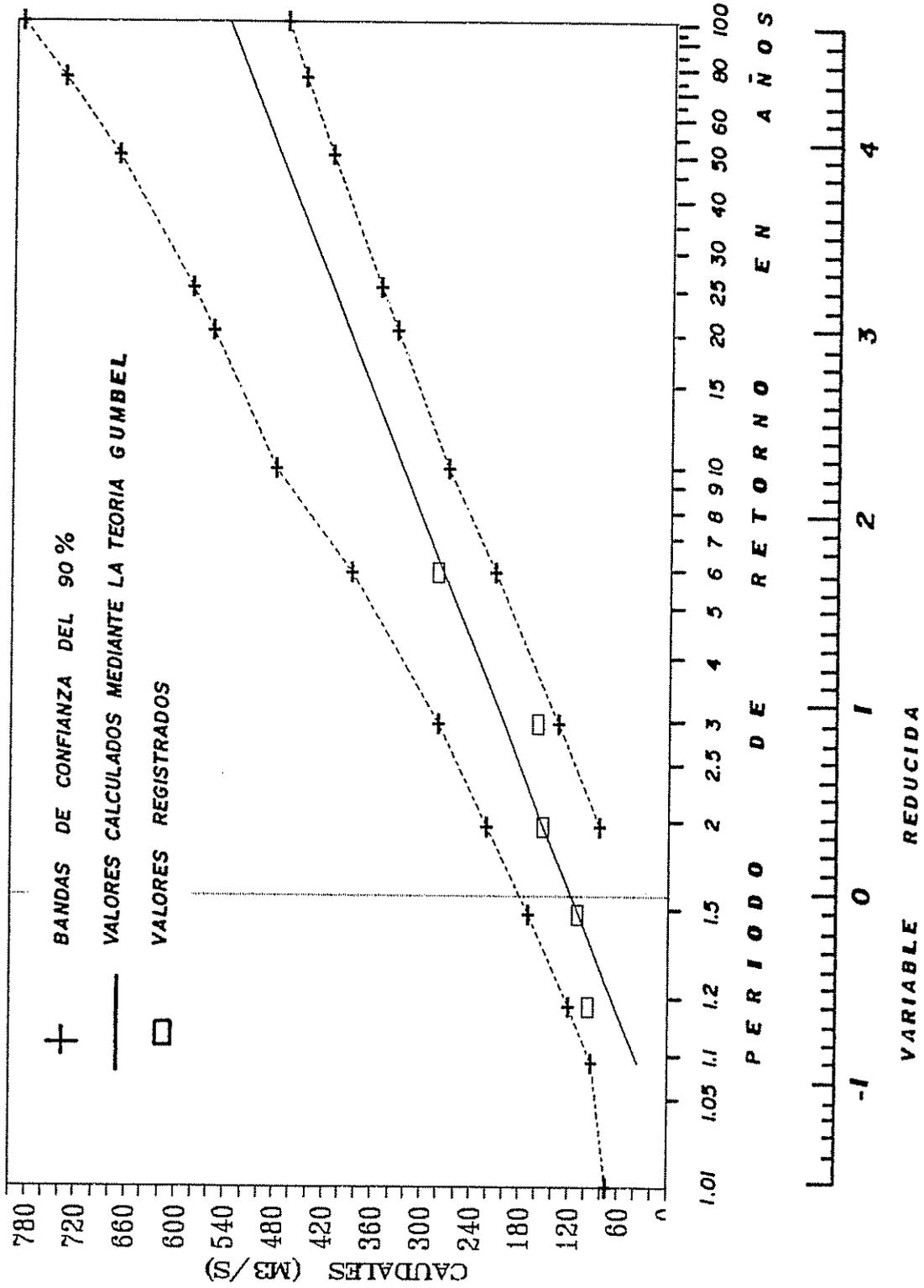


Figura 18a. Predicción de caudales y bandas de confianza al 90%. Estación fluviográfica: La Suiza

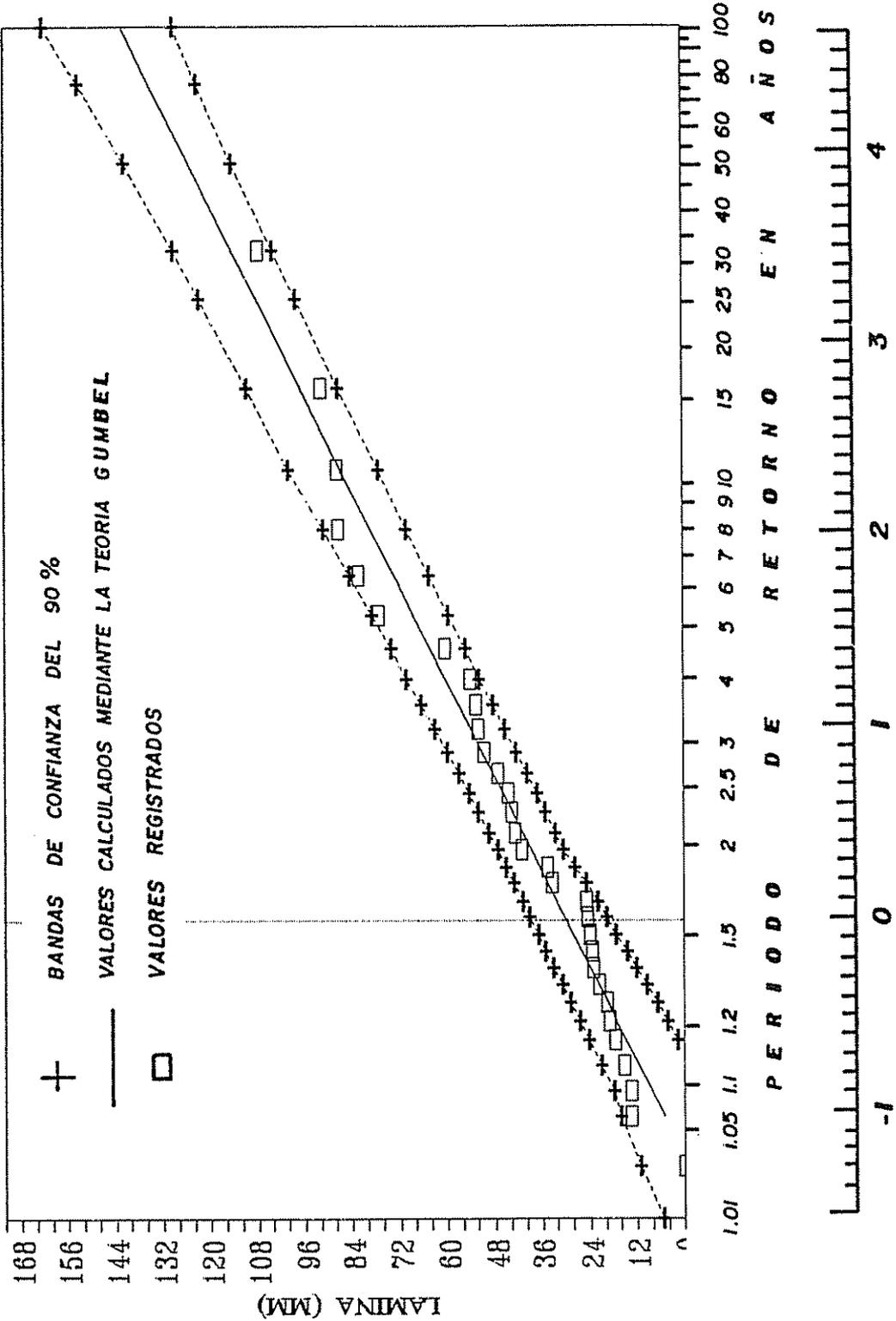


Figura 18b. Predicción de caudales y bandas de confianza al 90%. Estación: Platanillo

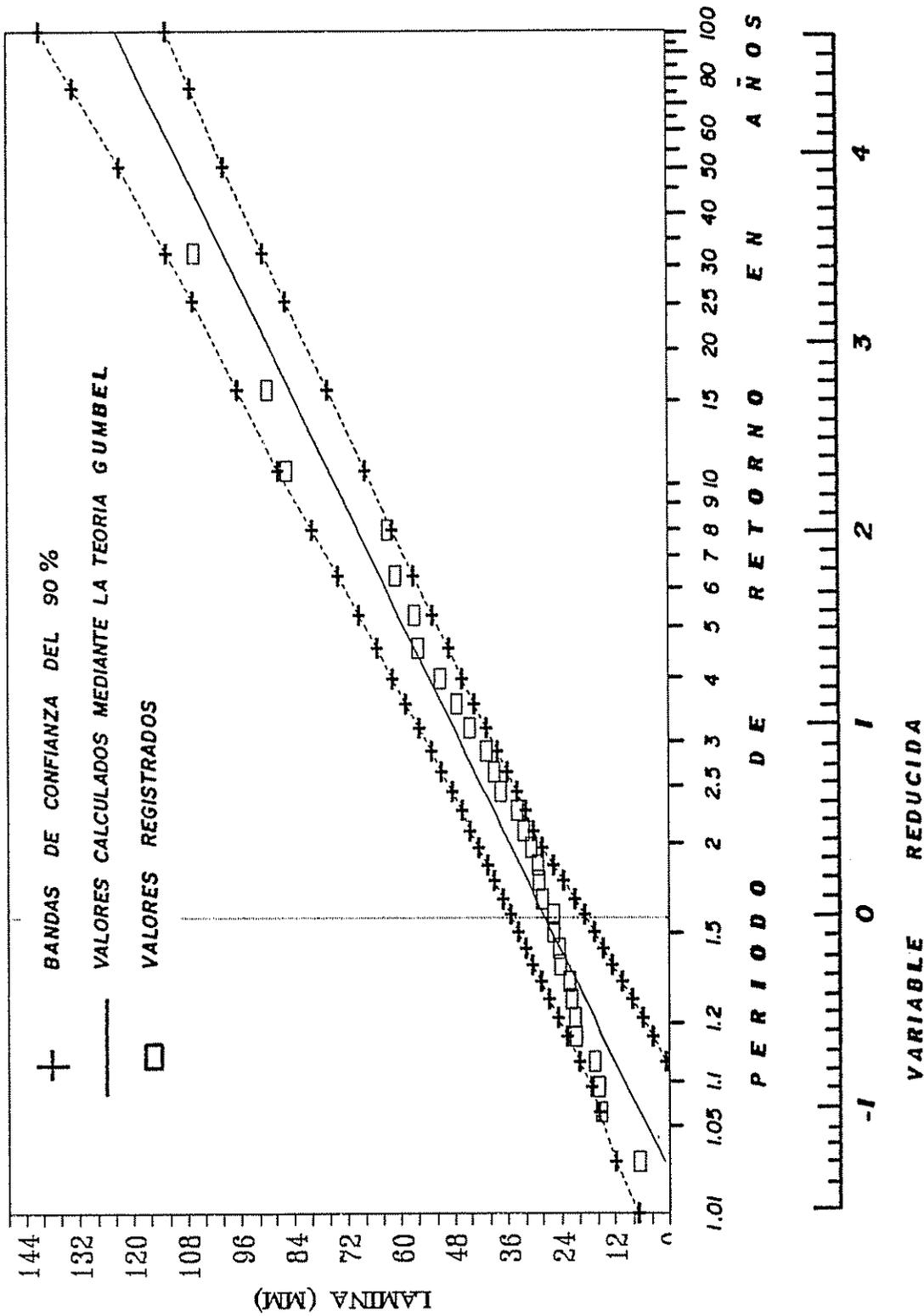


Figura 18c. Predicción de caudales y bandas de confianza al 90%. Estación: CATIE

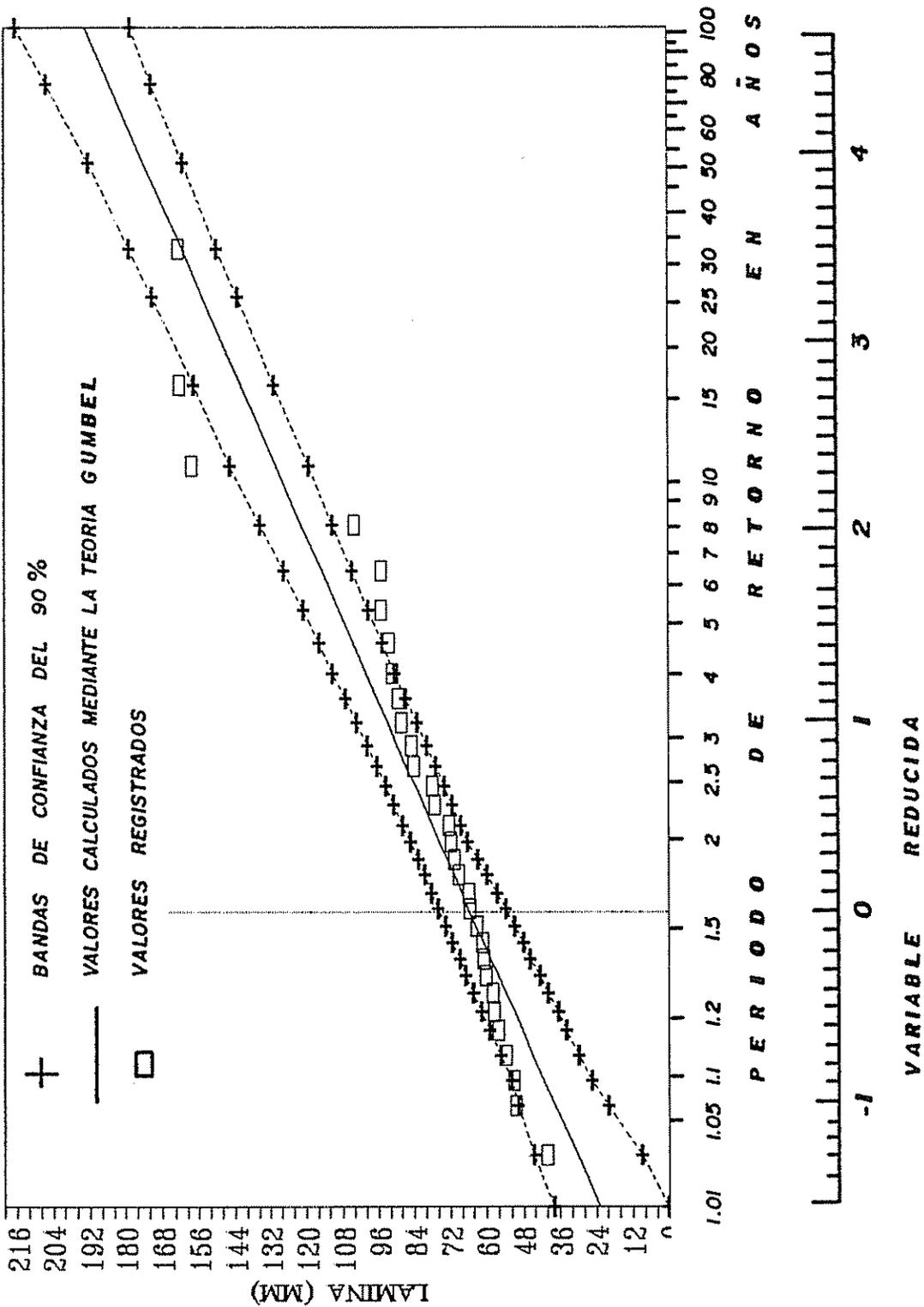


Figura 18d. Predicción de caudales y bandas de confianza al 90%. Estación: La Suiza

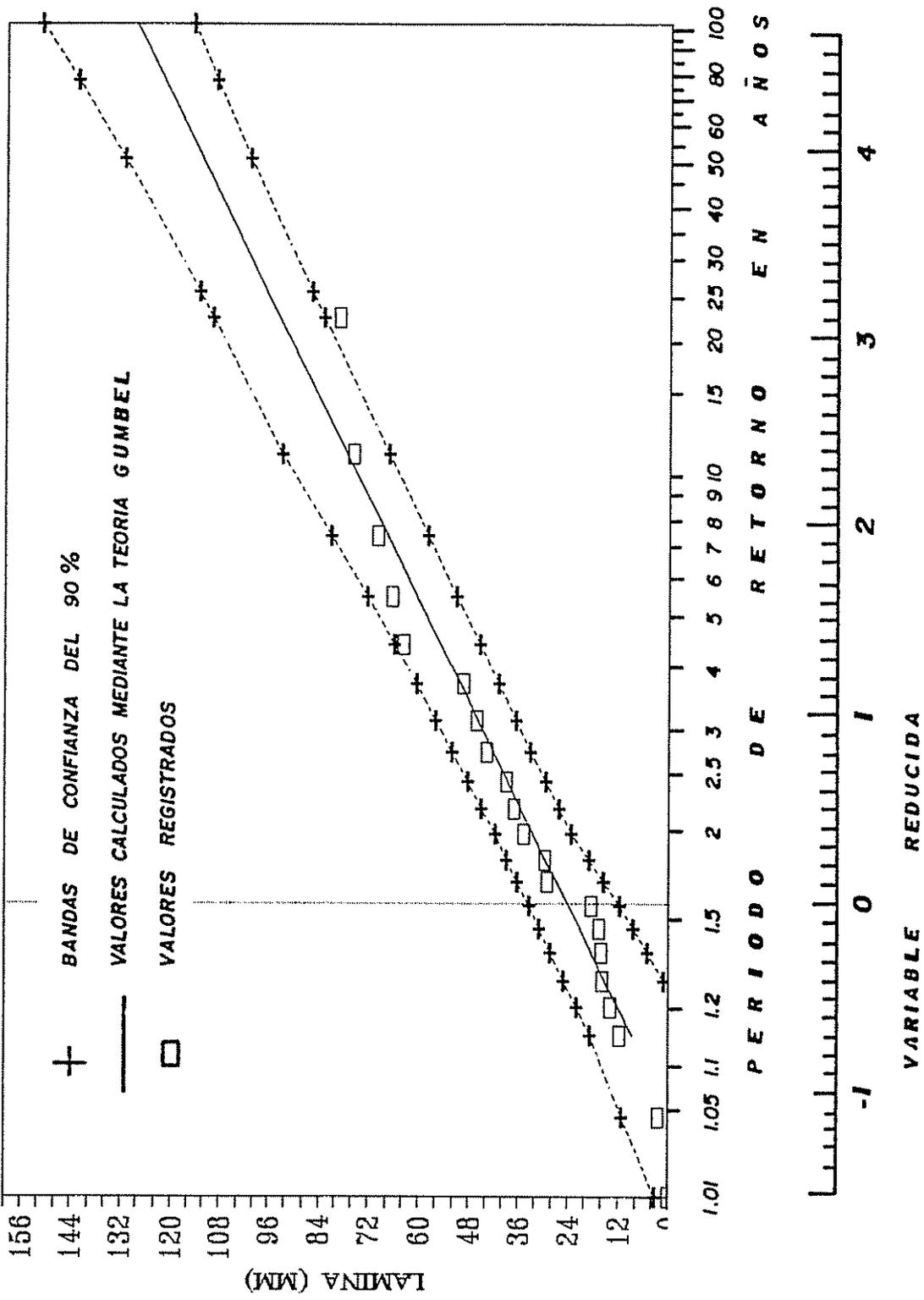


Figura 18e. Predicción de caudales y bandas de confianza al 90%. Estación: Cuencas

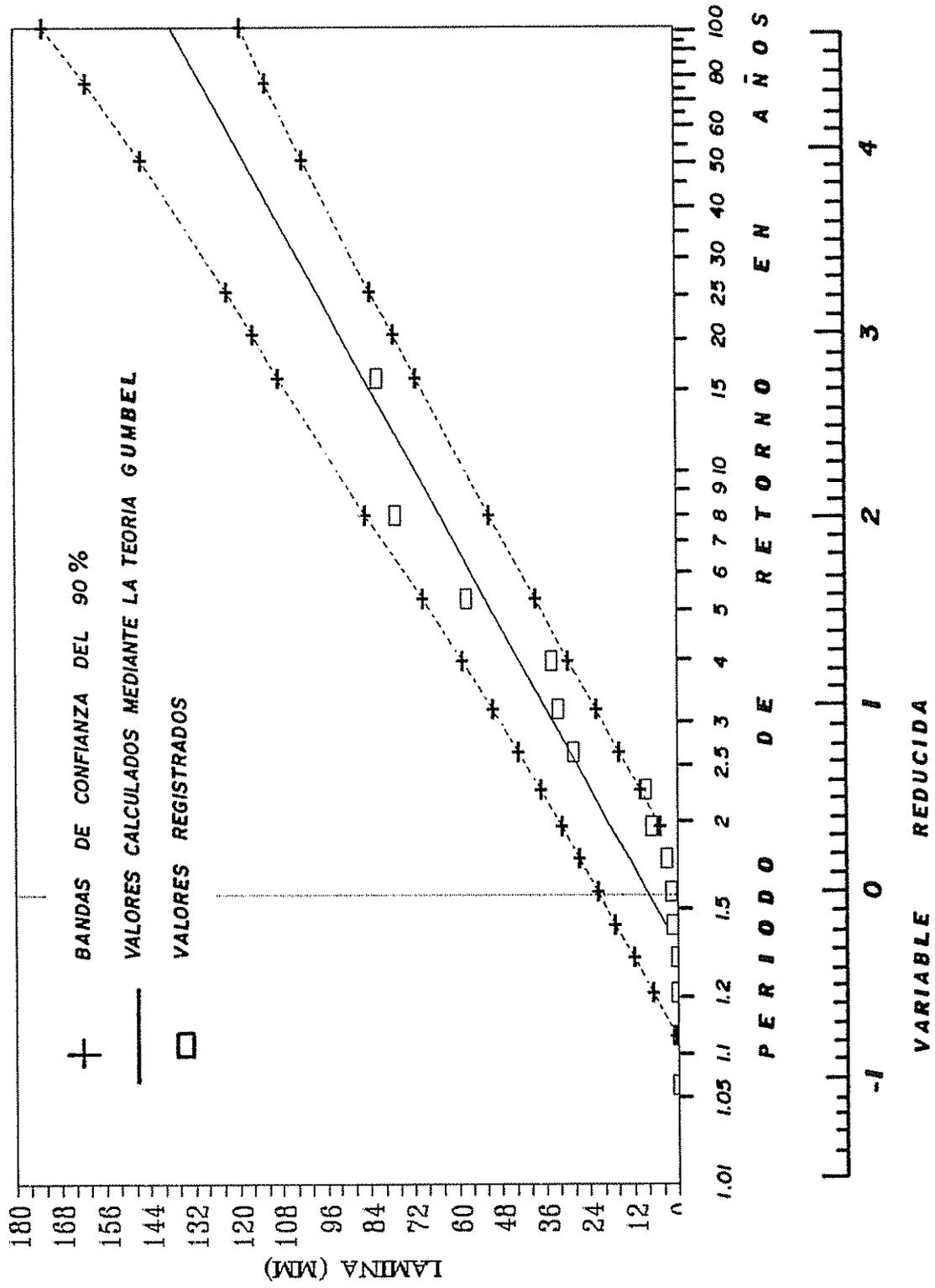


Figura 18f. Predicción de caudales y bandas de confianza al 90%. Estación: Pavones

#### 4.1.2.1.4 Subcuencas, áreas, centroides y longitud de cauces

La delimitación de la cuenca del río Tuis se hizo hasta la confluencia con el río Reventazón. Se delimitaron 9 subcuencas. Las magnitudes físicas de cada subcuenca, tales como: área, longitud mayor del cauce ( $L$ ), longitud centroide ( $L_c$ ) y las coordenadas Lambert del centroide ( $X_c$ ,  $Y_c$ ) se especifican en el Cuadro 19.

Cuadro 19. Subcuencas, áreas, centroides y longitud de cauces.

Subcuenca	Area (km <sup>2</sup> )	$X_c$	$Y_c$	$L$ (km)	$L_c$ (km)
San Martín	17.03	581519.6875	197120.1094	11.314	5.822
Paulina	9.06	582937.0625	202761.9688	4.02	0.833
La Selva	11.76	580694.75	201560.4063	8.027	3.121
La Leona	4.43	580544.0625	205239.5625	4.459	1.604
Armado	10.75	578827.625	200092.0156	11.07	6.891
Conejo	8.09	577265.625	201102.5625	8.458	3.787
La Gata	1.2	579132.125	204715.4063	2.339	0.973
La Danta	2.06	579145.4375	205759.9844	4.239	2.271
Ingenio	12.39	577731.3125	205470.7813	6.449	2.620
	76.77				

#### 4.1.2.1.5 Distribución espacial de la lluvia

Los pesos de Thiessen obtenidos por subcuencas se presentan en el Cuadro 20.

Cuadro 20. Pesos de Thiessen por subcuencas.

Subcuenca	Estación	Peso
San Martín	Platanillo	0.57
	Cuencas	0.43
Paulina	La Suiza	0.30
	Platanillo	0.70
La Selva	La Suiza	0.74
	Platanillo	0.26
La Leona	La Suiza	1
Armado	La Suiza	0.93
	Platanillo	0.07
Conejo	La Suiza	1
La Gata	La Suiza	1
La Danta	La Suiza	0.71
	CATIE	0.16
	Pavones	0.13
Ingenio	La Suiza	0.42
	CATIE	0.47
	Pavones	0.11

La representación gráfica de los polígonos se muestran en la Figura 7AP del Apéndice.

#### 4.1.2.1.6 Distribución temporal de la lluvia

La distribución de la lluvia se obtuvo utilizando el pluviógrafo de Oriente, por lo tanto:

- Peso de Thiessen= 1

- Tormentas analizadas

Las tormentas analizadas se presentan en el Cuadro 21. La representación gráfica de las tormentas se muestra en la figura 19.

**Cuadro 21. Distribución temporal de la lluvia para seis eventos de calibración en la cuenca de Oriente, Pejibaye.**

HORA	27JUL82	21SET82	4JUL84	27SET86	23SET88	16JUN89
15	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00	1.22
15.25	1.59	0.37	0.41	1.37	0.26	0.39
15.5	2.34	1.27	1.81	1.64	0.65	0.54
15.75	1.17	2.33	1.94	4.32	0.18	0.47
16	0.01	0.03	1.47	4.44	0.03	0.57
16.25	0.52	3.37	0.23	0.52	0.03	7.95
16.5	1.66	3.14	1.32	2.91	0.03	6.85
16.75	1.05	7.27	1.38	4.38	0.02	6.28
17	0.39	14.67	0.60	4.20	0.02	1.57
17.25	1.38	6.15	0.44	7.40	11.14	6.02
17.5	11.93	10.69	0.38	16.86	3.64	5.59
17.75	12.13	13.96	1.04	18.94	0.29	13.77
18	11.26	12.71	2.53	9.68	0.08	22.08
18.25	16.41	5.61	3.73	2.17	6.13	8.04
18.5	18.24	2.38	1.26	0.06	11.34	1.11
18.75	5.47	1.74	0.07	0.02	2.08	0.84
19	1.62	1.26	0.02	0.01	0.95	0.32
19.25	2.08	0.28	0.01	0.00	0.29	0.14
19.5	6.16	0.22	0.01	0.00	0.03	0.06
19.75	0.92	0.11	0.01	0.00	0.02	0.05
20	0.86	0.08	0.01	0.00	0.01	0.02
20.25	0.40	0.18	0.01	0.00	0.01	0.02
20.5	0.06	0.14	0.01	0.00	0.01	0.02

**- Tormenta de diseño**

Las tormentas seleccionadas para la modelación hidrológica fueron la del 27 de setiembre de 1986 y la del 27 de Julio de 1979, ambas registradas por el pluviógrafo de Oriente y utilizadas en la calibración del HEC-1.

La tormenta escogida para la obtención de los resultados finales de la modelación fue la del 27 de Julio de 1979.

La tormenta del 27 de setiembre se presenta en la Figura 20a

La tormenta del 27 de julio se presenta en la Figura 20b.

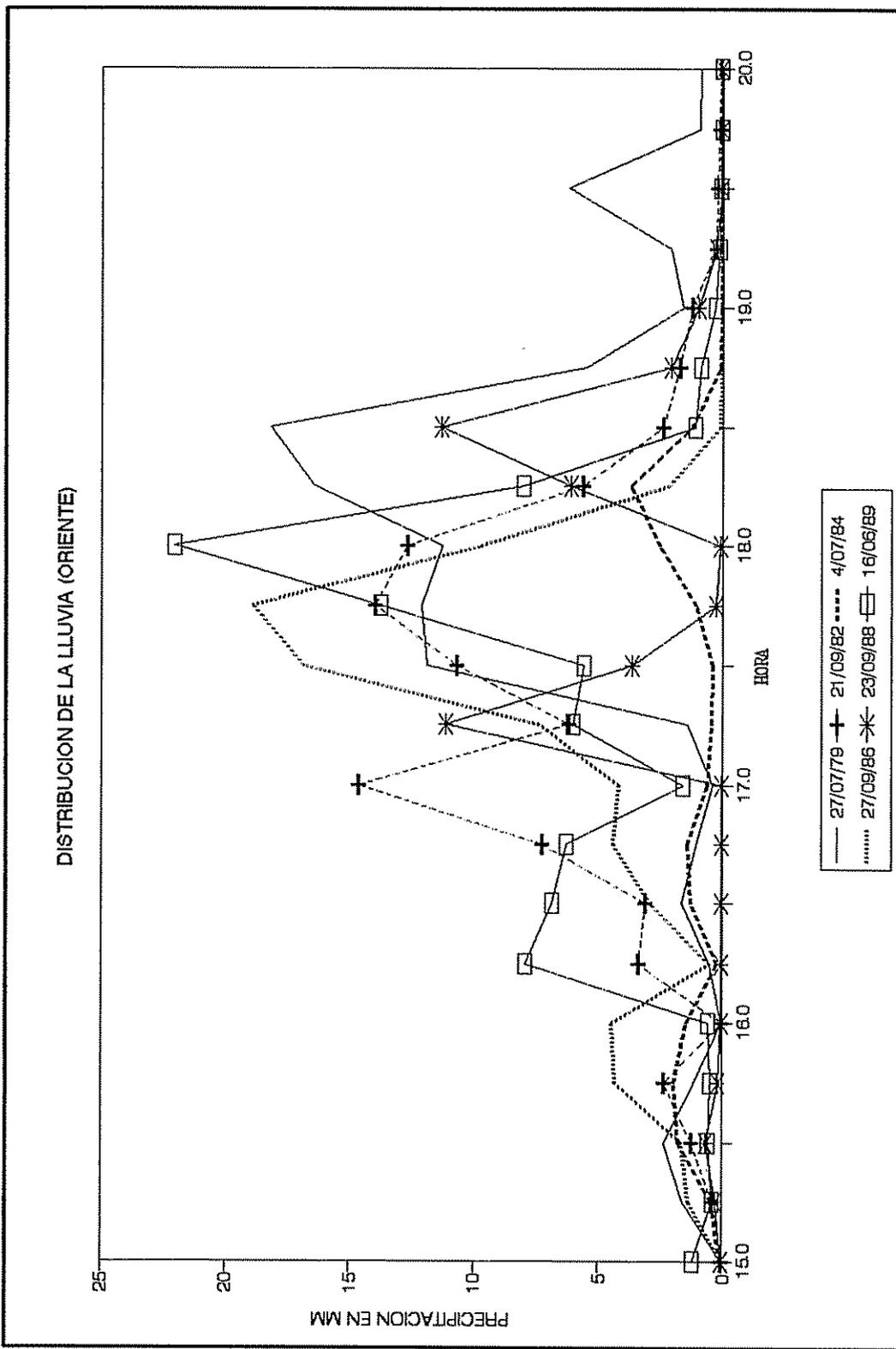


Figura 19. Distribución temporal de la lluvia para seis eventos de calibración en la cuenca de Oriente, Pejibaye.

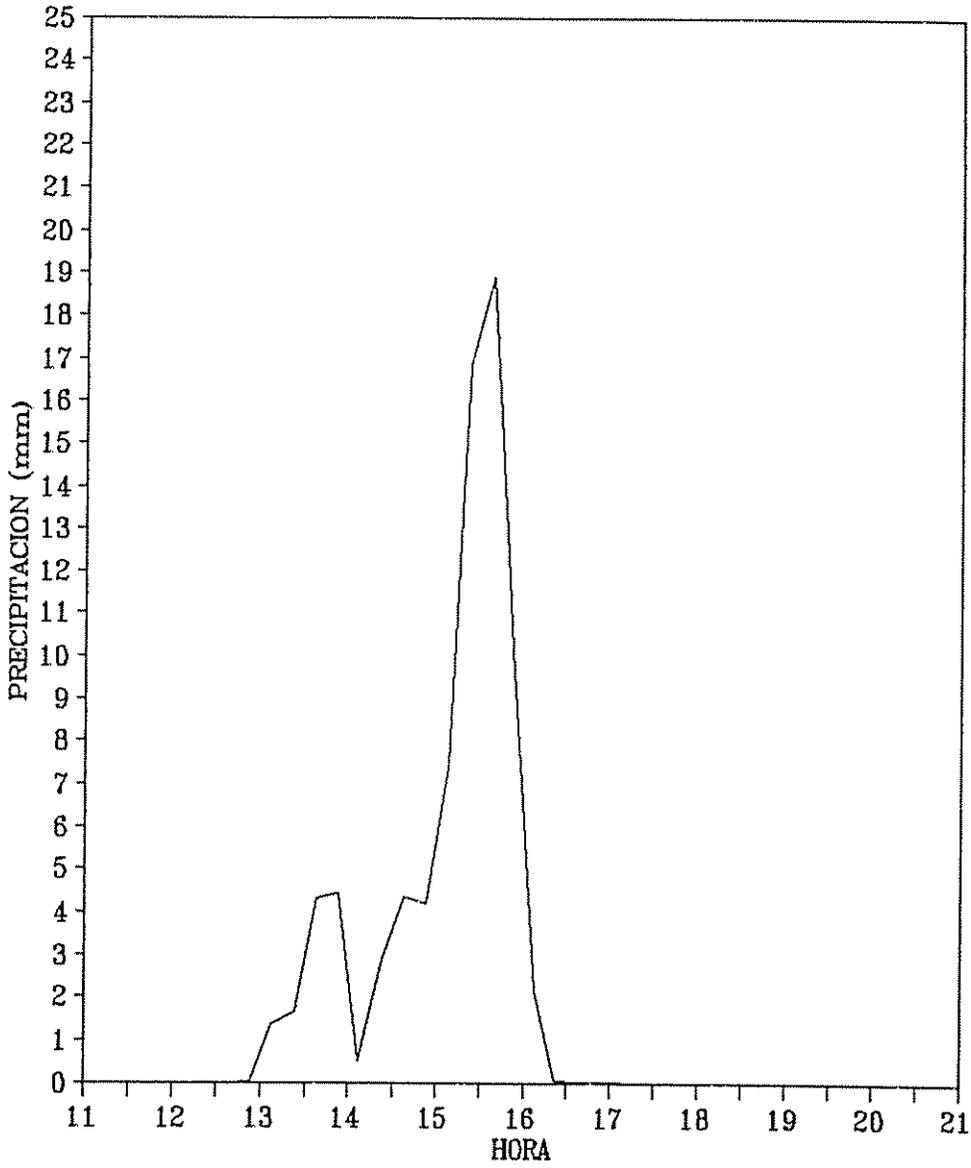


Figura 20a. Tormenta del 27-set-86. Estación: Oriente, Pejibaye

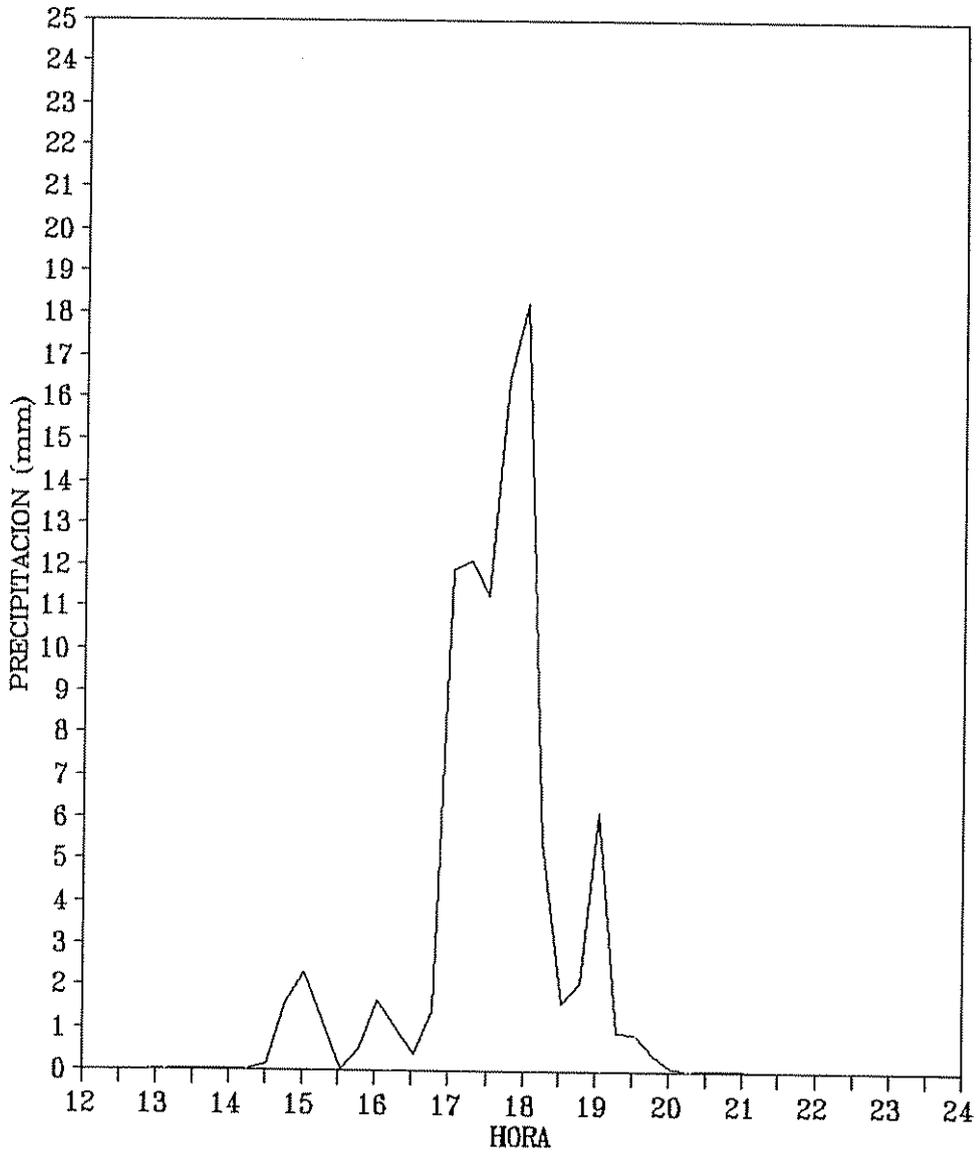


Figura 20b. Tormenta del 27-jul-79. Estación: Oriente, Pejibaye

#### 4.1.2.1.7 Intervalo de tiempo para datos de entrada y de salida

Se utilizaron los siguientes intervalos:

JXMIN de IN = 15 minutos

NMIN de IT= 10 minutos

#### 4.1.2.1.8 Parámetro TLAG

La ecuación del tiempo de desfase calibrada en la cuenca de Pejibaye fue:

$$TLAG = 0.26 (L L_c)^{0.3}$$

Con la ecuación anterior se obtuvo el TLAG para cada subcuenca del río Tuis. Estos resultados se presentan en el cuadro 22a.

Cuadro 22a. TLAG para las subcuencas del río Tuis.

Subcuenca	TLAG (h)
San Martín	0.91
Paulina	0.37
La Selva	0.68
La Leona	0.47
Armado	0.95
Conejo	0.74
La Gata	0.33
La Danta	0.51
Ingenio	0.61

#### 4.1.2.9 Parámetros del flujo base

##### - Parametro STRTQ

El cociente STRTQ por unidad de área se presenta en el Cuadro 22b.

Cuadro 22b. Cociente STRTQ por unidad de área. Cuenca: Oriente, Pejibaye.

Evento	STRTQ/Area (m <sup>3</sup> /s.km <sup>2</sup> )
27-Jul-79	0.102
21-Set-82	0.194
4-Jul-84	0.156
27-Set-86	0.193
23-Set-88	0.169
16-Jun-89	0.118
Promedio	0.155

El parámetro STRTQ, obtenido para cada subcuenca del río Tuis se muestra en el Cuadro 22c.

Cuadro 22c. STRTQ por subcuencas del río Tuis.

Subcuenca	STRTQ m <sup>3</sup> /s
San Martín	2.64
Paulina	1.4
La Selva	1.82
La Leona	0.69
Armado	1.67
Conejo	1.25
La Gata	0.19
La Danta	0.32
Ingenio	1.92

- Parámetro QRCSN

La relación QRCSN/Qpico para cada evento observado en la cuenca de Oriente se muestra en el Cuadro 22d.

Cuadro 22d. Cociente QRCSN/Qpico para los eventos de calibración. Cuenca: Oriente, Pejibaye

Evento	QRCSN/Qpico
27-Jul-79	0.174
21-Set-82	0.180
4-Jul-84	0.274
27-Set-86	0.102
23-Set-88	0.170
16-Jun-89	0.133
Promedio	0.17

- Parámetro RTIOR

El valor promedio de los seis eventos calibrados en la cuenca de Oriente fue de:

$$RTIOR = 1.022$$

#### 4.1.2.1.10 Esquema de la modelación hidrológica

El diagrama conceptual y el esquema hidrológico utilizado en la modelación se muestra en la Figura 21a y Figura 21b. En el punto D de la figura 21b se localiza el fluviógrafo La Suiza.

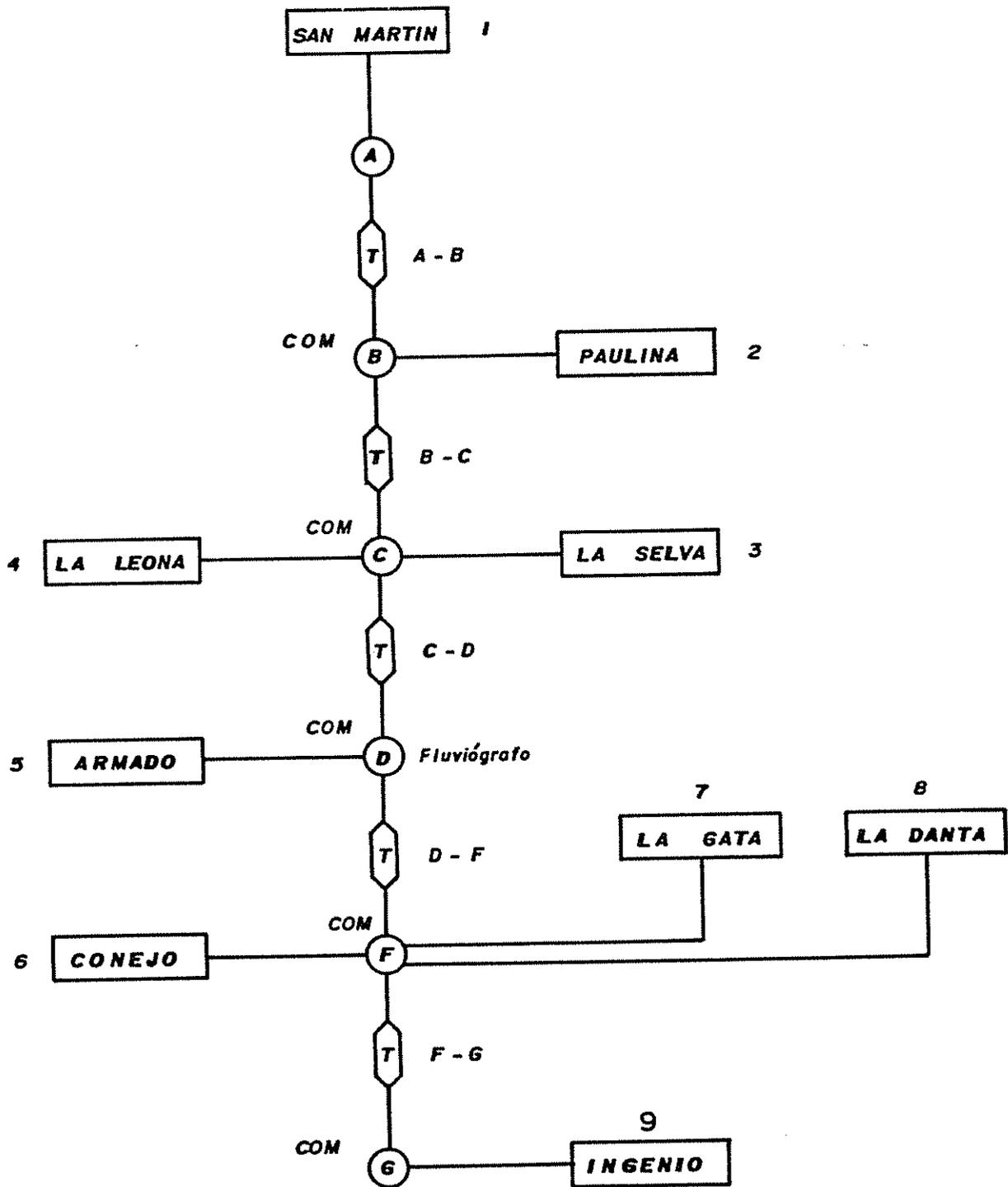


FIGURA 210

DIAGRAMA CONCEPTUAL UTILIZADO EN LA MODELACION HIDROLOGICA DE LA CUENCA DEL RIO TUIS. ( 1, 2 ... , 9 = N° DE SUBCUENCAS , COM = COMBINACION DE HIDROGRAMAS , T = TRANSITO )

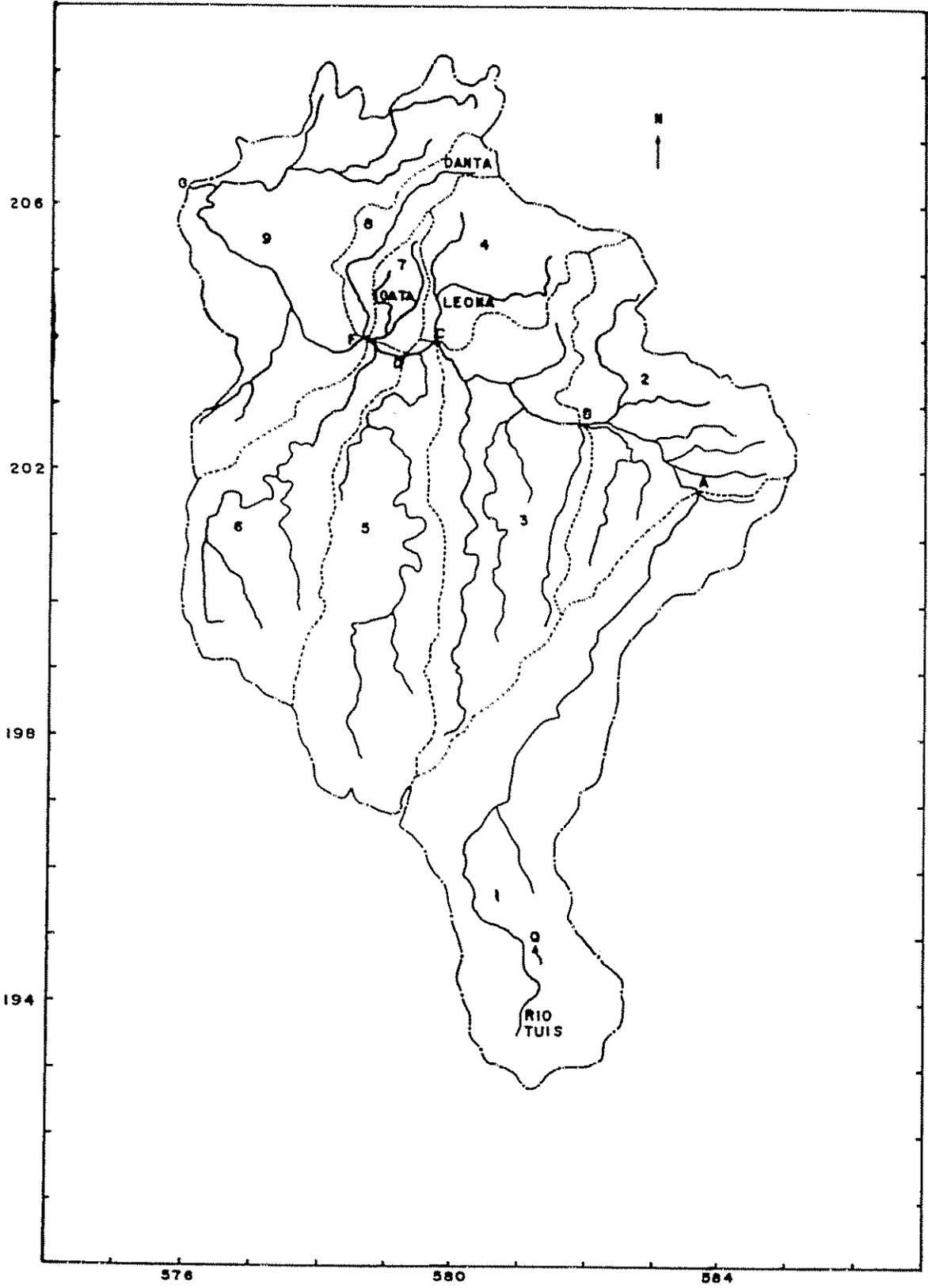


FIGURA 21b  
ESQUEMA DE MODELACION HIDROLOGICA EN LA CUENCA DEL RIO TUIS

#### 4.1.2.1.11 Area, longitud y caudal inicial por sectores

El área de drenaje ( $A_D$ ), la longitud ( $L_S$ ) y caudal inicial ( $Q_i$ ) por cada sector donde se realizó la simulación hidrológica se presenta en el Cuadro 23. En dicho cuadro el caudal unitario  $Q_u$  se obtuvo dividiendo el caudal máximo registrado en el fluviógrafo La Suiza por el área de la subcuenca. Esto es:

$$Q_u = (282 \text{ m}^3/\text{s}) / 53.28 \text{ Km}^2 = 5.293 \text{ m}^3/\text{s}/\text{Km}^2.$$

Cuadro 23. \_ Area de drenaje, longitud y caudal inicial por sectores.

NODO	Sector	$L_S$ (m)	$A_D$ (km <sup>2</sup> )	$Q_i=Q_u*A_D$ (m <sup>3</sup> /s)
A				
B	A-B	2318.5	17.03	90.140
C	B-C	2847.3	26.09	138.094
D	C-D	543.5	37.85	200.34
F	D-F	673	53.03	280.689
G	F-G	4761.6	64.38	340.763

#### 4.1.2.1.12 Parámetros de Muskingum

##### - Parámetro inicial AMSKK

El tiempo inicial de viaje AMSKK ( $T_0$ ) de la onda cinemática en cada sector de simulación, se presenta en el Cuadro 24a. En la determinación de AMSKK se adoptó un "n" de Manning de 0.065 y un talud de 1.

Cuadro 24a. Tiempo inicial de viaje de la onda cinemática por sectores

Sector	$Q_1$ m <sup>3</sup> /s	$H_1$ m	$H_2$ m	$s$ m/m	$b$ (m)	$Y_n$ (m)	$V$ (m/s)	$V_0$ (m/s)	$T_0$ (h)
A-B	90.14	796	702	0.041	15	1.49	3.67	6.12	0.11
B-C	138.094	702	631	0.025	15	2.23	3.6	6	0.13
C-D	200.34	631	617	0.026	15	2.74	4.12	6.87	0.02
D-F	280.689	617	606	0.016	19	3.37	3.72	6.2	0.03
F-G	340.763	606	557.7	0.01	24	3.80	3.23	5.38	0.25

## - Parámetro final AMSKK

El tiempo de viaje de la onda cinemática en cada sector de simulación con el cual se obtuvo finalmente los mejores resultados se presentan en el Cuadro 24b. En la determinación de AMSKK se adoptó un "n" de Manning de 0.065 y un talud de 1.

Cuadro 24b. Tiempo final de viaje de la onda cinemática

Sector	$Q_s$ m <sup>3</sup> /s	$S$ m	$b$ m	$Y_n$ (m)	$V$ (m/s)	$V_0$ (m/s)	$T_0$ (h)
A-B	94.82	0.041	15	1.54	3.73	6.224	0.103
B-C	158.16	0.025	15	2.41	3.76	6.274	0.126
C-D	356.8	0.026	15	3.84	4.93	8.212	0.018
D-F	457.94	0.016	19	4.49	4.34	7.231	0.026
F-G	595.29	0.01	24	5.27	3.86	6.43	0.21

- Parámetro X

El valor utilizado fue de:

$$X = 0.2$$

- Parámetro NSTPS

Los valores utilizados de NSTPS por sectores de cauces simulados se presentan en el Cuadro 24c.

Cuadro 24c. Parámetro NSTPS.

Sector	NSTPS (inicial)	NSTPS (final)
A-B	2	2
B-C	2	2
C-D	2	2
D-F	2	1
F-G	2	2

#### 4.1.2.2 Modelación hidrológica

Los resultados previos y finales de la simulación hidrológica se presentan en los cuadros del 25a al 25d.

Cuadro 25a. Resultados previos de la simulación hidrológica (Archivo TUIS8B1.DAT)

RONOFF SUMMARY, AVERAGE FLOW IN CUBIC METERS PER SECOND  
AREA IN SQUARE KILOMETERS

MAXIMUM STAGE	TIME OF OPERATION MAX STAGE	STATION	PEAK FLOW	TIME OF PEAK	AVERAGE FLOW FOR MAXIMUM PERIOD			BASIN AREA
					6-HOUR	24-HOUR	72-HOUR	
+	HYDROGRAPH AT	MARTI	122.56	3.50	40.98	21.23	21.23	17.03
+	ROUTED TO	T A-B	122.80	3.67	40.97	21.17	21.17	17.03
+	HYDROGRAPH AT	PAULI	138.15	3.00	37.43	21.51	21.51	9.06
+	2 COMBINED AT	COM B	206.10	3.17	77.86	42.69	42.69	26.09
+	ROUTED TO	T B-C	204.71	3.33	77.84	42.55	42.55	26.09
+	HYDROGRAPH AT	SRLVA	175.85	3.33	53.79	29.07	29.07	11.76
+	HYDROGRAPH AT	LEONA	88.92	3.17	25.27	14.20	14.20	4.43
+	3 COMBINED AT	COM C	458.31	3.33	156.69	85.82	85.82	42.28
+	ROUTED TO	T C-D	460.00	3.33	156.72	85.78	85.78	42.28
+	HYDROGRAPH AT	ARMA	142.21	3.50	48.80	24.95	24.95	10.75
+	2 COMBINED AT	COM D	591.02	3.33	205.52	110.73	110.73	53.03
+	ROUTED TO	T D-F	588.60	3.33	205.51	110.64	110.64	53.03
+	HYDROGRAPH AT	CONEJO	130.11	3.33	40.97	21.84	21.84	8.09
+	HYDROGRAPH AT	GATA	27.40	3.00	7.38	4.27	4.27	1.20
+	HYDROGRAPH AT	DANTA	33.71	3.17	9.65	5.39	5.39	2.06
+	4 COMBINED AT	COM F	766.98	3.33	263.33	142.15	142.15	64.38
+	ROUTED TO	T F-G	737.73	3.67	262.65	141.24	141.24	64.38
+	HYDROGRAPH AT	INGENI	147.65	3.33	43.96	24.06	24.06	12.39
+	2 COMBINED AT	COM G	854.18	3.50	306.10	165.30	165.30	76.77

\*\*\* NORMAL END OF HEC-1 \*\*\*

Cuadro 25b. Resultados previos de la simulación hidrológica (Archivo TUIS8C1.DAT)

RUNOFF SUMMARY, AVERAGE FLOW IN CUBIC METERS PER SECOND  
AREA IN SQUARE KILOWETERS

MAXIMUM STAGE	TIME OF OPERATION MAX STAGE	STATION	PEAK FLOW	TIME OF PEAK	AVERAGE FLOW FOR MAXIMUM PERIOD			BASIN AREA
					6-HOUR	24-HOUR	72-HOUR	
+	HYDROGRAPH AT	MARTI	94.82	6.00	36.94	17.08	17.08	17.03
+	ROUTED TO	T A-B	94.19	6.17	36.89	17.04	17.04	17.03
+	HYDROGRAPH AT	PAULI	104.49	5.50	31.20	16.10	16.10	9.06
+	2 COMBINED AT	COM B	158.16	5.67	67.63	33.13	33.13	26.09
	ROUTED TO	T B-C	156.36	5.83	67.62	33.02	33.02	26.09
+	HYDROGRAPH AT	SILVA	135.64	5.67	47.25	22.67	22.67	11.76
+	HYDROGRAPH AT	LEONA	68.98	5.50	21.72	10.90	10.90	4.43
+	3 COMBINED AT	COM C	356.80	5.67	136.39	66.59	66.59	42.28
+	ROUTED TO	T C-D	355.77	5.67	136.42	66.56	66.56	42.28
+	HYDROGRAPH AT	ARMA	114.03	6.00	44.65	20.37	20.37	10.75
+	2 COMBINED AT	COM D	457.94	5.83	181.07	86.93	86.93	53.03
+	ROUTED TO	T D-F	460.85	5.83	181.06	86.86	86.86	53.03
+	HYDROGRAPH AT	CONEJO	101.90	5.83	36.50	17.28	17.28	8.09
+	HYDROGRAPH AT	GATA	20.67	5.33	6.16	3.18	3.18	1.20
+	HYDROGRAPH AT	DANTA	25.48	5.50	8.22	4.08	4.08	2.06
+	4 COMBINED AT	COM F	595.29	5.83	231.76	111.40	111.40	64.38
+	ROUTED TO	T F-G	581.32	6.00	231.18	110.67	110.67	64.38
+	HYDROGRAPH AT	INGENI	113.82	5.67	38.12	18.67	18.67	12.39
+	2 COMBINED AT	COM G	673.40	6.00	268.96	129.33	129.33	76.77

\*\*\* NORMAL END OF HEC-1 \*\*\*

Cuadro 25c. Penúltimos resultados de la simulación hidrológica (Archivo  
TUIS3D1.DAT)

RUNOFF SUMMARY, AVERAGE FLOW IN CUBIC METERS PER SECOND  
AREA IN SQUARE KILOMETERS

MAXIMUM STAGE	TIME OF OPERATION MAX STAGE	STATION	PEAK FLOW	TIME OF PEAK	AVERAGE FLOW FOR MAXIMUM PERIOD			BASIN AREA
					6-HOUR	24-HOUR	72-HOUR	
+	HYDROGRAPH AT	MARTI	94.82	6.00	36.94	17.08	17.08	17.03
+	ROUTED TO	T A-B	94.12	6.17	36.90	17.04	17.04	17.03
+	HYDROGRAPH AT	PAULI	104.49	5.50	31.20	16.10	16.10	9.06
+	2 COMBINED AT	COM B	159.24	5.67	67.64	33.14	33.14	26.09
+	ROUTED TO	T B-C	157.38	5.83	67.63	33.03	33.03	26.09
+	HYDROGRAPH AT	SELVA	135.64	5.67	47.25	22.67	22.67	11.76
+	HYDROGRAPH AT	LEONA	68.98	5.50	21.72	10.90	10.90	4.43
+	3 COMBINED AT	COM C	357.88	5.67	136.41	66.60	66.60	42.28
+	ROUTED TO	T C-D	356.84	5.67	136.44	66.56	66.56	42.28
+	HYDROGRAPH AT	ARMA	114.03	6.00	44.65	20.37	20.37	10.75
+	2 COMBINED AT	COM D	458.98	5.83	181.09	86.93	86.93	53.03
+	ROUTED TO	T D-F	461.91	5.83	181.08	86.87	86.87	53.03
+	HYDROGRAPH AT	CONEJO	101.90	5.83	36.50	17.28	17.28	8.09
+	HYDROGRAPH AT	GATA	20.67	5.33	6.16	3.18	3.18	1.20
+	HYDROGRAPH AT	DANTA	25.48	5.50	8.22	4.08	4.08	2.06
+	4 COMBINED AT	COM F	596.35	5.83	231.78	111.41	111.41	64.38
+	ROUTED TO	T F-G	588.09	6.00	231.38	110.79	110.79	64.38
+	HYDROGRAPH AT	INGENI	113.82	5.67	38.12	18.67	18.67	12.39
+	2 COMBINED AT	COM G	680.17	6.00	269.17	129.46	129.46	76.77

\*\*\* NORMAL END OF HEC-1 \*\*\*

Cuadro 25d. Resultados finales de la simulación hidrológica (Archivo TUIS8E1.DAT)

RUNOFF SUMMARY, AVERAGE FLOW IN CUBIC METERS PER SECOND  
AREA IN SQUARE KILOMETERS

MAXIMUM STAGE	TIME OF OPERATION MAX STAGE	STATION	PEAK FLOW	TIME OF PEAK	AVERAGE FLOW FOR MAXIMUM PERIOD			BASIN AREA
					6-HOUR	24-HOUR	72-HOUR	
+	HYDROGRAPH AT	MARTI	94.82	6.00	36.94	17.08	17.08	17.03
+	ROUTED TO	T A-B	94.12	6.17	36.90	17.04	17.04	17.03
+	HYDROGRAPH AT	PAULI	104.49	5.50	31.20	16.10	16.10	9.06
+	2 COMBINED AT	COM B	159.24	5.67	67.64	33.14	33.14	26.09
+	ROUTED TO	T B-C	157.38	5.83	67.63	33.03	33.03	26.09
+	HYDROGRAPH AT	SKLVA	135.64	5.67	47.25	22.67	22.67	11.76
+	HYDROGRAPH AT	LEONA	68.98	5.50	21.72	10.90	10.90	4.43
+	3 COMBINED AT	COM C	357.88	5.67	136.41	66.60	66.60	42.28
+	ROUTED TO	T C-D	356.84	5.67	136.44	66.56	66.56	42.28
+	HYDROGRAPH AT	ARMA	114.03	6.00	44.65	20.37	20.37	10.75
+	2 COMBINED AT	COM D	458.98	5.83	181.09	86.93	86.93	53.03
+	ROUTED TO	T D-F	461.67	5.83	181.07	86.87	86.87	53.03
+	HYDROGRAPH AT	CONEJO	101.90	5.83	36.50	17.28	17.28	8.09
+	HYDROGRAPH AT	GATA	20.67	5.33	6.16	3.18	3.18	1.20
+	HYDROGRAPH AT	DANTA	25.48	5.50	8.22	4.08	4.08	2.06
+	4 COMBINED AT	COM F	596.11	5.83	231.77	111.41	111.41	64.38
+	ROUTED TO	T F-G	587.86	6.00	231.37	110.79	110.79	64.38
+	HYDROGRAPH AT	INGENI	113.82	5.67	38.12	18.67	18.67	12.39
+	2 COMBINED AT	COM G	679.94	6.00	269.16	129.46	129.46	76.77

\*\*\* NORMAL END OF HEC-1 \*\*\*

Los archivos de datos se incluyen en el apéndice (Secciones: 8.9 a 8.12).

#### 4.1.3 Modelación hidráulica

##### 4.1.3.1 Información de entrada del archivo de modelación hidráulica

- Régimen del flujo y elevación inicial

#### Quebrada La Leona

Datos iniciales:

$$Q= 68.98 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n= 0.065$$

$$s= 0.093$$

$$b= 21.25 \text{ m}$$

$$m= 1$$

Datos obtenidos:

$$Y_n= 0.8 \text{ m}$$

$$F = 1.4$$

Por lo que:

El régimen de flujo supuesto es supercrítico.

Para una elevación de la rasante del cauce de 684.361m, se tiene una elevación inicial de:

$$El= 685.161 \text{ m}$$

#### Quebrada La Gata

Datos iniciales

$$Q= 20.67 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n= 0.065$$

$$s= 0.05 \text{ m/m}$$

$$b= 5 \text{ m}$$

$$m= 1$$

Datos obtenidos:

$$Y_n= 1.11 \text{ m}$$

$$F = 1.003$$

Por lo que:

El régimen de flujo supuesto es crítico.

Para una elevación de la rasante del cauce de 617.527 m, se tiene una elevación inicial de:

El= 618.64 m

Con la condición del régimen anterior, el HEC-2 indica que el régimen es básicamente subcrítico, por lo que, para una elevación de la rasante, aguas abajo del cauce, de 607.346 m, se tiene una elevación inicial de EL= 608.456 m. En consecuencia, la modelación hidráulica del cauce La Gata fue hecha en régimen subcrítico.

#### Quebrada La Danta

##### Datos iniciales

$$Q= 25.48 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n= 0.065$$

$$s= 0.059 \text{ m/m}$$

$$b= 4 \text{ m}$$

$$m= 1$$

##### Datos obtenidos

$$Y_n= 1.35 \text{ m}$$

$$F = 1.089$$

Por lo que:

El régimen de flujo supuesto es supercrítico

Para una elevación de la rasante del cauce de 633.756 m, se tiene una elevación inicial de:

El= 635.11 m

#### - Coeficientes de pérdidas

Se adoptaron los siguientes coeficientes de pérdidas:

$$n_c= 0.065 \quad \text{para el canal principal}$$

$$n_n= 0.1 \quad \text{para las planicies de inundación}$$

$$C_c= 0.1$$

$$C_e= 0.3$$

- Archivos de entrada

Los archivos de datos utilizados en la modelación hidráulica de los cauces, para T= 25 años, se incluyen en el apéndice (Secciones: 8.13 a 8.16)

#### 4.1.3.2 Modelación hidráulica de cauces del río Tuis

- Quebrada La Leona

La modelación hidráulica de la quebrada La Leona, se realizó en condiciones naturales, bajo régimen supercrítico y para un caudal de diseño de  $68.98 \text{ m}^3/\text{s}$ . Los resultados se presentan en el cuadro 26 (Archivo HHLEONA1.DAT)

Cuadro 26. Resultados de la modelación hidráulica de la quebrada La Leona.

SECHO	ELMIN	CWSEL	XLBEL	RBEL	EG	K*CHSL	VCH	QLOB	QCH	QROB	DEPTH	PRCH
.000	684.36	685.93	688.74	687.99	686.74	.00	3.99	.00	68.98	.00	1.57	1.40
211.000	664.79	666.32	668.59	669.32	667.16	-92.75	4.04	.00	68.98	.00	1.53	1.41
417.000	643.72	645.05	648.35	649.72	646.13	-102.06	4.60	.00	68.98	.00	1.34	1.57
627.000	630.29	632.35	633.40	633.42	633.26	-63.98	4.21	.00	68.98	.00	2.06	1.01
633.000	629.94	631.92	633.36	633.80	632.96	-66.42	4.51	.00	68.98	.00	1.98	1.16
660.000	628.10	629.33	631.44	630.27	630.32	-67.46	4.39	.00	68.98	.00	1.23	1.83
676.000	627.43	628.73	629.99	628.75	629.13	-41.53	2.78	.00	68.98	.00	1.30	1.01

Los niveles del agua alcanzados en el cauce (perfil y secciones) se muestran en las Figuras 22a-22h.

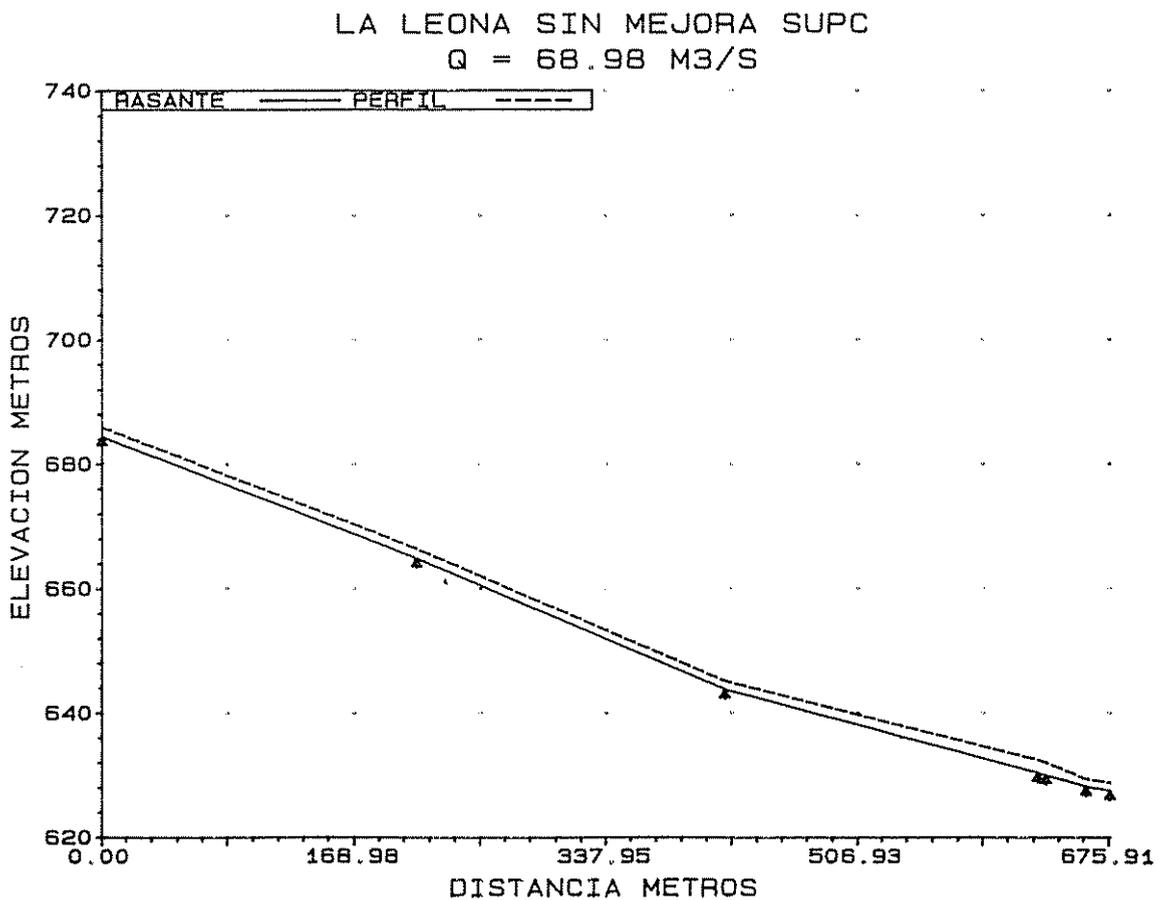


Figura 22a. Perfil natural modelado de la quebrada La Leona.

LA LEONA SIN MEJORA SUPC  
Q = 68.98 M3/S  
Cross-section .000

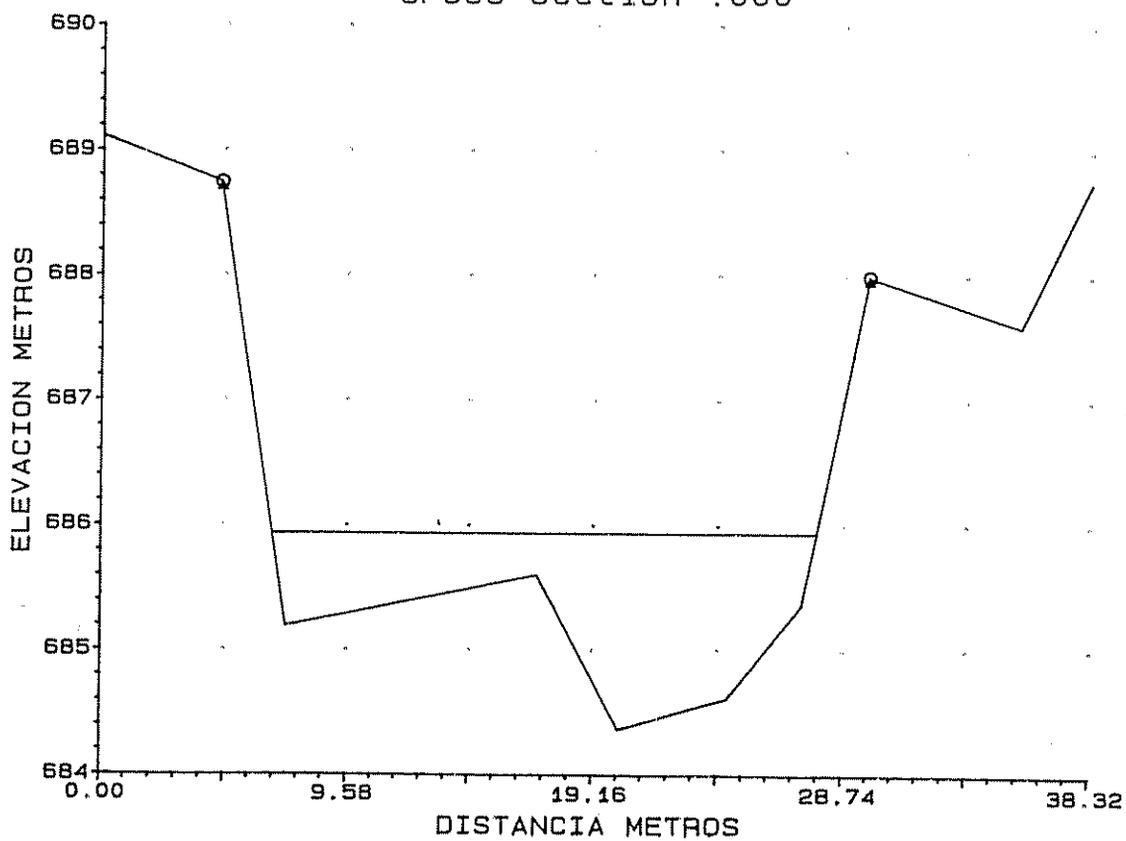


Figura 22b. Sección transversal natural #0 de la quebrada

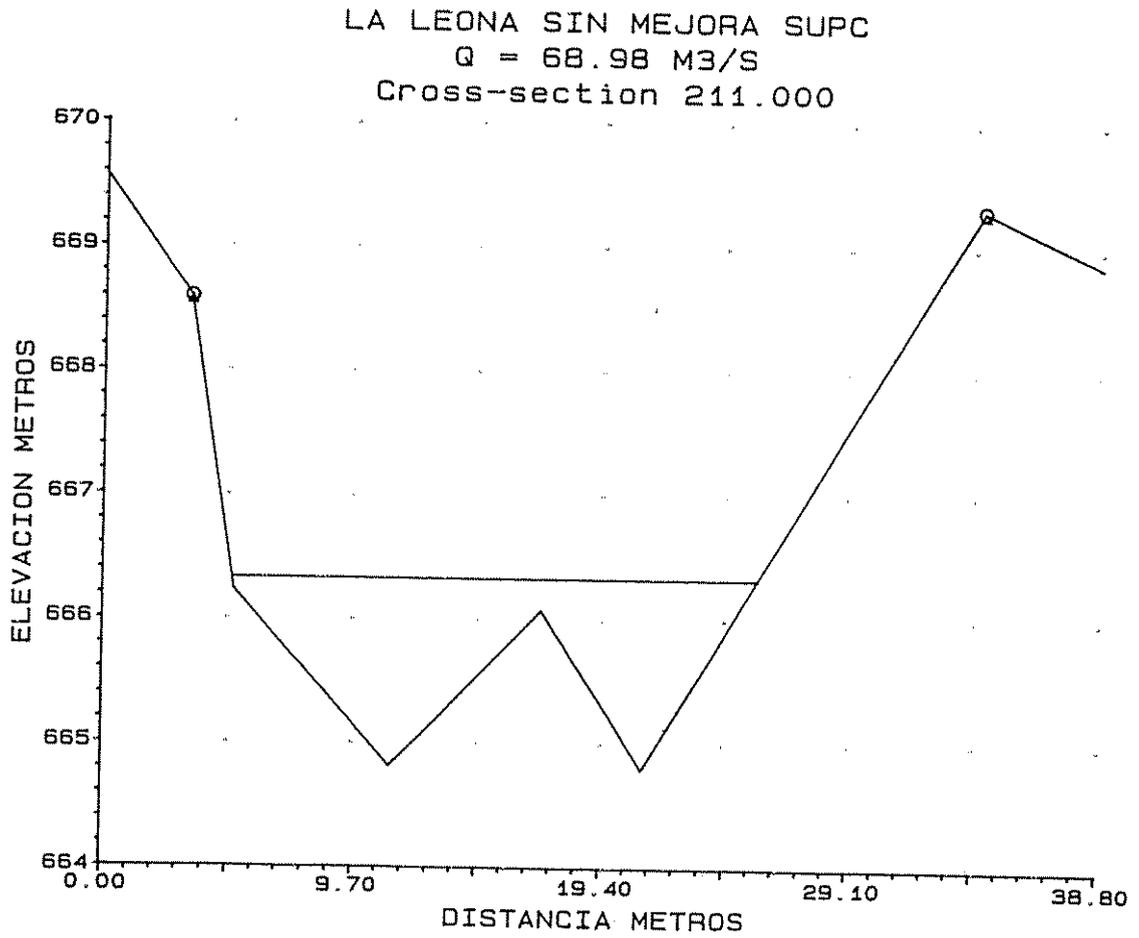


Figura 22c. Sección transversal natural #211 de la quebrada La Leona.

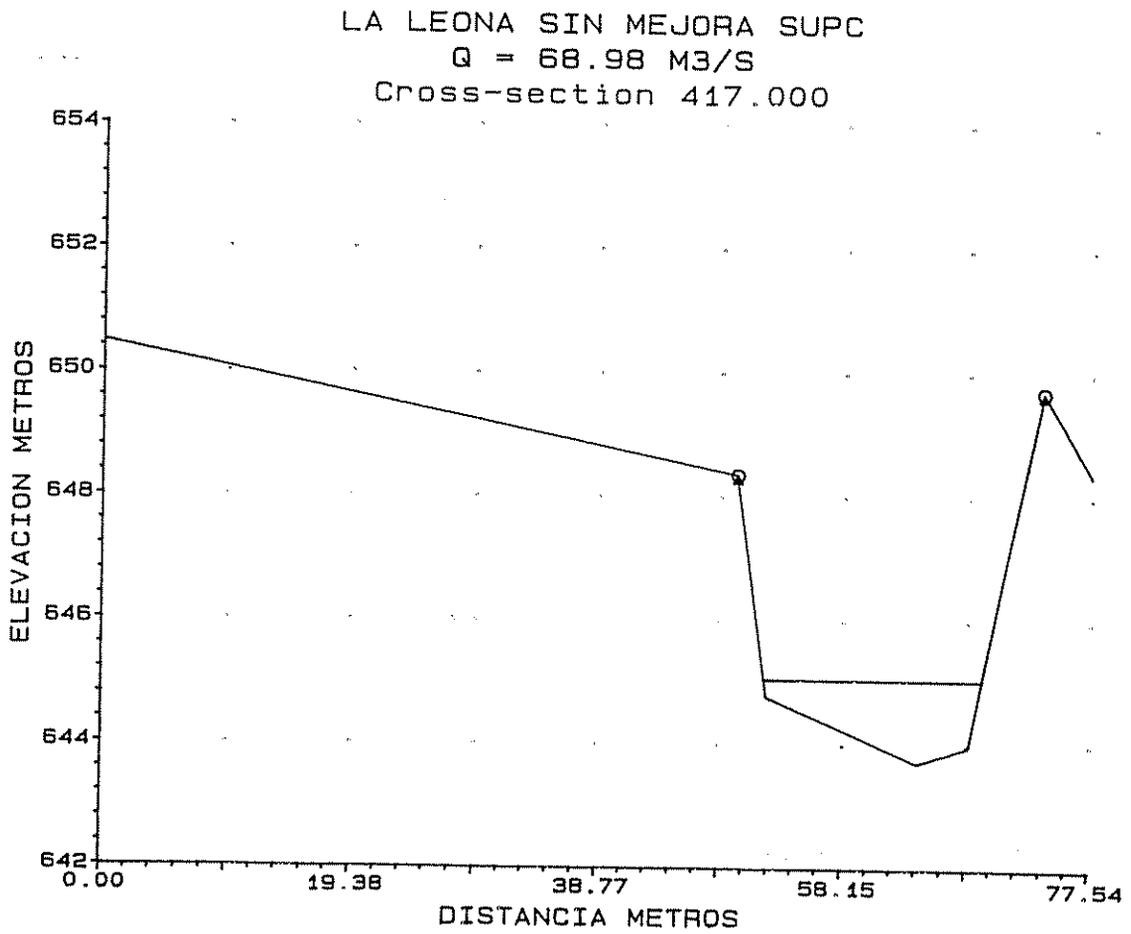


Figura 22d. Sección transversal natural #417 de la quebrada La Leona.

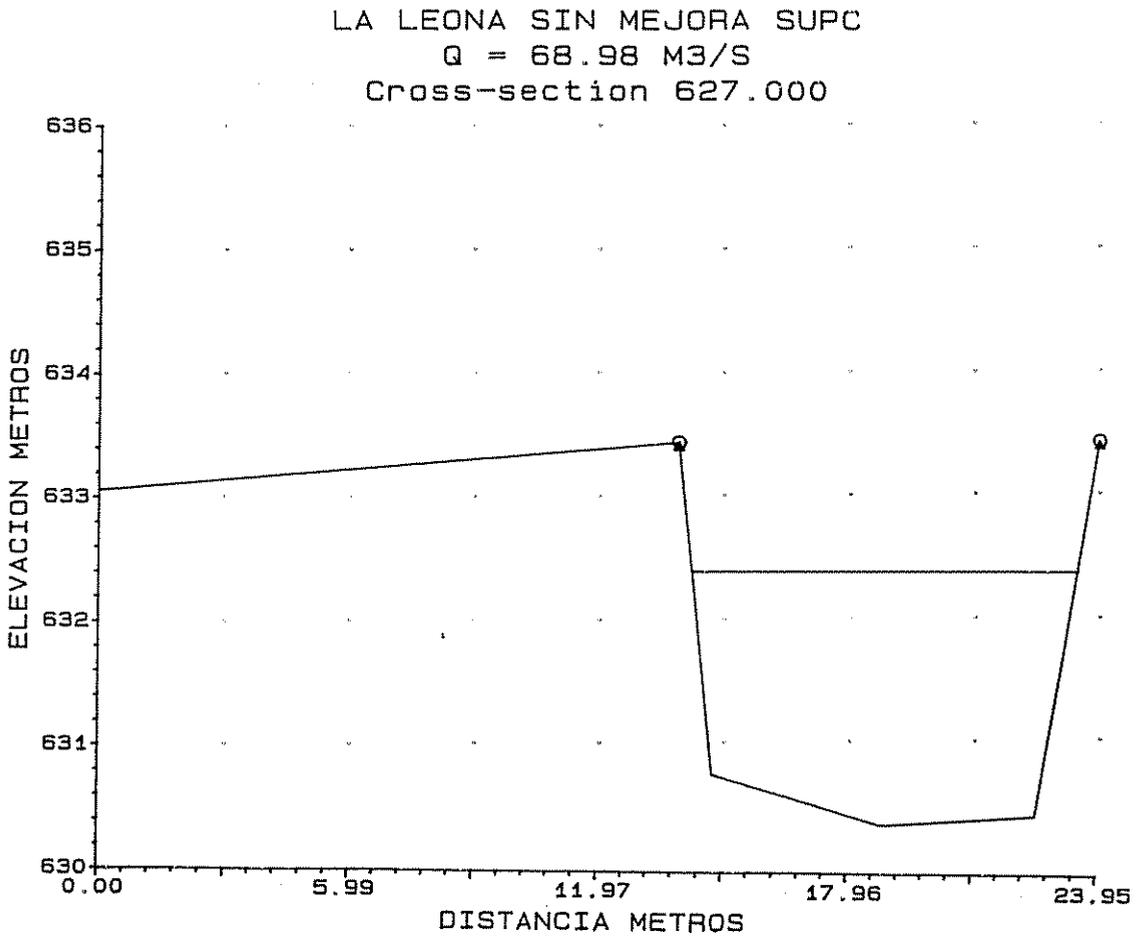


Figura 22e. Sección Transversal natural #627 de la quebrada La Leona.

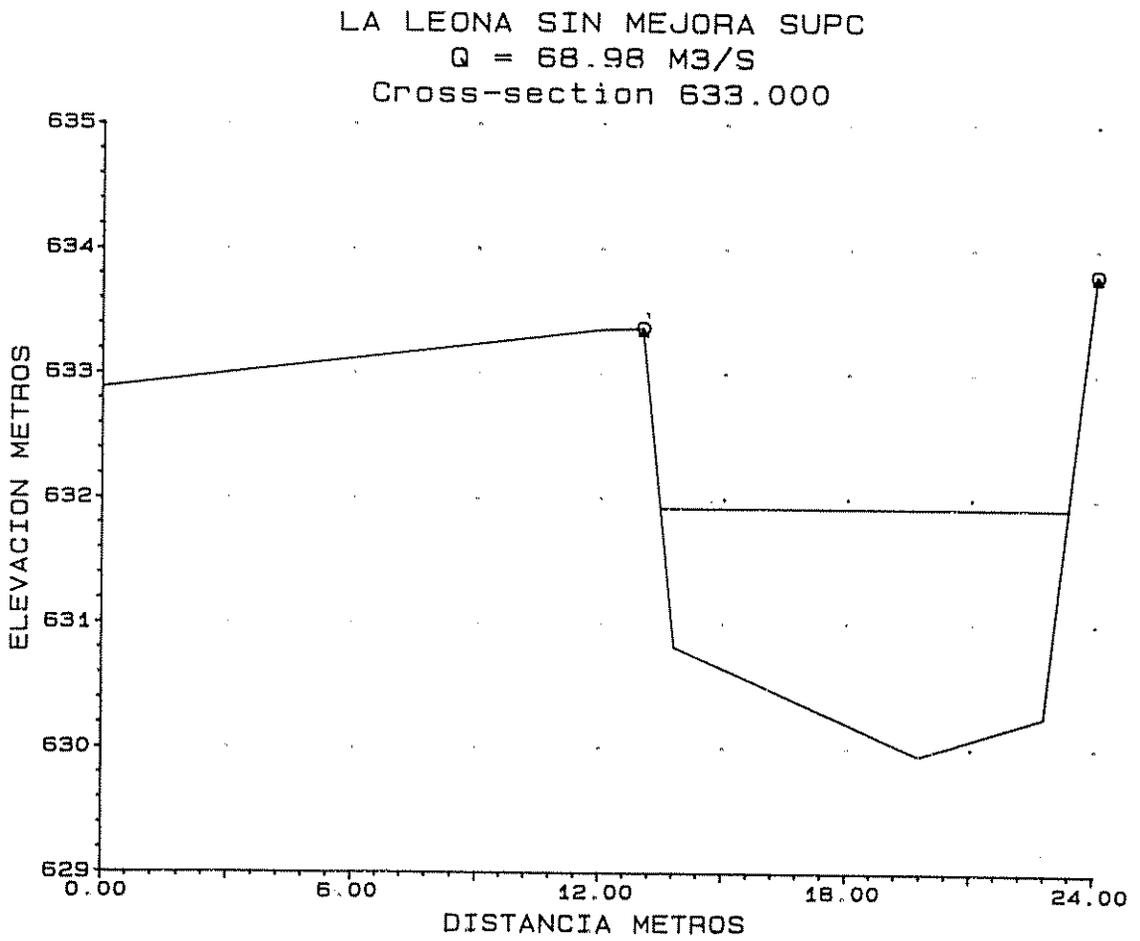


Figura 22f. Sección transversal natural #633 de la quebrada La Leona.

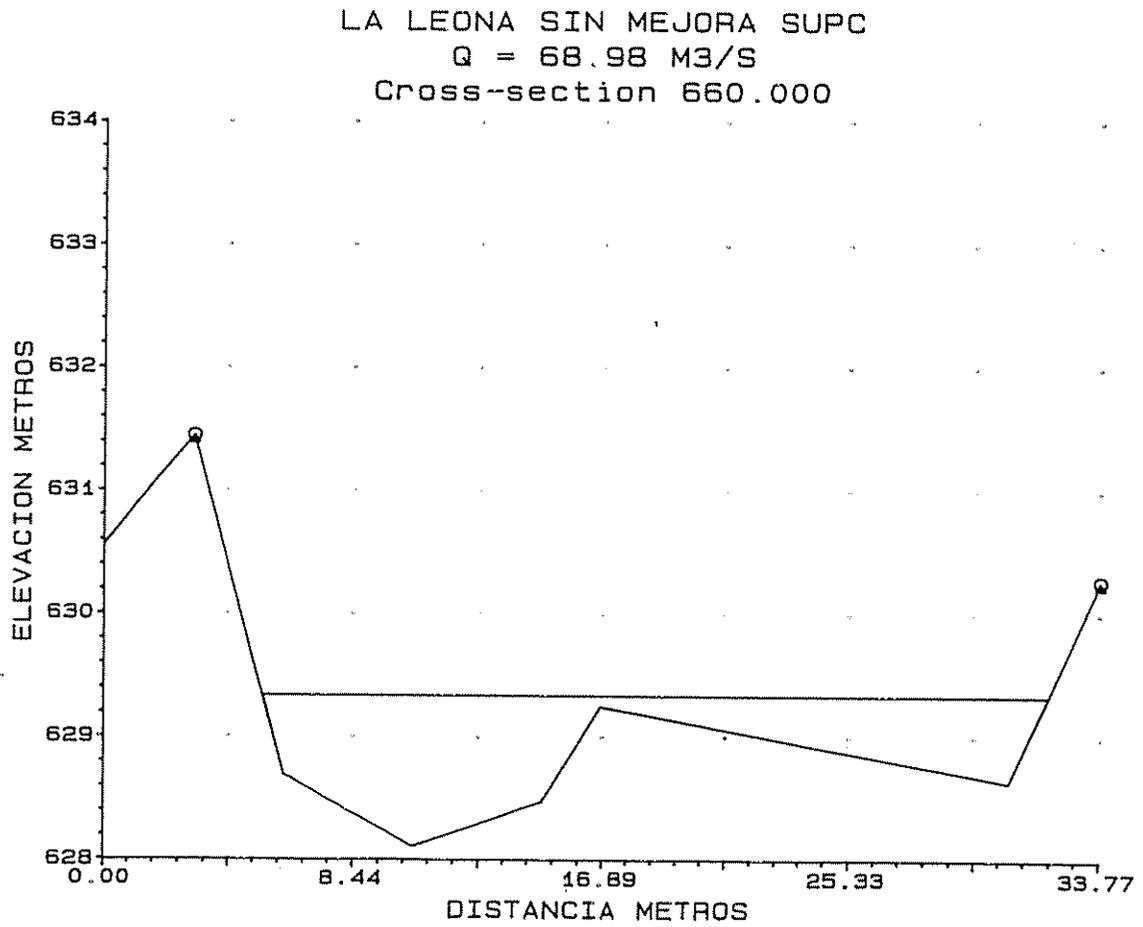


Figura 22g. Sección transversal natural #660 de la quebrada La Leona.

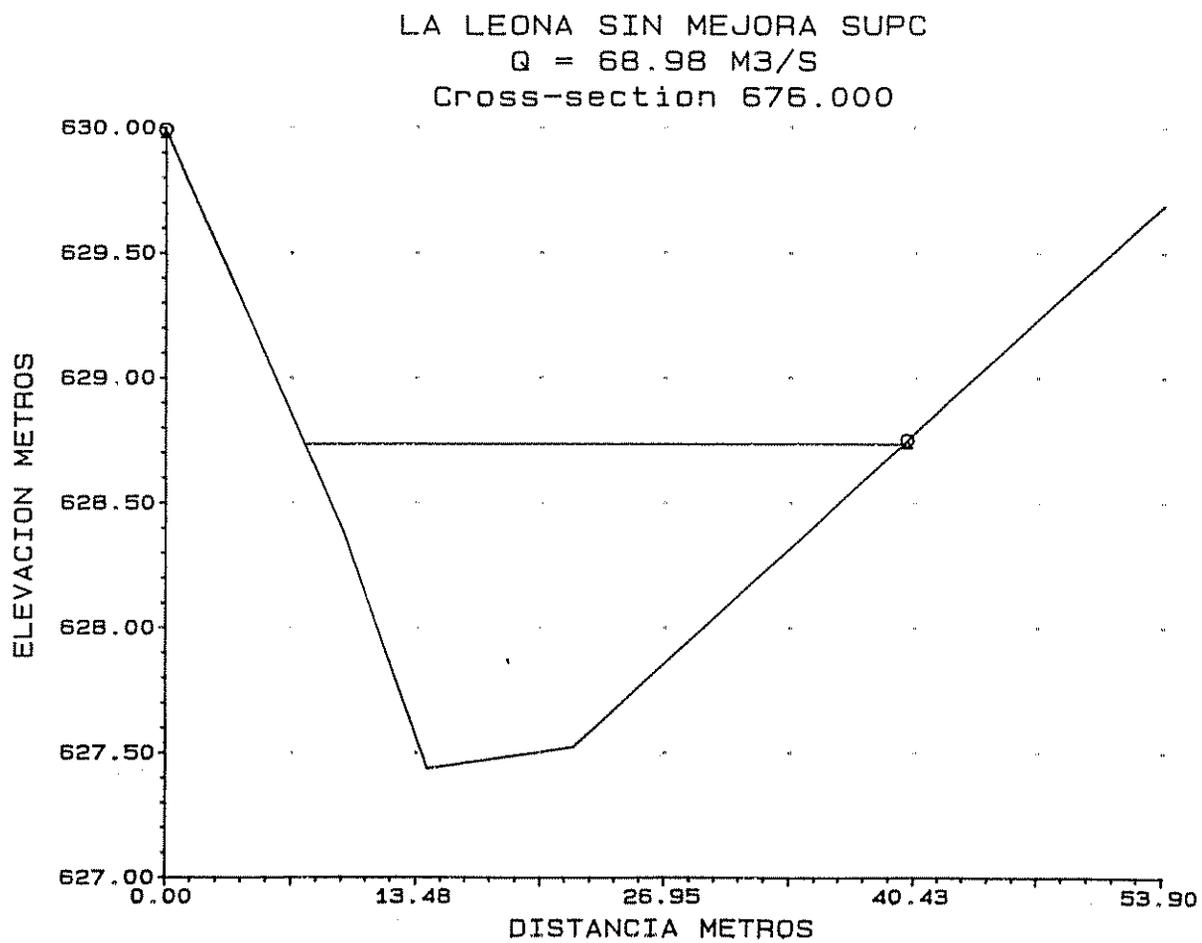


Figura 22h. Sección transversal natural #676 de la quebrada La Leona

– Quebrada La Gata

Quebrada La Gata en condiciones naturales

Los resultados de la modelación hidráulica de la quebrada La Gata, en condiciones naturales, bajo régimen subcrítico y un caudal de diseño de 20.67 m<sup>3</sup>/s se presentan en el Cuadro 27 (Archivo HHGAT1.DAT)

Cuadro 27. Resultados de la modelación hidráulica de la quebrada La Gata.

	SECCO	ELMIN	CWSEL	IHLRQ	RBEL	EG	K*CHSL	VCH	QLOB	QCH	QROB	DEPTH	FRCH
*	496.000	607.35	608.86	.00	610.18	609.21	.00	2.64	.00	20.67	.00	1.51	1.01
*	461.000	607.93	609.70	.00	609.91	609.81	16.96	1.49	.00	20.67	.00	1.76	.44
	406.000	608.19	610.23	.00	609.68	610.39	4.58	1.81	.00	19.96	.71	2.04	.52
*	330.000	609.73	611.44	.00	611.40	611.77	20.22	2.64	1.81	18.86	.00	1.71	.67
*	301.000	609.92	612.04	.00	611.28	612.15	6.76	1.49	.88	19.79	.00	2.12	.40
	260.000	610.34	612.36	.00	611.39	612.54	10.02	1.96	.00	19.32	1.35	2.02	.50
	175.000	611.87	613.57	.00	612.99	613.88	18.11	2.58	.95	18.60	1.12	1.70	.69
*	167.000	611.94	613.87	.00	612.78	613.98	8.64	1.47	.00	18.80	1.87	1.94	.36
	156.000	612.00	613.95	.00	613.01	614.07	5.66	1.88	6.09	10.52	4.06	1.95	.45
	92.000	612.94	614.60	.00	614.55	614.68	14.66	1.41	4.21	12.96	3.50	1.66	.43
*	.000	617.53	618.87	.00	618.84	619.23	50.00	2.65	.00	20.67	.00	1.34	1.02

Los niveles del agua alcanzados en el cauce (perfil y secciones) se muestran en las Figuras 23a-23l.

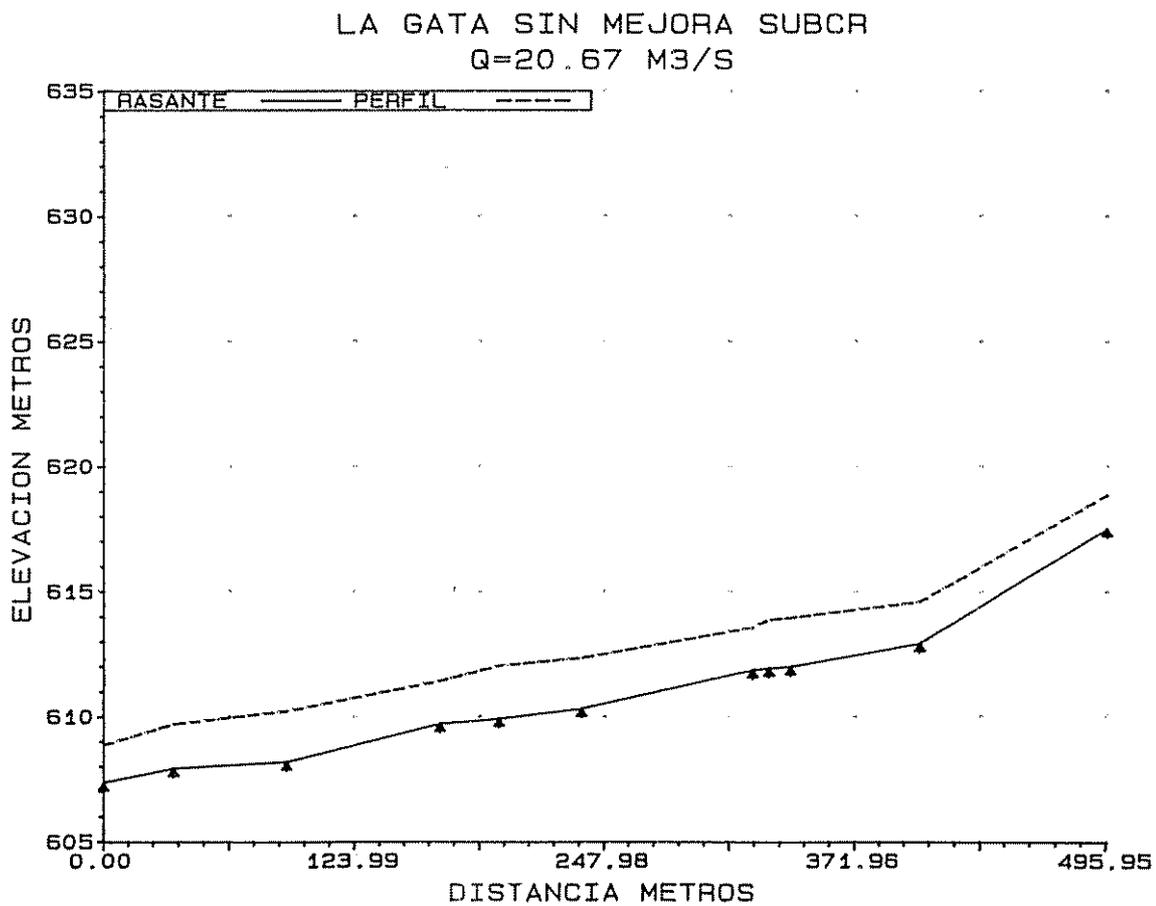


Figura 23a. Perfil natural modelado de la quebrada La Gata.

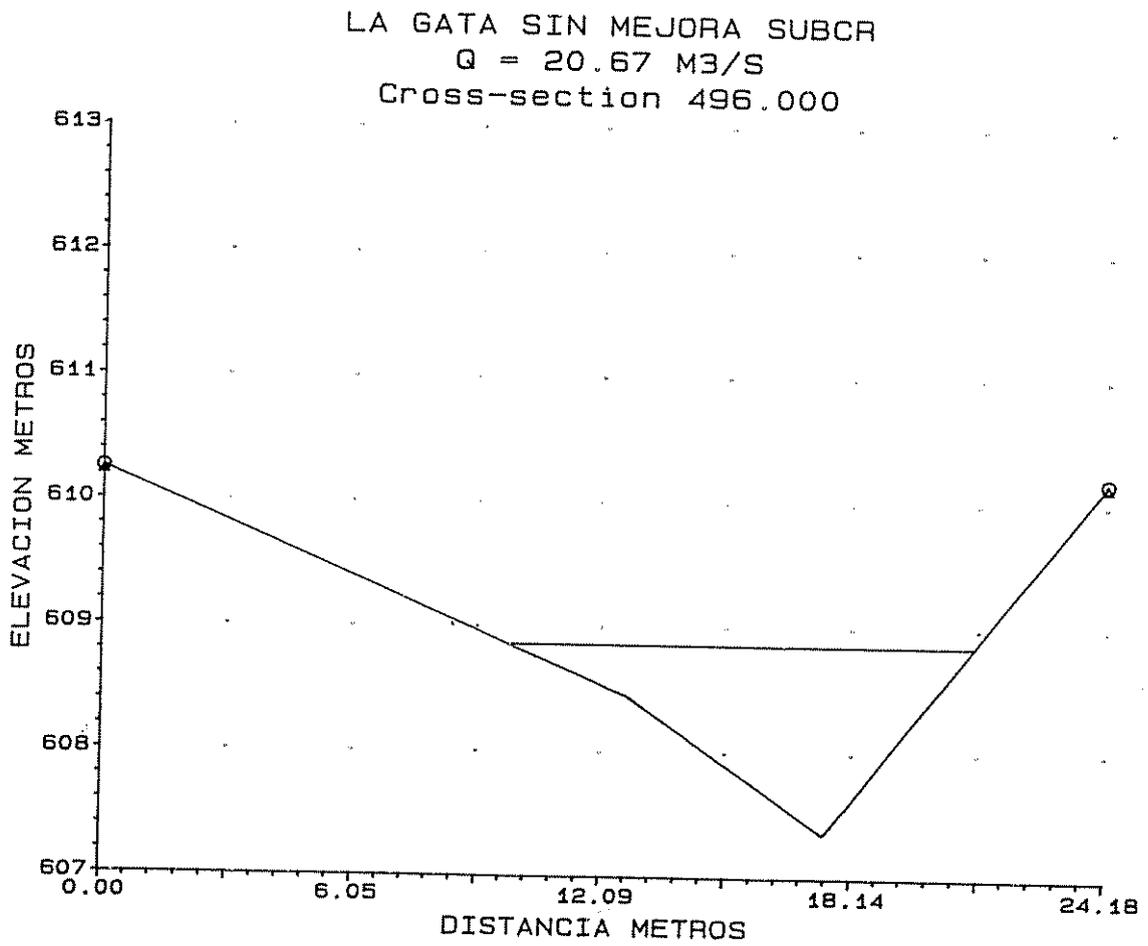


Figura 23b. Sección transversal natural #496 de la quebrada La Gata.

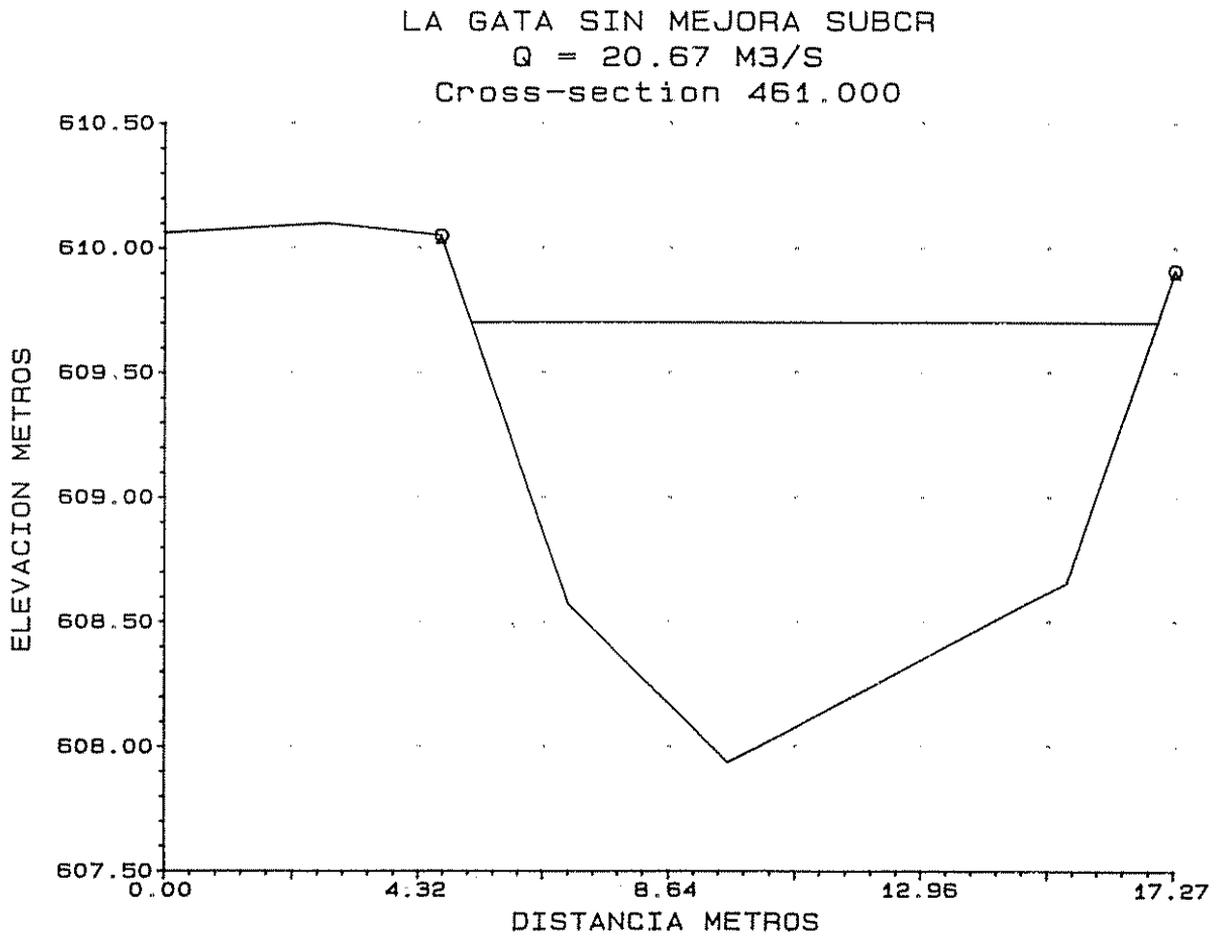


Figura 23c. Sección transversal natural #461 de la quebrada La Gata.

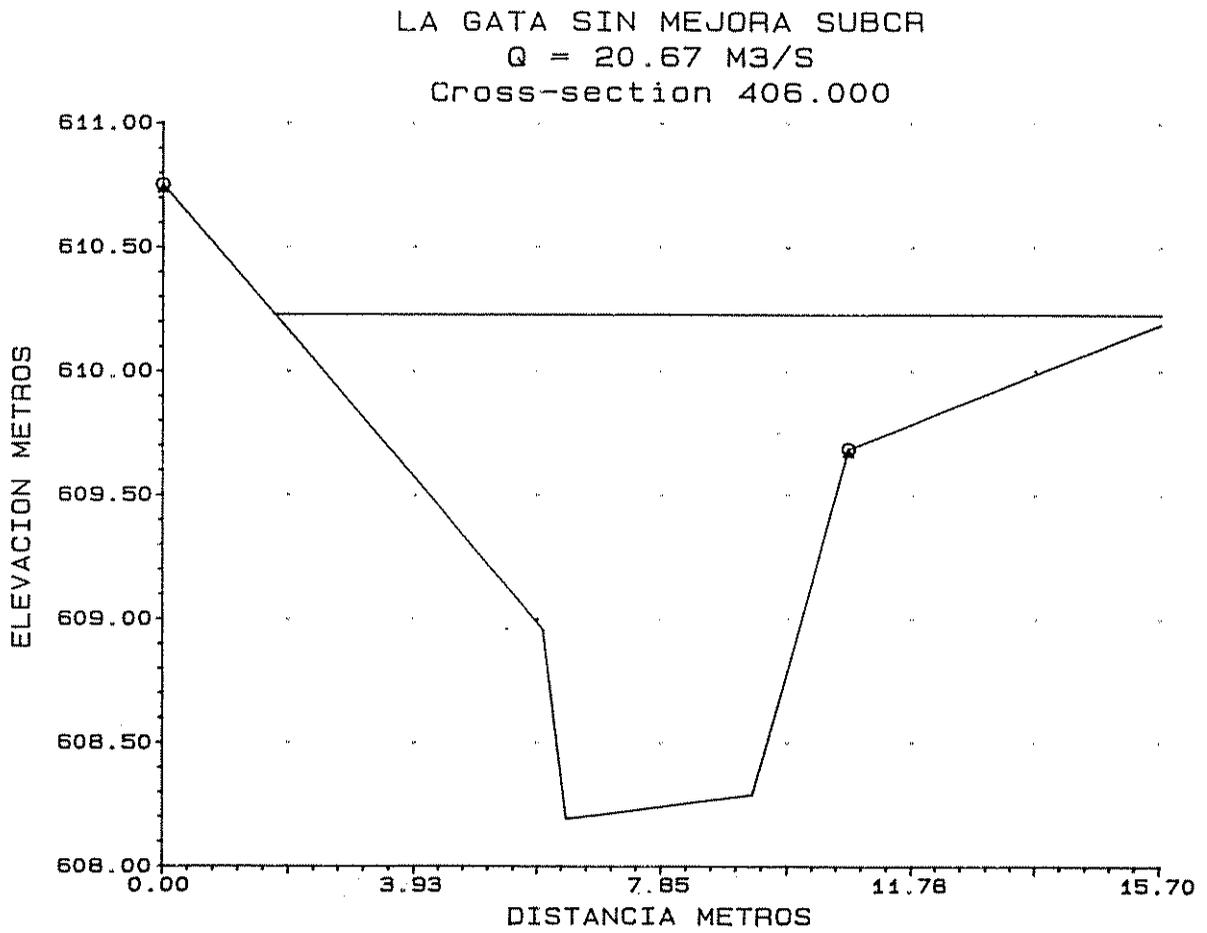


Figura 23d. Sección transversal natural #406 de la quebrada La Gata.

LA GATA SIN MEJORA SUBCR  
Q = 20.67 M3/S  
Cross-section 330.000

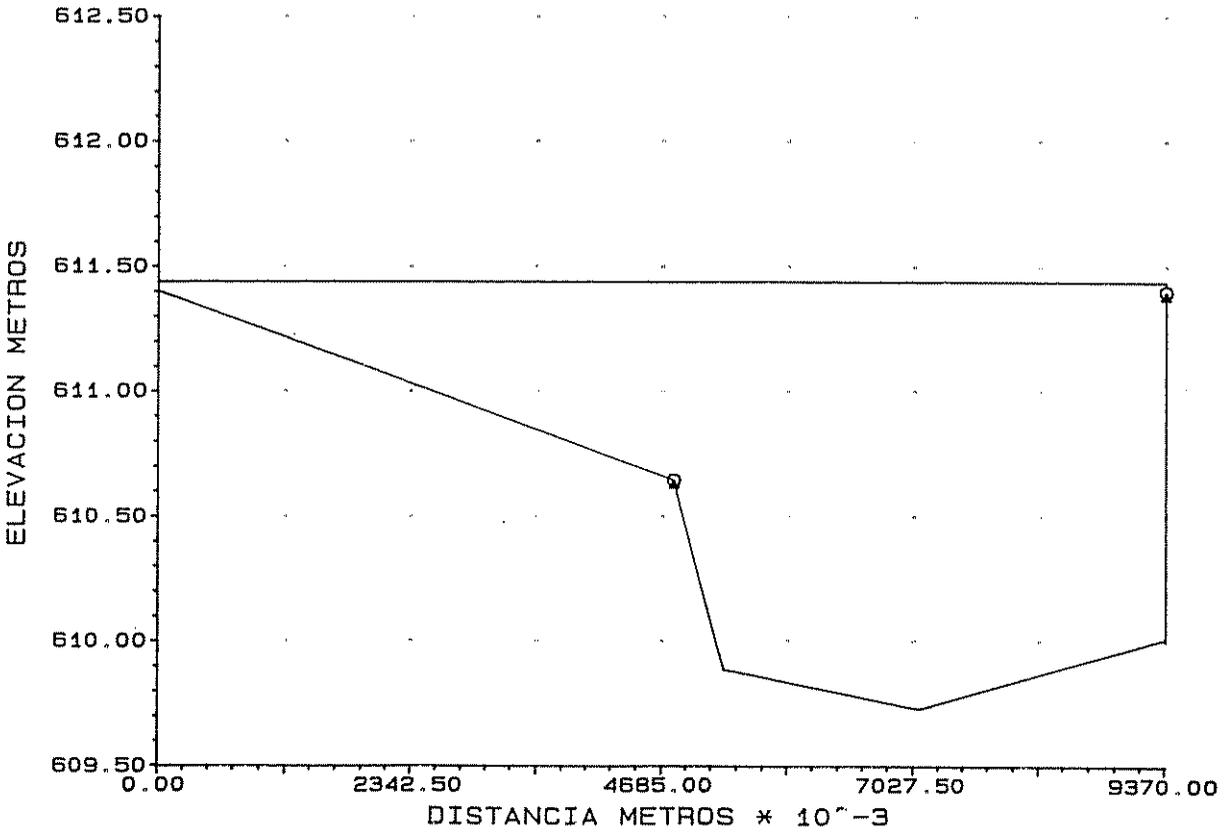


Figura 23e. Sección transversal natural #330 de la quebrada La Gata.

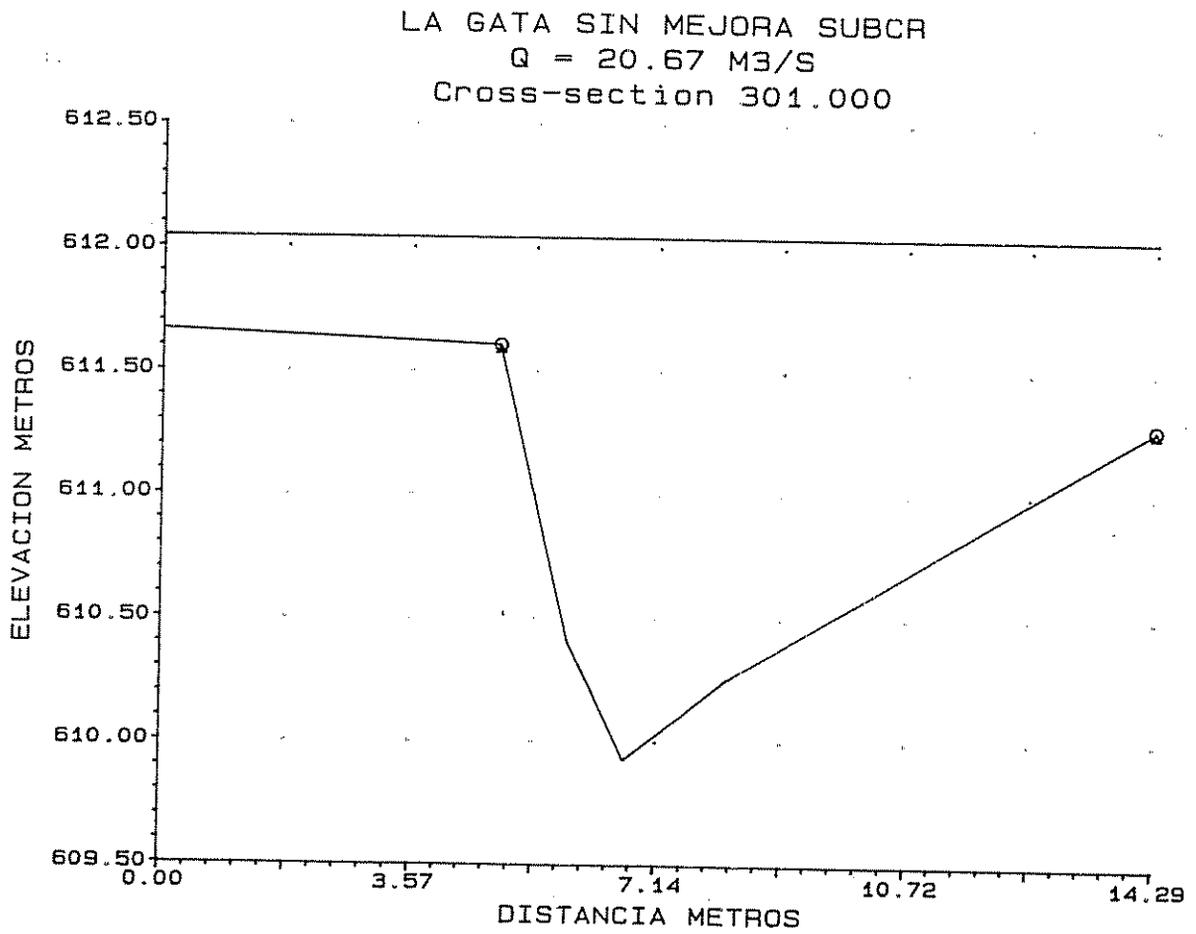


Figura 23f. Sección transversal natural #301 de la quebrada La Gata.

LA GATA SIN MEJORA SUBCR  
Q = 20.67 M3/S  
Cross-section 260.000

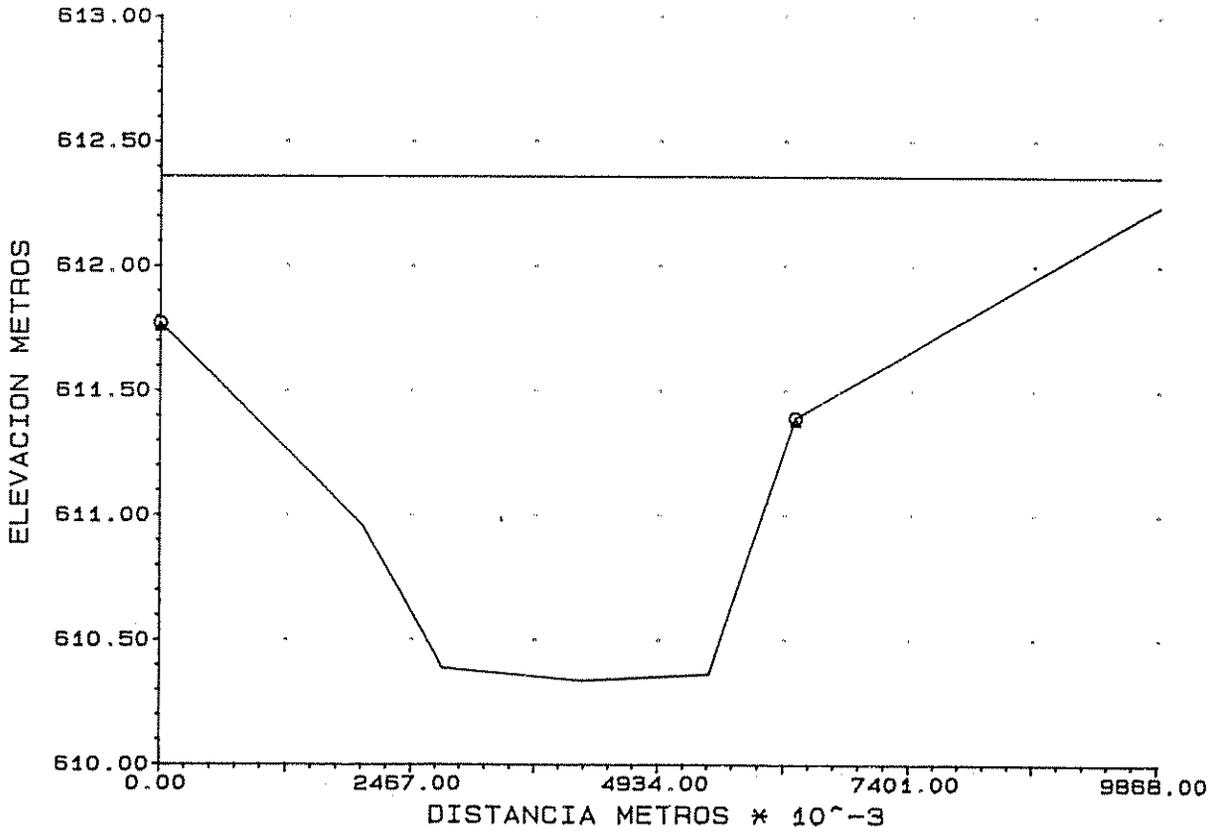


Figura 23g. Sección transversal natural #260 de la quebrada La Gata.

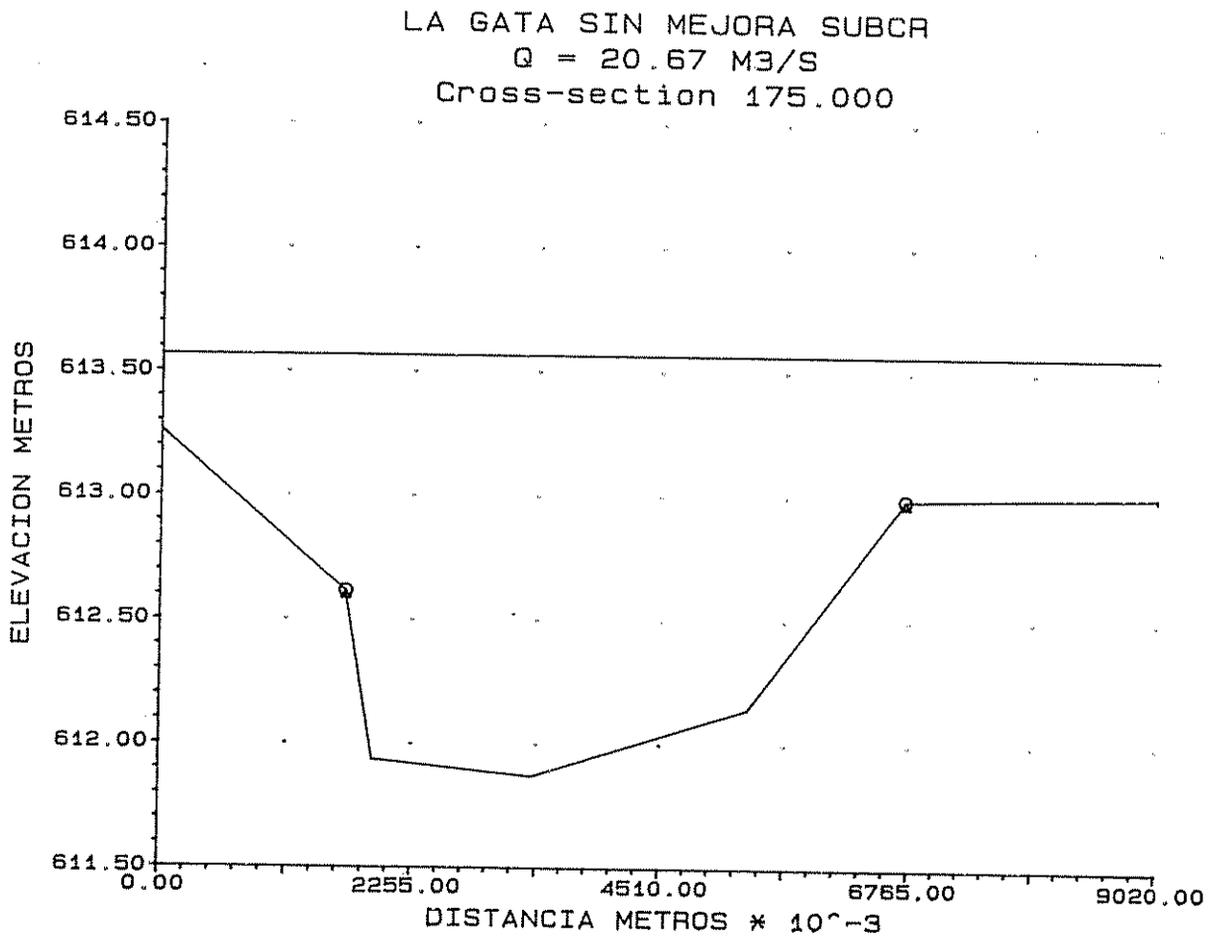


Figura 23h. Sección transversal natural #175 de la quebrada La Gata.

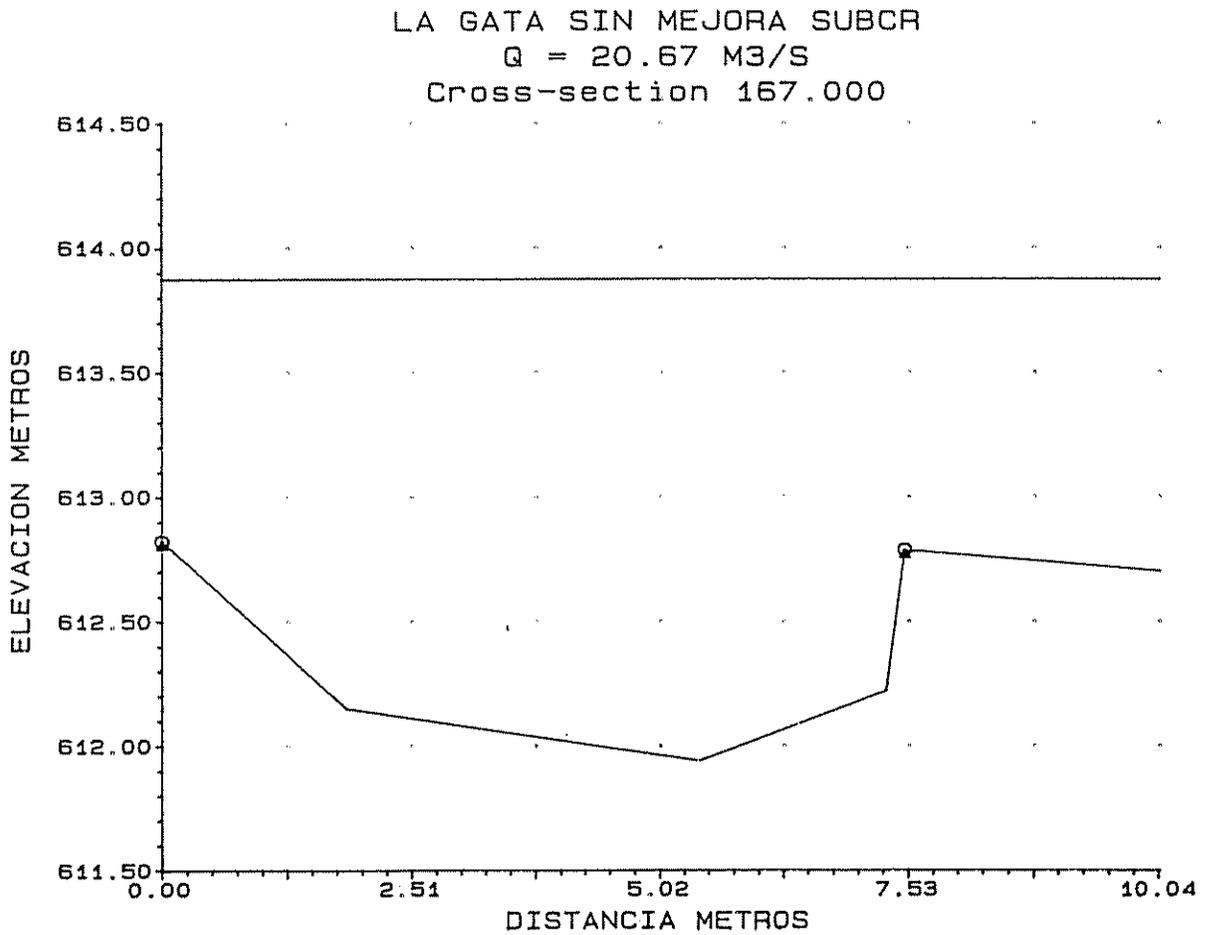


Figura 23i. Sección transversal natural #167 de la quebrada La Gata.

LA GATA SIN MEJORA SUBCR  
 $Q = 20.67 \text{ M}^3/\text{S}$   
 Cross-section 156.000

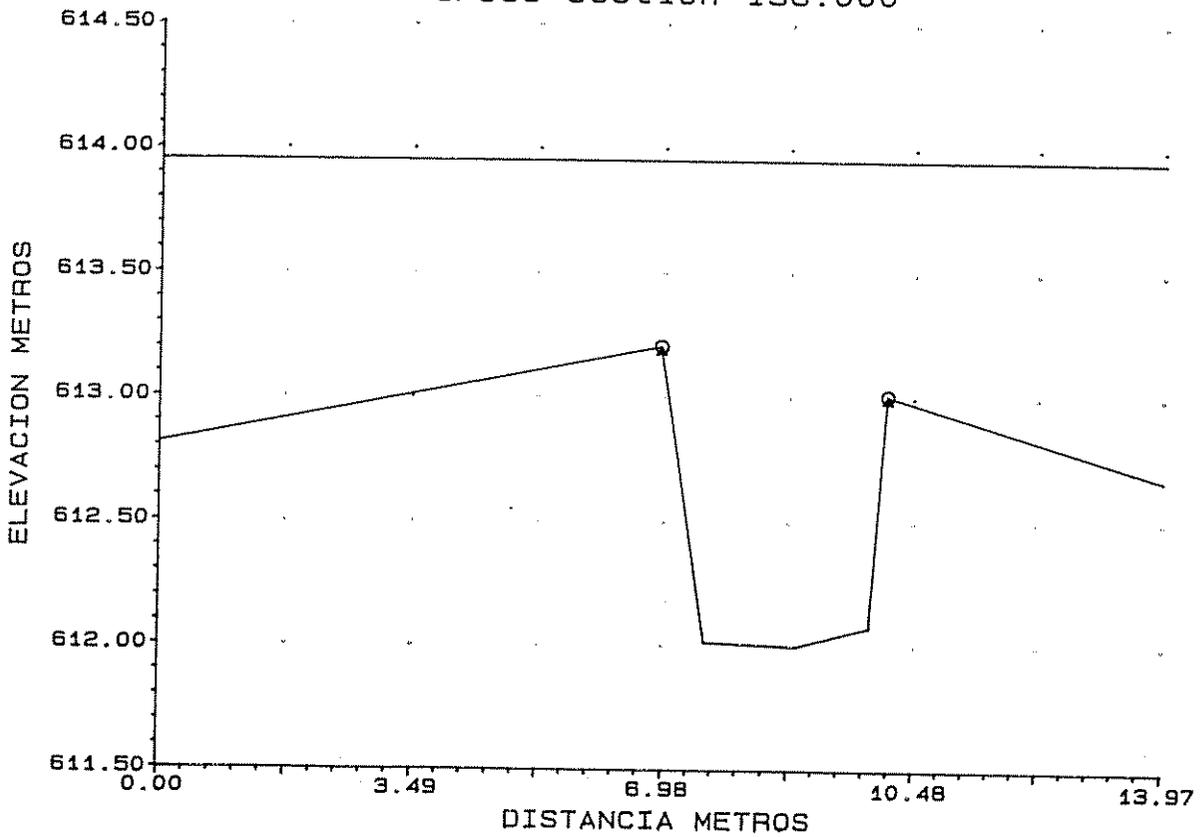


Figura 23j. Sección transversal natural #156 de la quebrada La Gata.

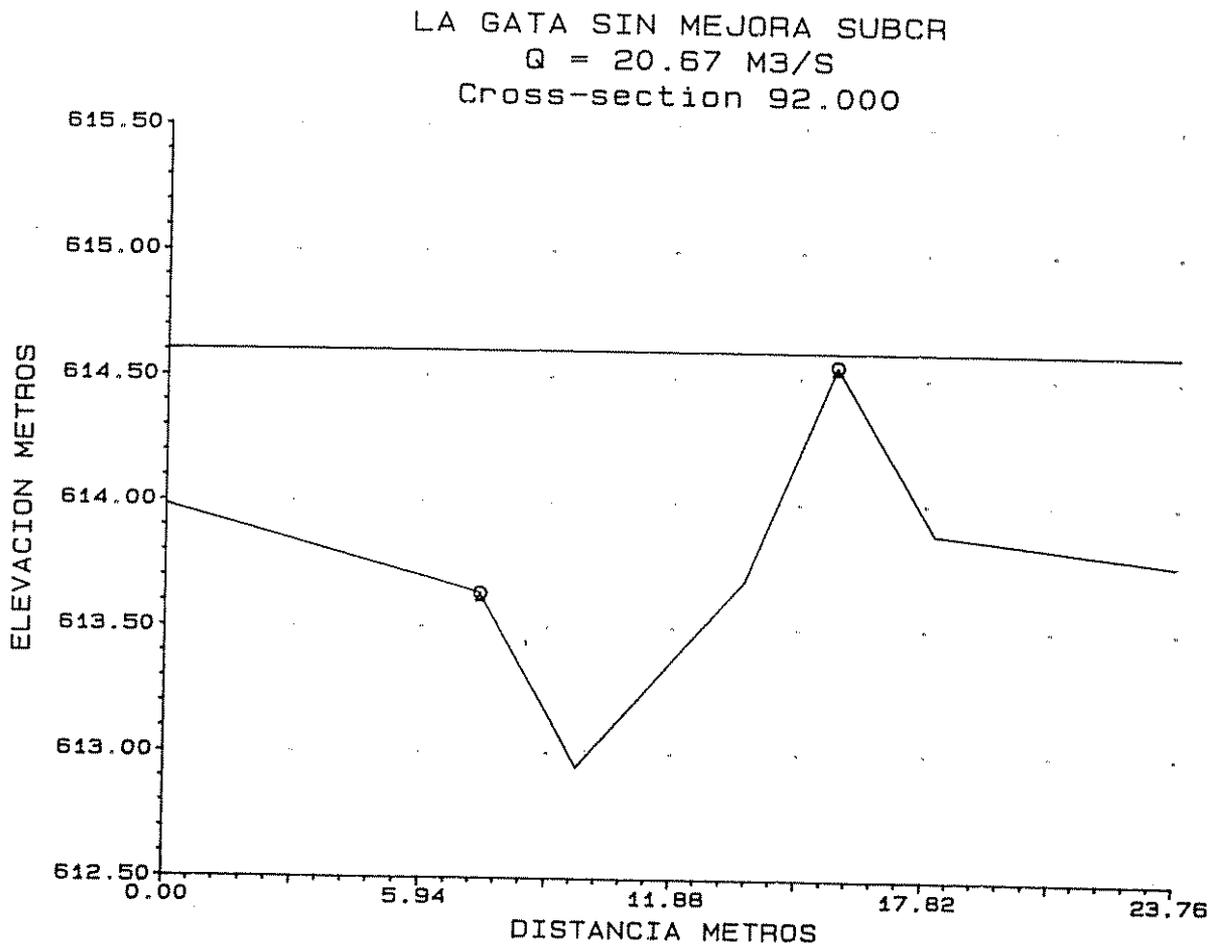


Figura 23k. Sección transversal natural #92 de la quebrada La Gata.

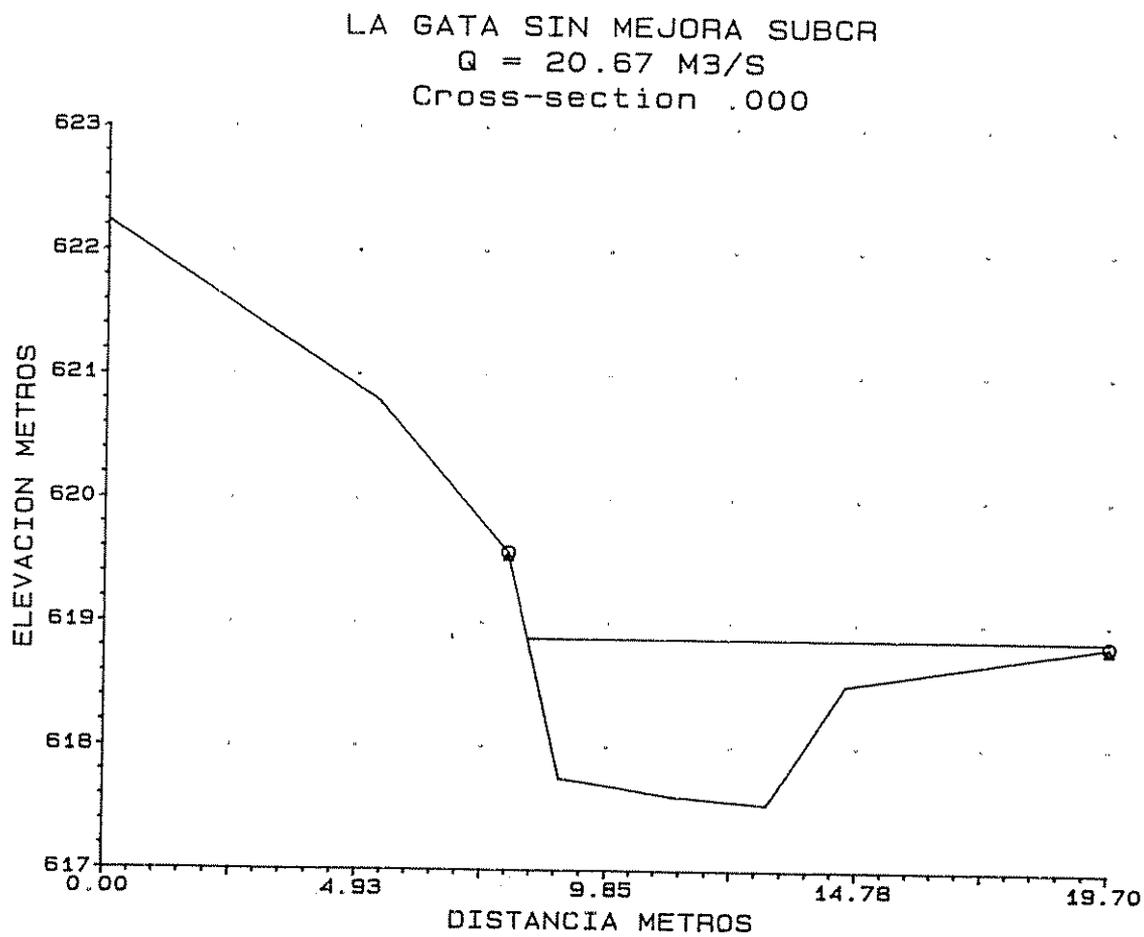


Figura 231. Sección transversal natural #0 de la quebrada La Gata.

### Quebrada La Gata en condiciones mejoradas

Tuvo que recurrirse a la modelación hidráulica de la quebrada La Gata en condiciones de excavación mediante mejoras sucesivas. Estas mejoras consistieron en la ampliación de la plantilla y profundización de la rasante hasta que se obtuvo el transporte seguro del caudal de diseño. La modelación del cauce se hizo bajo régimen subcrítico en todo el perfil y para un caudal máximo de 20.67 m<sup>3</sup>/s correspondiente a un período de retorno de 25 años. En la primera parte de los resultados se incluyen las variables generales que describen el régimen energético e hidráulico del cauce así como los datos de entrada de tipo descriptivo. En la segunda parte se incluyen las variables del cauce mejorado. Los archivos de entrada son: HHIGATA7.DAT y HHIGATA8.DAT. Estos se adjuntan en la sección 8.15 del apéndice.

Los resultados, en condiciones mejoradas del cauce, se presentan en el Cuadro 28.

Cuadro 28. Resultados de la modelación hidráulica de la quebrada La Gata.

SECNO	ELMIN	CWSL	XLBEL	RBEL	EG	K*CHSL	VCH	QLOB	QCH	QROB	DEPTH	PRCH
496.000	607.35	608.86	610.25	610.18	609.21	.00	2.64	.00	20.67	.00	1.51	1.01
461.000	607.65	609.48	610.05	609.91	609.59	8.75	1.44	.00	20.67	.00	1.83	.40
406.000	607.89	609.72	610.75	609.86	609.86	4.31	1.66	.00	20.67	.00	1.83	.45
330.000	609.28	610.46	610.94	611.40	611.00	18.25	3.25	.00	20.67	.00	1.18	1.00
301.000	609.32	611.23	611.66	611.28	611.34	1.58	1.49	.00	20.67	.00	1.91	.43
260.000	609.65	611.43	611.77	612.08	611.58	7.95	1.72	.00	20.67	.00	1.78	.46
175.000	610.92	612.12	612.93	612.93	612.51	14.98	2.76	.00	20.67	.00	1.21	.88
167.000	611.00	612.38	612.82	612.70	612.66	10.26	2.34	.00	20.67	.00	1.38	.70
156.000	611.11	612.55	613.04	612.78	612.80	10.20	2.22	.00	20.67	.00	1.44	.65
92.000	612.65	613.76	613.98	614.55	614.15	23.97	2.77	.00	20.67	.00	1.11	1.00
.000	617.53	618.48	619.57	618.84	618.89	53.16	2.86	.00	20.67	.00	.95	1.00

Cuadro 28 (continuación)

SEENO	ELMIN	CNSRL	CLSTA	BW	VEXR	K*CHSL	VCH	QLOB	QCH	QROB	DEPTH	VEXT
* 496.000	607.35	608.86	.00	.01	.00	.00	2.64	.00	20.67	.00	1.51	.00
* 461.000	607.65	609.48	10.99	5.00	.00	8.75	1.44	.00	20.67	.00	1.83	.00
406.000	607.89	609.72	8.00	5.00	.24	4.31	1.66	.00	20.67	.00	1.83	.24
* 330.000	609.28	610.46	7.08	4.79	.38	18.25	3.25	.00	20.67	.00	1.18	.62
* 301.000	609.32	611.23	7.00	5.00	.19	1.58	1.49	.00	20.67	.00	1.91	.82
260.000	609.65	611.43	4.93	5.00	.37	7.95	1.72	.00	20.67	.00	1.78	1.19
* 175.000	610.92	612.12	4.51	5.00	.82	14.98	2.76	.00	20.67	.00	1.21	2.01
167.000	611.00	612.38	5.02	5.00	.07	10.26	2.34	.00	20.67	.00	1.38	2.08
156.000	611.11	612.55	8.52	5.00	.10	10.20	2.22	.00	20.67	.00	1.44	2.18
* 92.000	612.65	613.76	7.85	5.00	.48	23.97	2.77	.00	20.67	.00	1.11	2.66
* .000	617.53	618.48	13.79	5.00	.35	53.16	2.86	.00	20.67	.00	.95	3.01

Los niveles del agua alcanzados en el cauce mejorado (perfil y secciones) se muestran en las Figuras 24a-24l.

Los resultados para un período de retorno de 1.282 y 4.23 años se incluyen en el anexo.

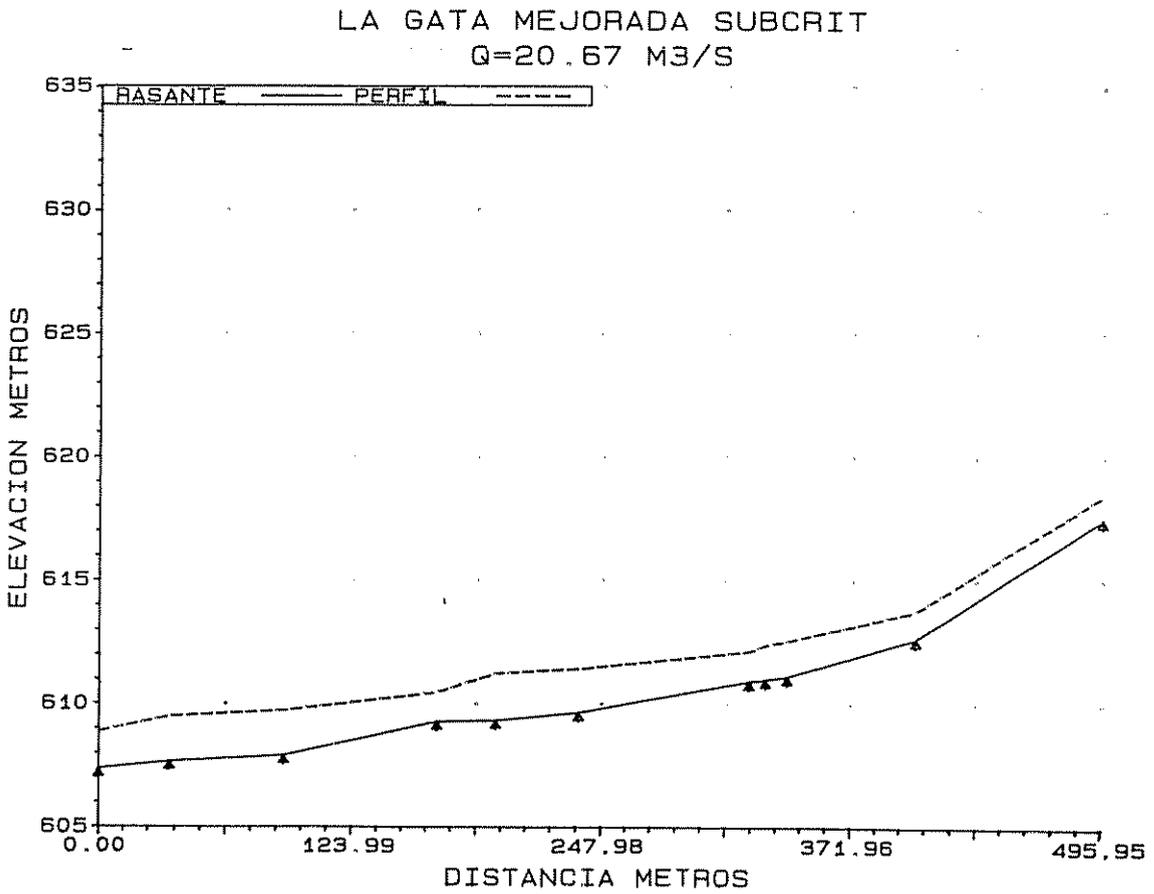


Figura 24a. Perfil mejorado de la quebrada La Gata.

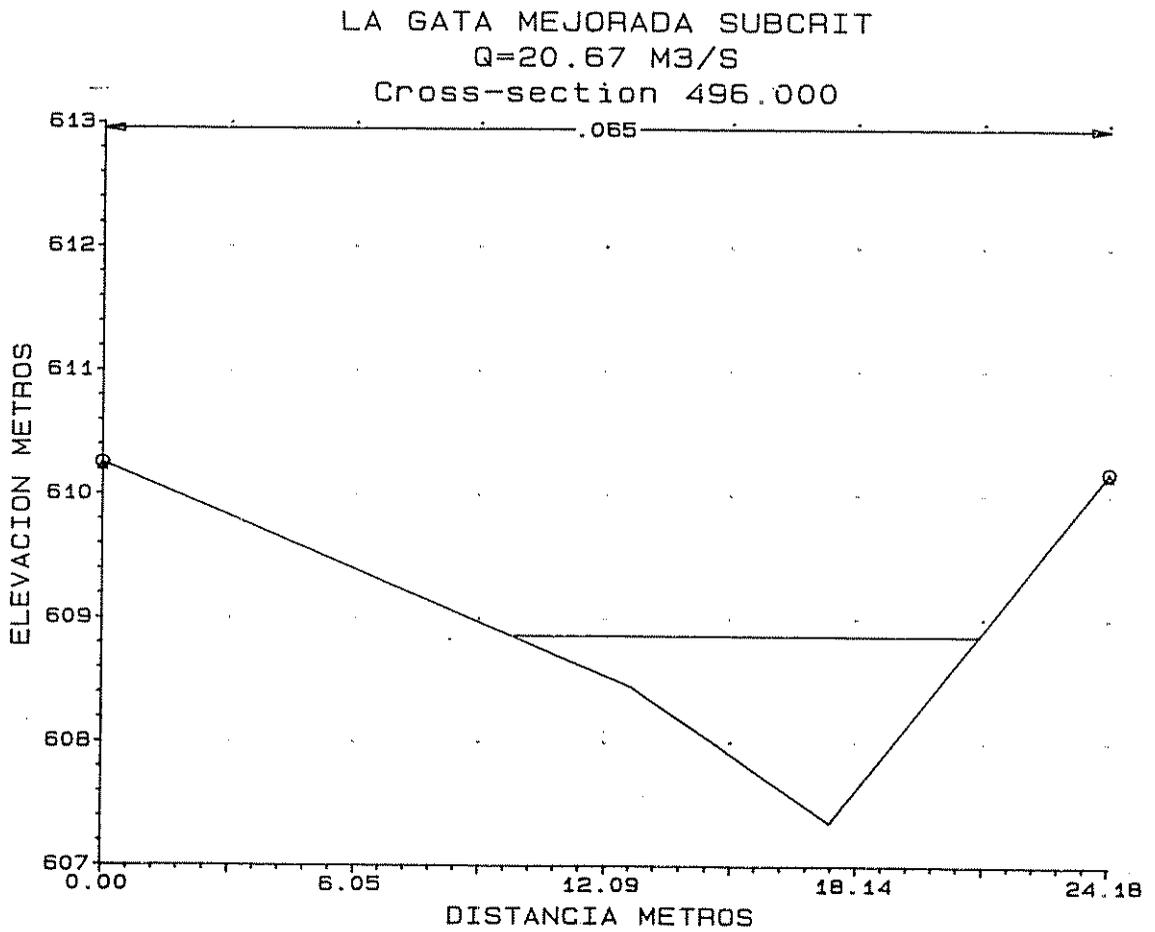


Figura 24b. Sección transversal natural #496 de la quebrada La Gata.



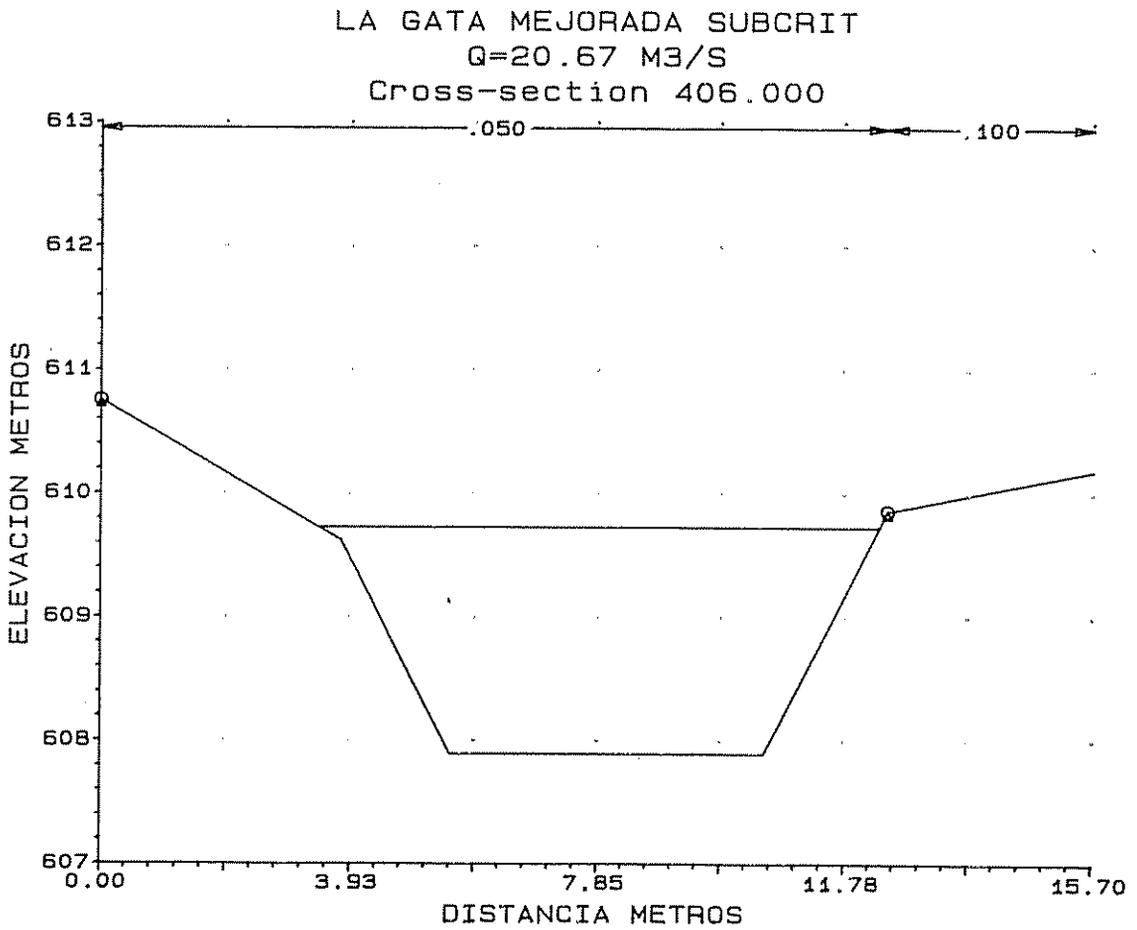


Figura 24d. Sección transversal mejorada #406 de la quebrada La Gata.

LA GATA MEJORADA SUBCRIT  
 Q=20.67 M3/S  
 Cross-section 330.000

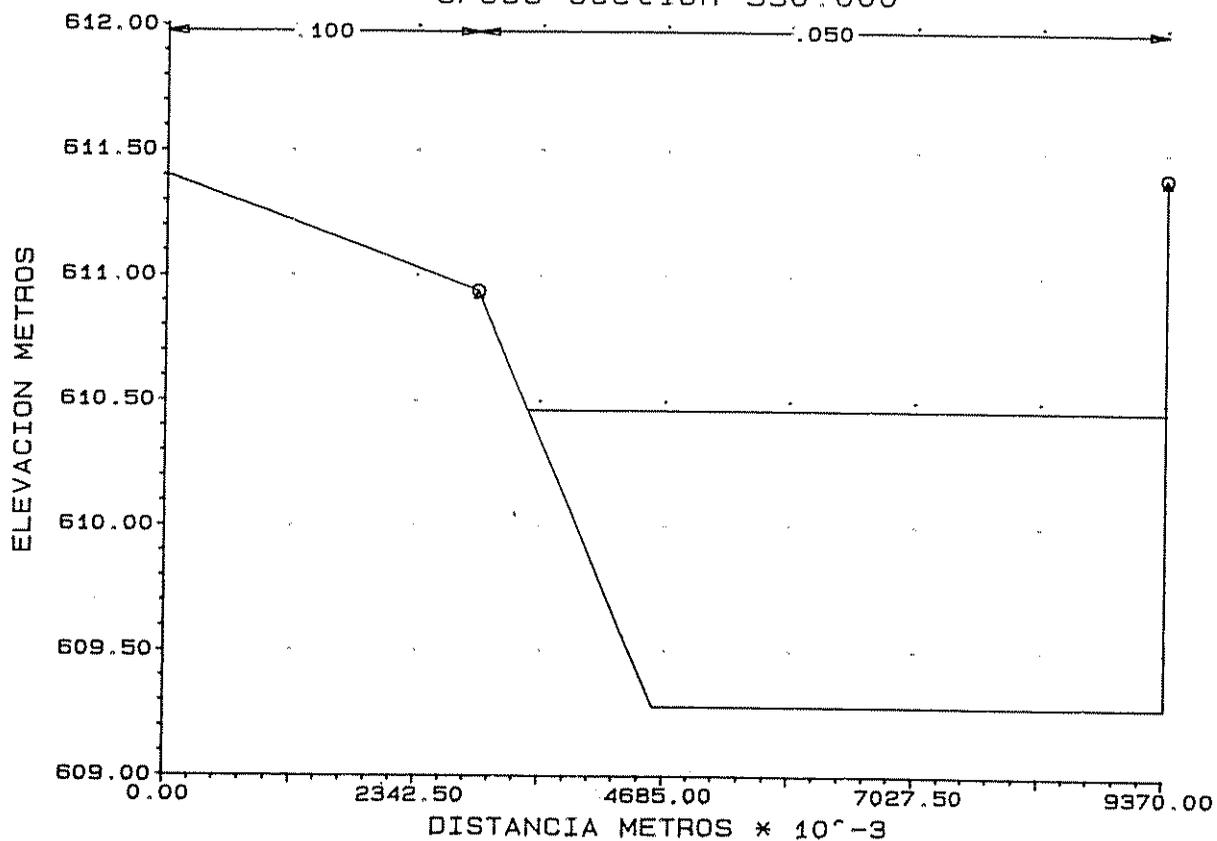


Figura 24e. Sección transversal mejorada #330 de la quebrada La Gata.

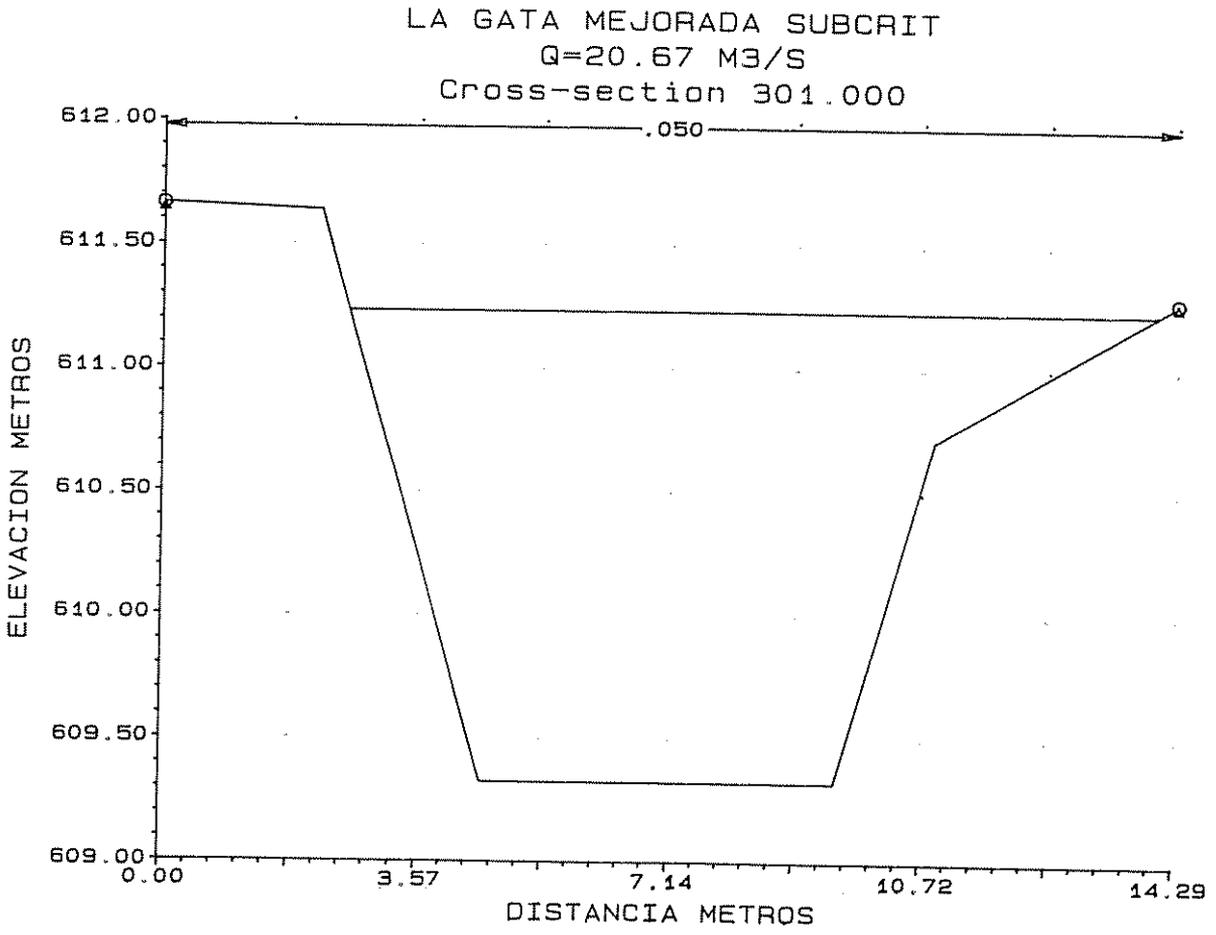


Figura 24f. Sección transversal mejorada #301 de la quebrada La Gata.

LA GATA MEJORADA SUBCRIT  
Q=20.67 M3/S  
Cross-section 260.000

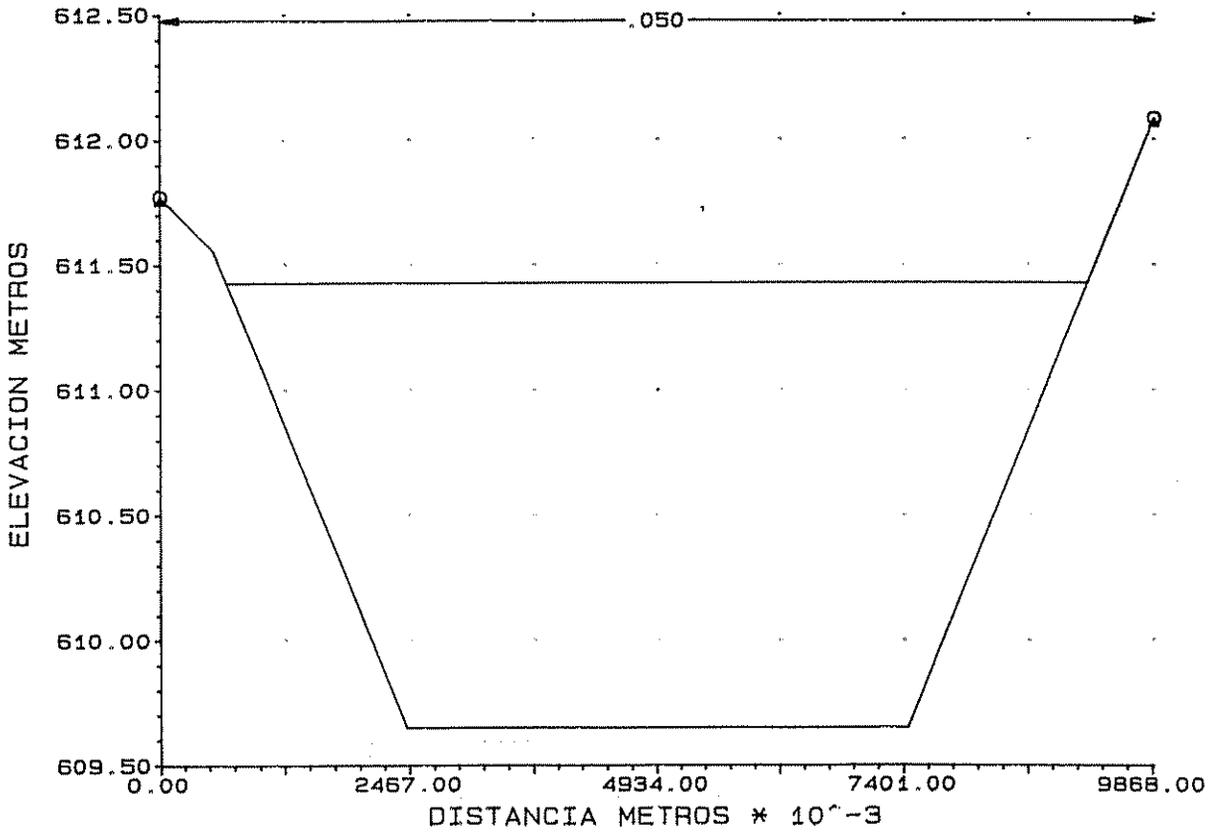


Figura 24g. Sección transversal mejorada #260 de la quebrada La Gata.

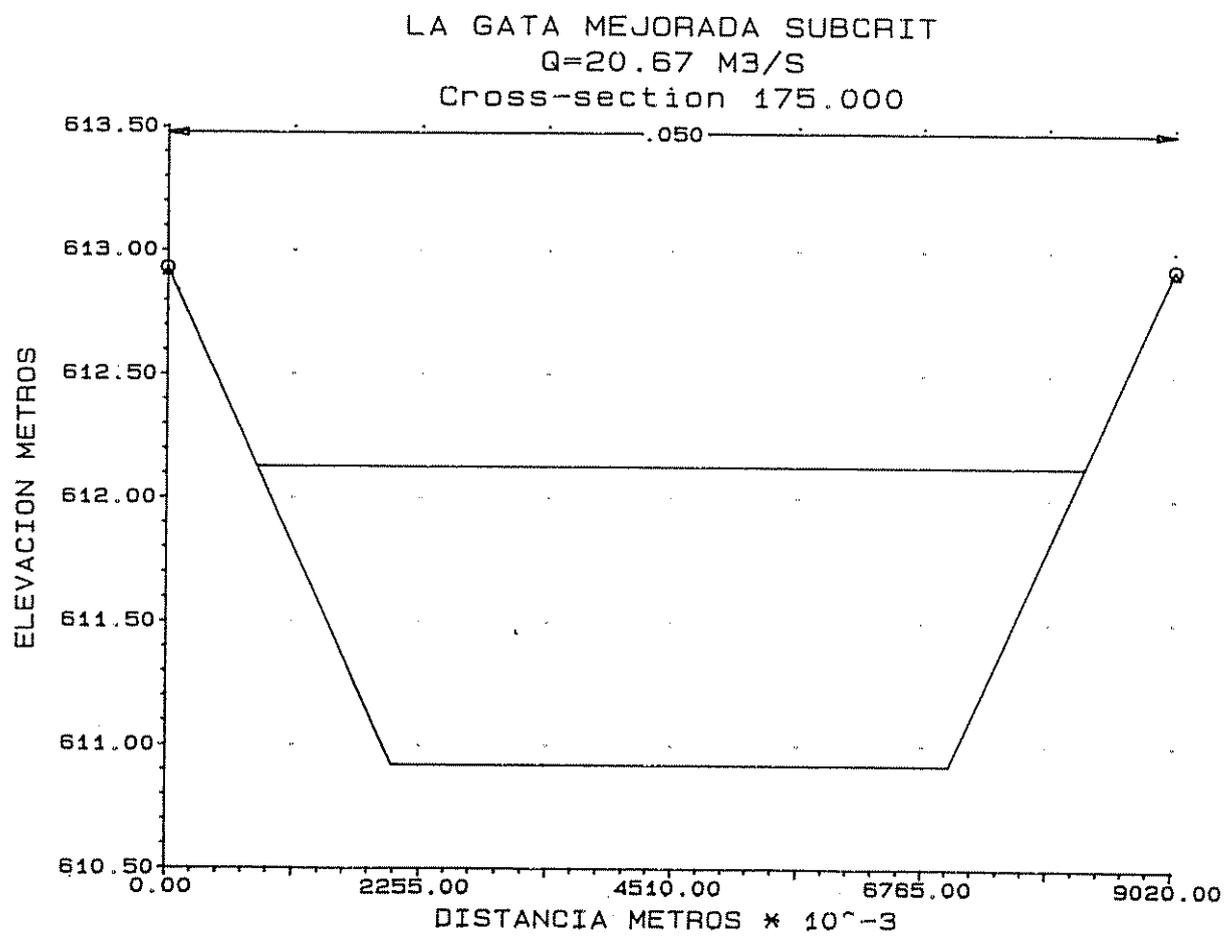


Figura 24h. Sección transversal mejorada #175 de la quebrada La Gata.

LA GATA MEJORADA SUBCRIT  
Q=20.67 M<sup>3</sup>/S  
Cross-section 167.000

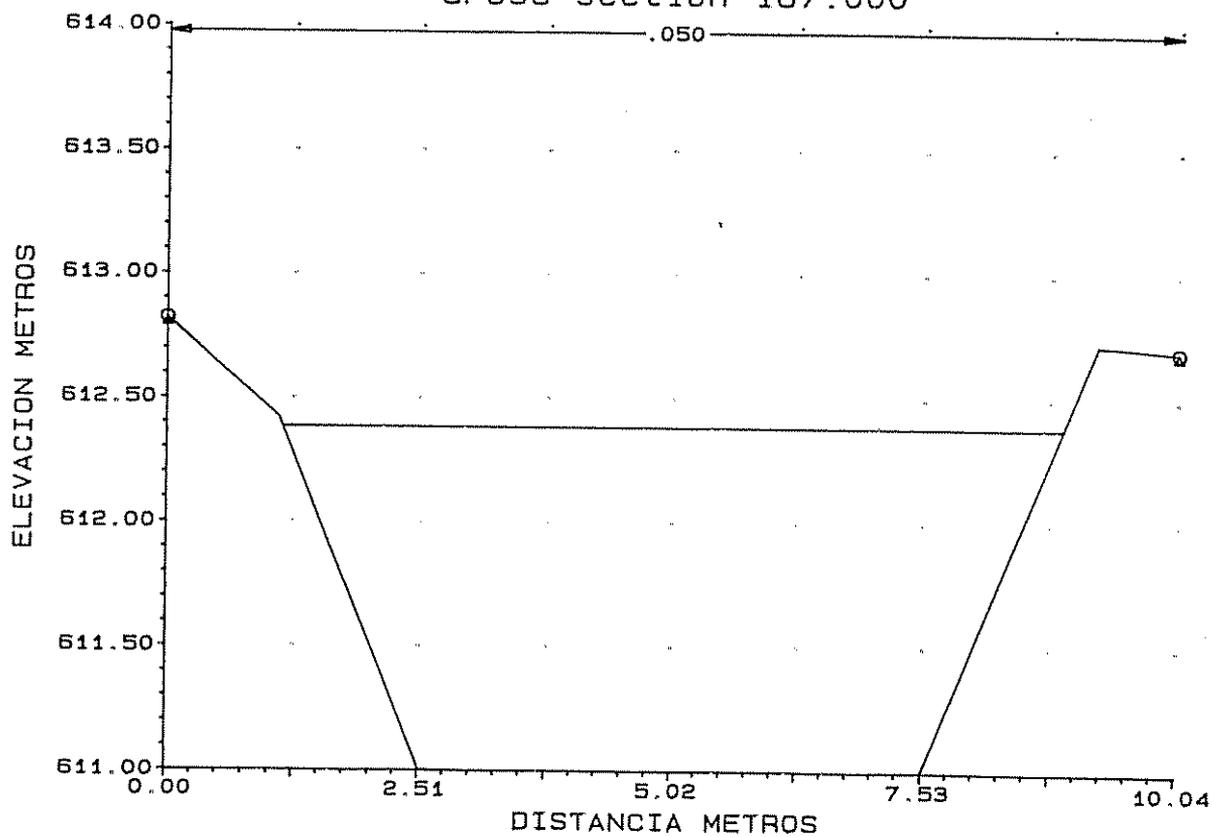


Figura 24i. Sección transversal mejorada #167 de la quebrada La Gata.

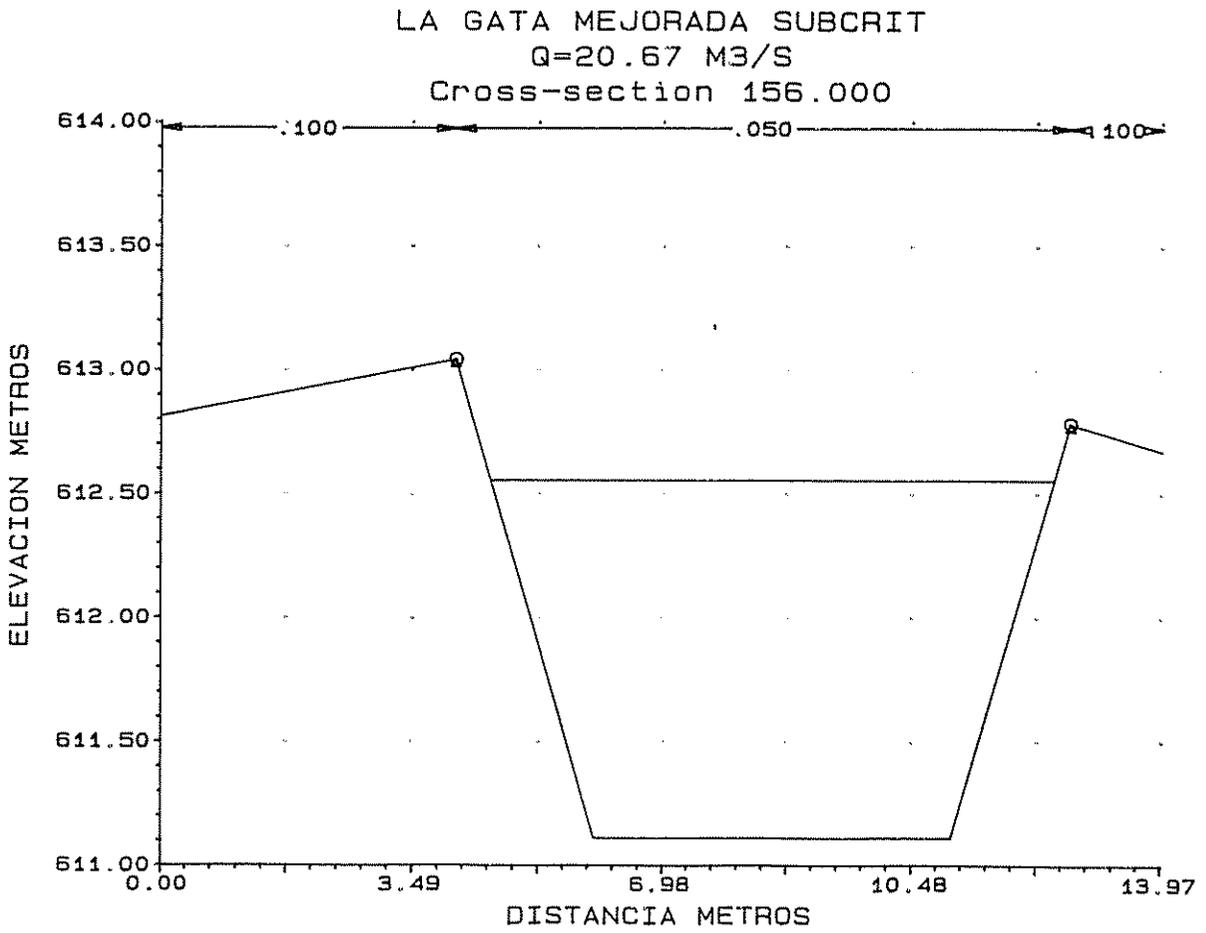


Figura 24j. Sección transversal mejorada #156 de la quebrada La Gata.

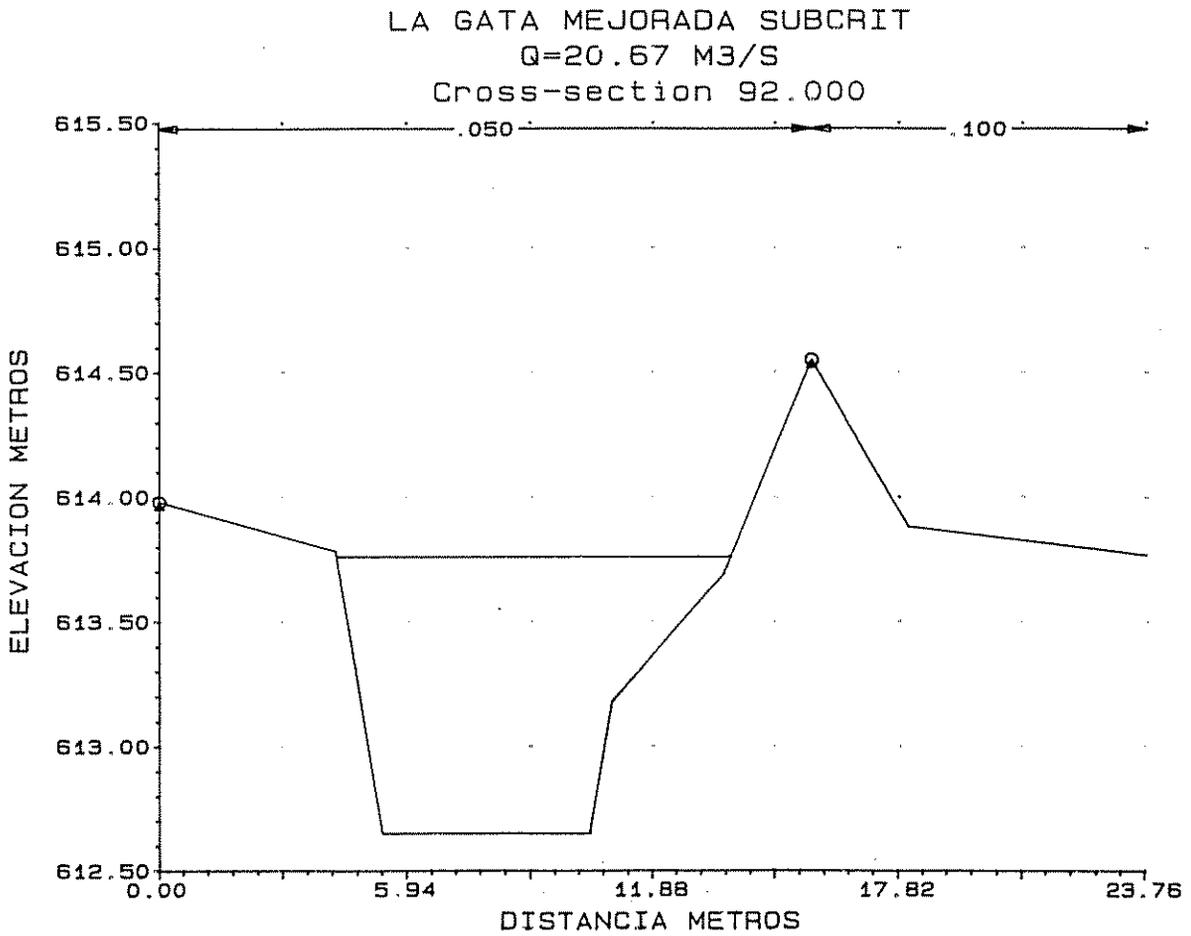


Figura 24k. Sección transversal mejorada #92 de la quebrada La Gata.

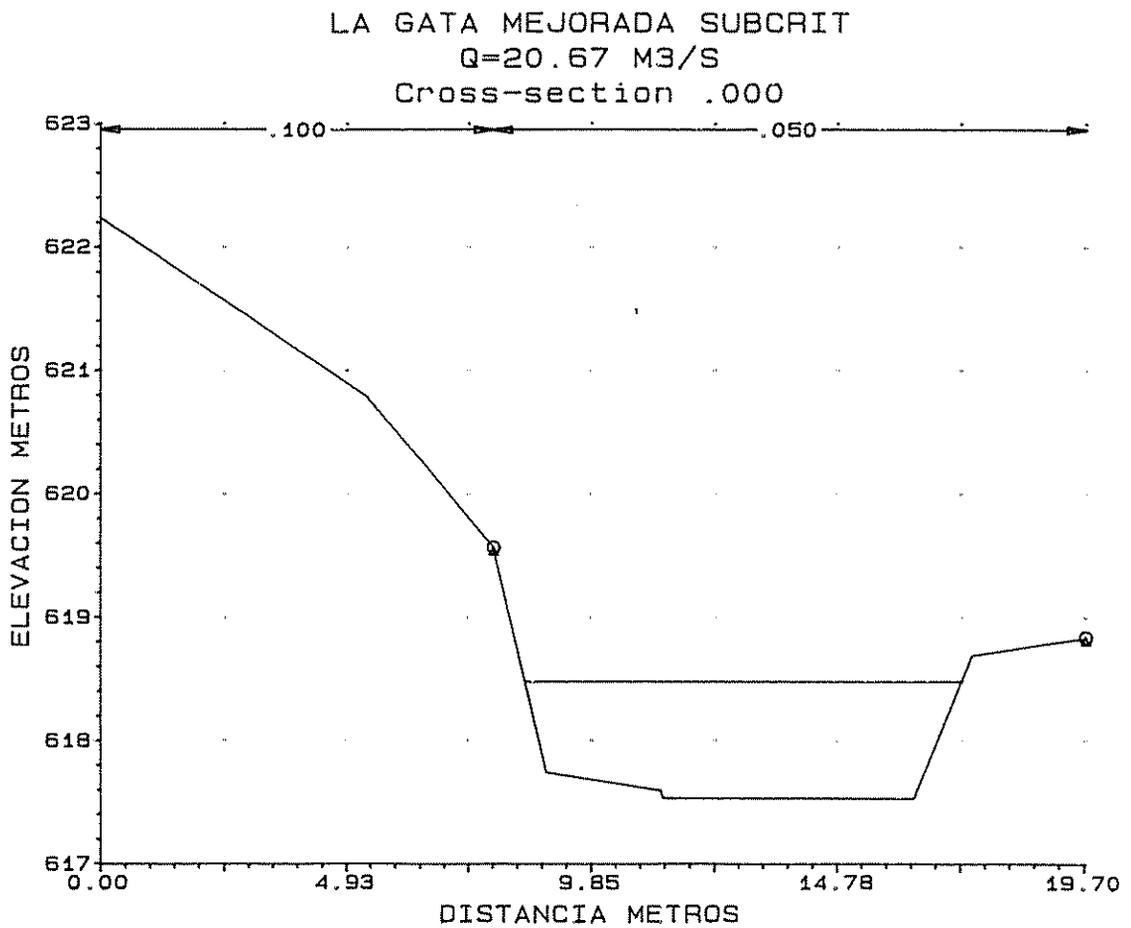


Figura 241. Sección transversal mejorada #0 de la quebrada La Gata.

- Quebrada La Danta

La modelación hidráulica de la quebrada La Danta, se realizó en condiciones naturales, bajo régimen supercrítico y para un caudal de diseño de 25.48 m<sup>3</sup>/s. Los resultados se presentan en el cuadro 29 (Archivo HHDAN2C.DAT)

Cuadro 29. Resultados de la modelación hidráulica de la quebrada La Danta.

SECNO	ELMIN	CWSEL	XLBEL	RBEL	EG	K*CHSL	VCH	QLOB	QCH	QROB	DEPTH	FRCH
.000	633.76	635.06	635.41	636.05	635.60	.00	3.25	.00	25.48	.00	1.31	1.10
73.000	629.45	630.64	631.97	632.79	631.16	-58.93	3.20	.00	25.48	.00	1.19	1.15
245.000	617.03	618.36	619.38	620.43	619.02	-72.21	3.59	.00	25.48	.00	1.33	1.23
350.000	611.35	612.87	614.11	614.38	613.31	-54.04	2.95	.00	25.48	.00	1.52	1.00
417.000	607.62	608.81	609.62	609.70	609.36	-55.94	3.29	.00	25.48	.00	1.19	1.20
429.000	606.84	608.87	609.86	609.90	609.56	-65.19	3.71	.00	25.48	.00	2.02	1.00
448.000	606.33	608.77	608.98	609.09	609.31	-26.48	3.25	.00	25.48	.00	2.44	1.00

Los niveles del agua alcanzados en el cauce (perfil y secciones) se muestran en las Figuras 25a-25h.

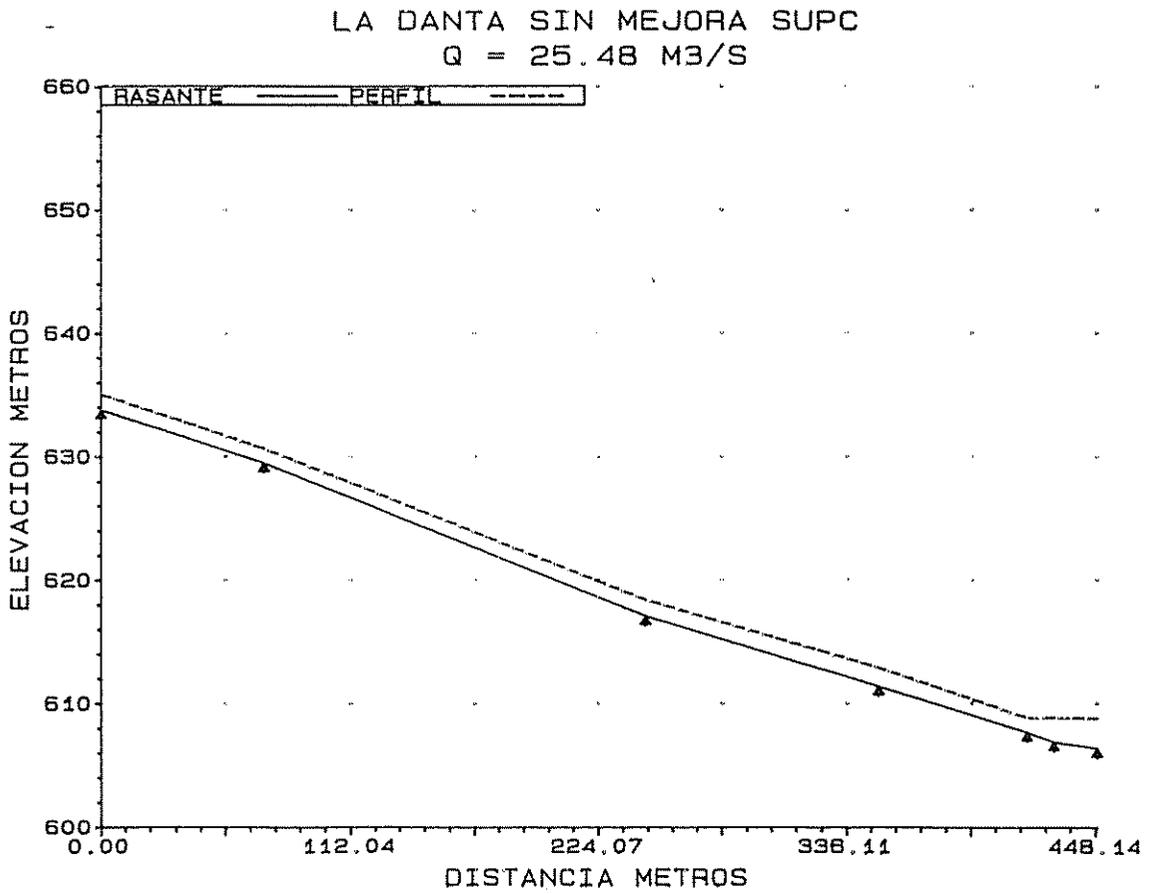


Figura 25a. Perfil natural modelado de la quebrada La Danta.

LA DANTA SIN MEJORA SUPC  
Q = 25.48 M3/S  
Cross-section .000

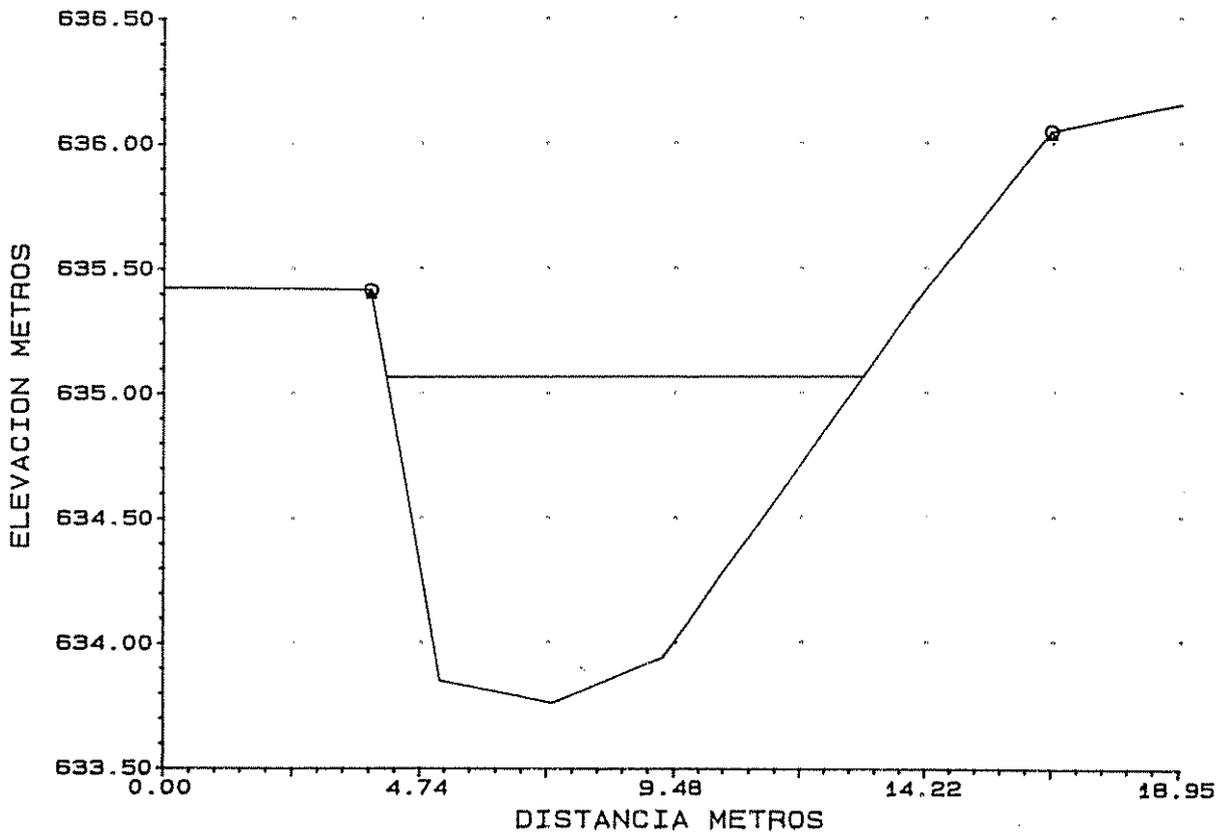


Figura 25b. Sección transversal natural #0 de la quebrada La Danta.

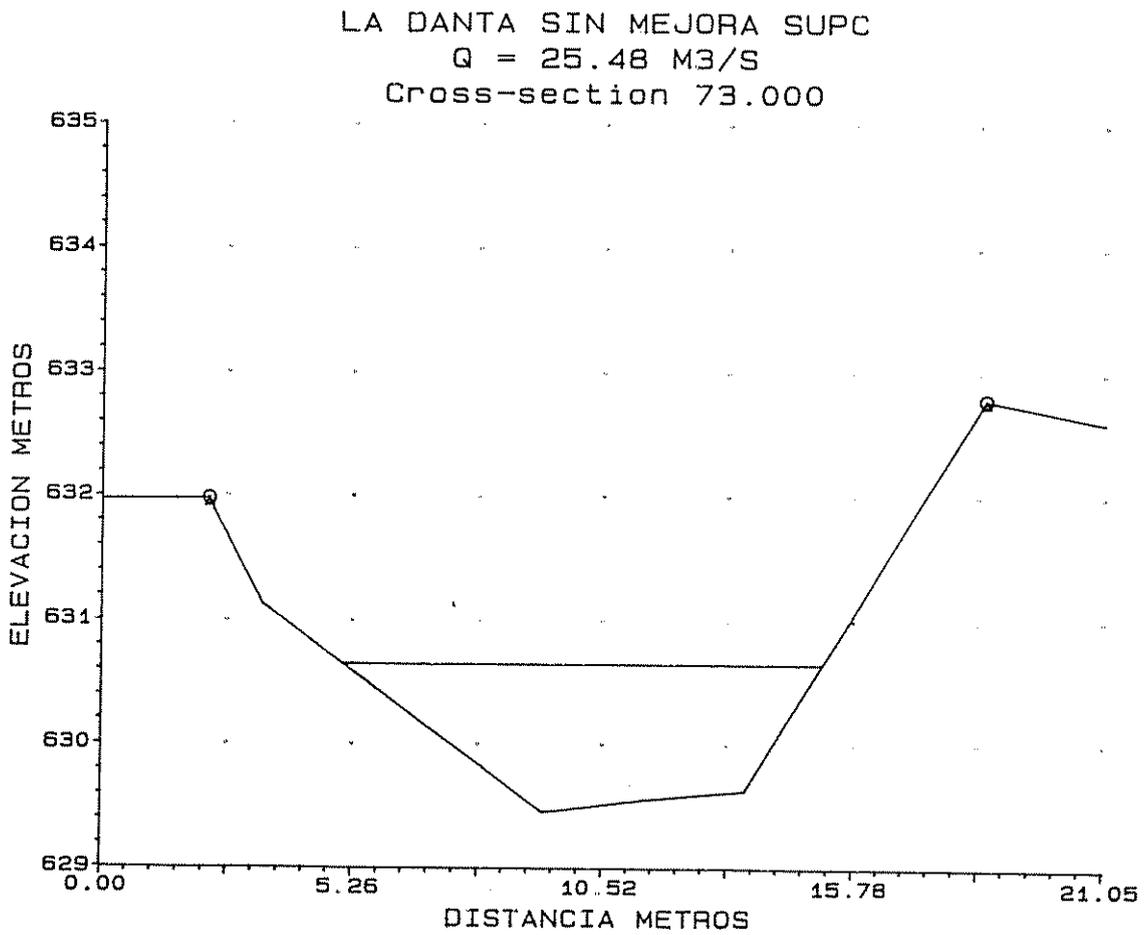


Figura 25c. Sección transversal natural #73 de la quebrada La Danta.

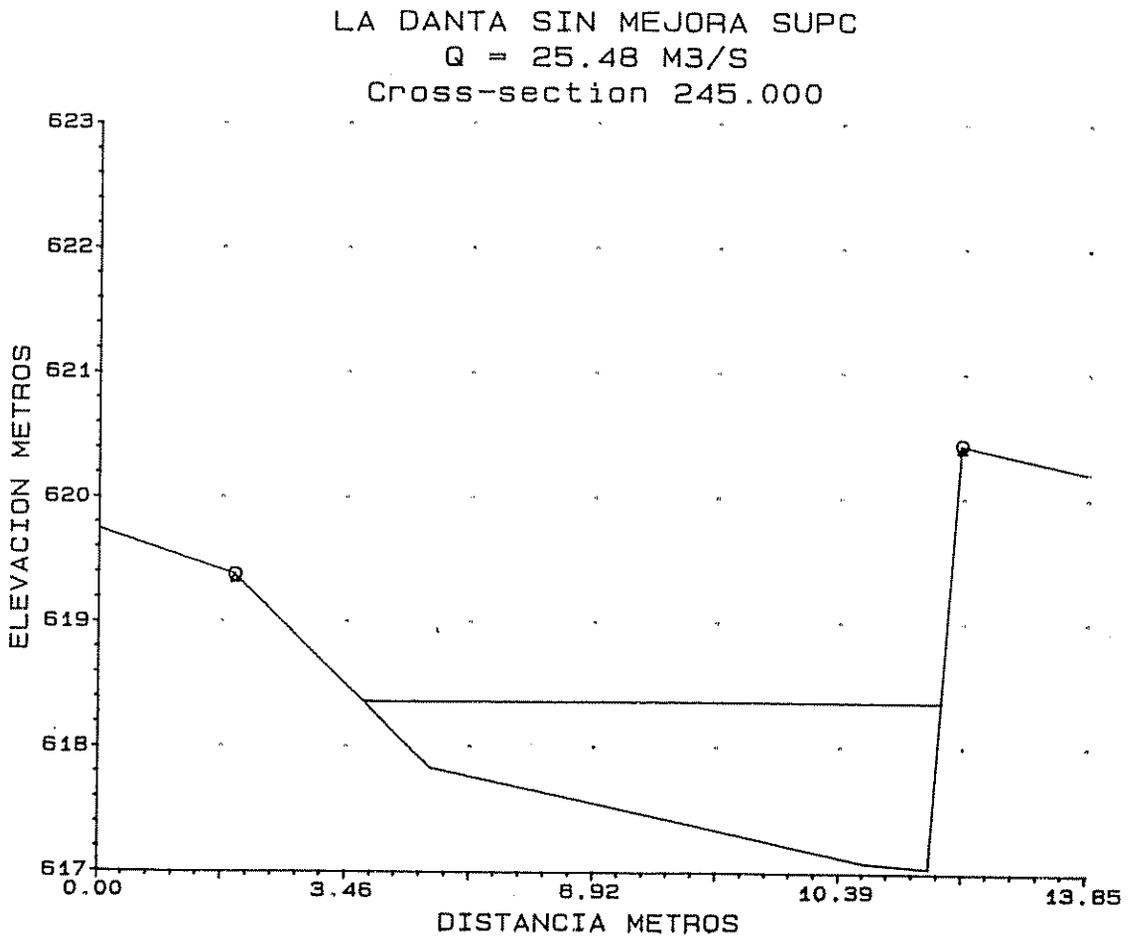


Figura 25d. Sección transversal natural #245 de la quebrada La Danta.

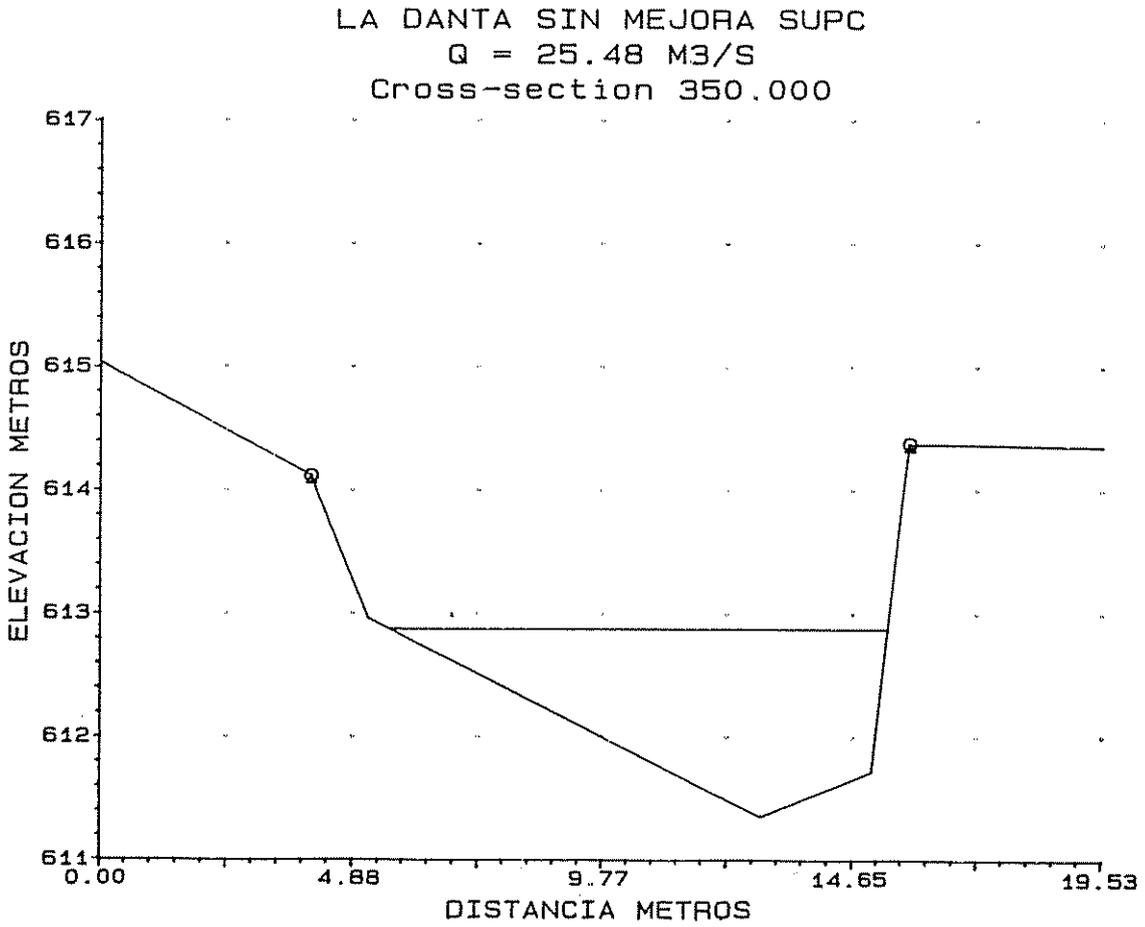


Figura 25e. Sección transversal natural #350 de la quebrada La Danta.

LA DANTA SIN MEJORA SUPC  
Q = 25.48 M3/S  
Cross-section 417.000

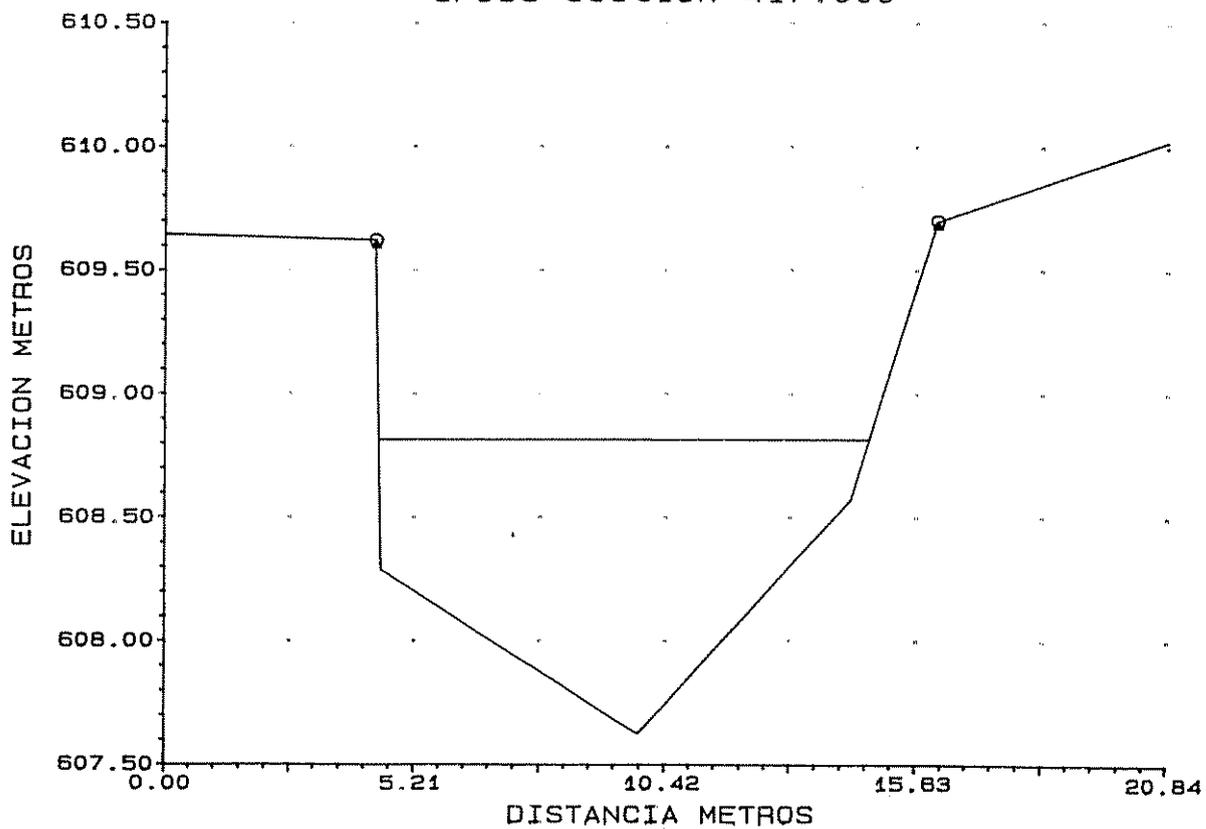


Figura 25f. Sección transversal natural #417 de la quebrada La Danta.

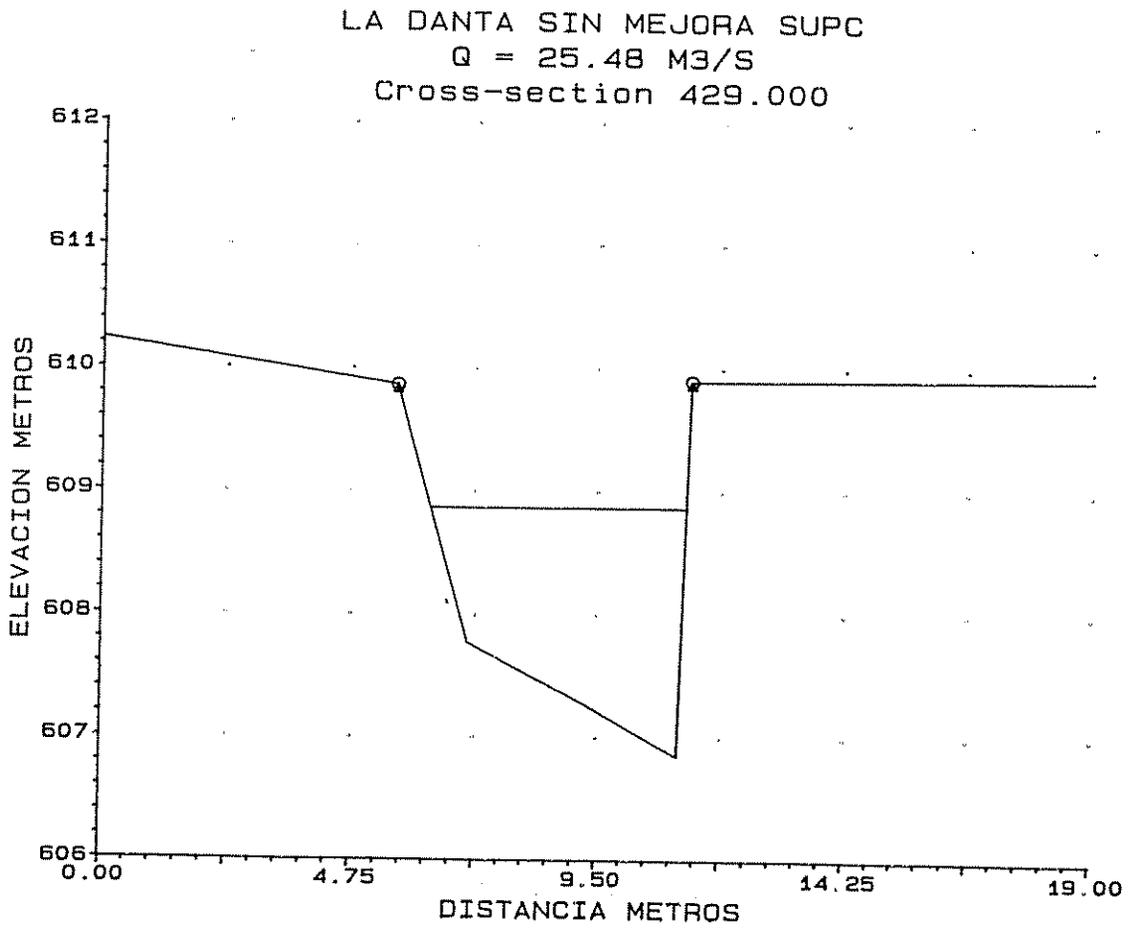


Figura 25g. Sección transversal natural #429 de la quebrada La Danta.

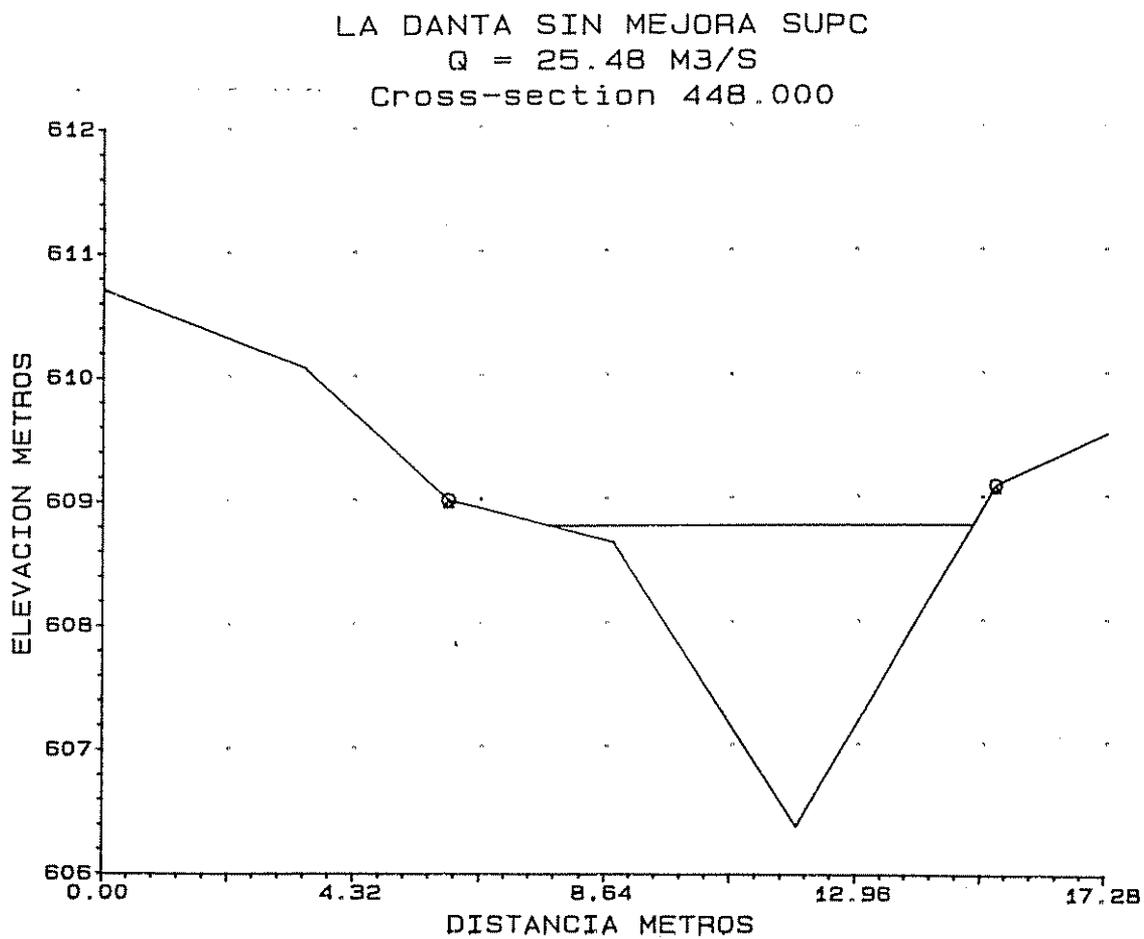


Figura 25h. Sección transversal natural #448 de la quebrada La Danta.

## 4.2 Discusión

### 4.2.1 Calibración del modelo hidrológico

#### - Evaluación de los eventos de calibración

Con base a la inspección visual de los hidrogramas (Figuras: 16 y 17) y el uso de los estadísticos  $S_e$ , E (Cuadros: 13b y 15b) los resultados de la calibración se consideran de aceptables ( $E= 0.51$ ;  $S_e= 43 \text{ m}^3/\text{s}$ ) a satisfactorios ( $E= 0.92$ ;  $S_e= 21 \text{ m}^3/\text{s}$ ). En promedio  $E= 0.72$ , para lo cual se puede considerar que el HEC-1 es capaz de simular adecuadamente los hidrogramas observados de las dos cuencas. La magnitud del índice E a partir del cual se puede comparar y juzgar la calidad de ajuste es hasta cierto punto relativo. Según los trabajos de Khan y Ormsbee (1989) con el modelo HEC-1 y opción del hidrograma unitario de Clark en tres cuencas pequeñas y montañosas de EE.UU (Millseat, Ky,  $0.83 \text{ km}^2$  y 42% de pendiente; Crane Creek, W. Va,  $1.4 \text{ km}^2$ , 50%; R.F. Sandlick, W. Va,  $3.13 \text{ km}^2$  y 46% de pendiente) y con base a 12 eventos de precipitación y caudales, se obtuvo un índice de  $E= 0.72$  a  $E= 0.98$  para lo cual consideran que el modelo hidrológico simula adecuadamente la respuesta hidrológica de las tres cuencas, excepto para un evento donde  $E= 0.36$ . El promedio del índice es  $E= 0.83$ .

Según los trabajos anteriores se puede observar que la calidad de ajuste es mejor que la aquí obtenida, sin embargo el rango de aceptabilidad a nivel de eventos se mantiene en ambos trabajos. Los trabajos son comparables en cuanto se utiliza el modelo de eventos HEC-1. No obstante, el uso del hidrograma unitario es diferente en ambos, así como la magnitud de las cuencas y caudales. En las tres cuencas mencionadas los caudales pico varían de  $0.031 \text{ m}^3/\text{s}$  a  $0.218 \text{ m}^3/\text{s}$ . El error estándar, por lo tanto es pequeño (de  $0.0051 \text{ m}^3/\text{s}$  a  $0.183 \text{ m}^3/\text{s}$ ). El parámetro  $S_e$ , como se observa es afectado por la magnitud de los caudales, razón por la cual su uso, para fines de comparación con eventos de magnitudes diferentes, no es recomendable. Según se observa en el Cuadro 13b y 15b, la magnitud de  $S_e$  varía de  $5 \text{ m}^3/\text{s}$ , para el caudal pico más pequeño ( $74 \text{ m}^3/\text{s}$ ) hasta un  $S_e$  de  $46 \text{ m}^3/\text{s}$  para el caudal pico más grande ( $492 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Es de esperarse que la calidad de ajuste de los hidrogramas sea mayor cuando el HEC-1 se aplica para las condiciones del lugar en donde éste fue creado.

En modelación hidrológica es irreal esperar ajustes perfectos dada la complejidad de los fenómenos y la limitación de los datos de entrada. En este sentido, las desviaciones obtenidas entre los hidrogramas observados y calculados se consideran normales.

En las cuencas del trópico (Pejibaye, Tuis, Turrialba (Solís, 1992)), la curva de ascenso tiene mayor pendiente que la curva de descenso. Esta forma de los hidrogramas es afectada por la geomorfología de las cuencas, que se caracterizan por las altas pendientes de los cauces y relieve muy escarpado, así como por su alto régimen pluviométrico en tiempos cortos, en consecuencia una respuesta hidrológica temprana, tal como puede observarse en los Cuadros 3A y 4A del Apéndice, donde las pendientes medias de Pejibaye y Tuis son 26.7 y 24.6% respectivamente, y en los Cuadros 10 (TLAG= 1.606 h) y Cuadro 11 (TLAG= de 1.129 a 1.831 h) para el tiempo de desfase.

Iorgulescu y Jordan (1993) consideran que un E de 0.84 es aceptable, y el ajuste de los hidrogramas satisfactorio. Sin embargo este índice, por ser obtenido para eventos continuos (nivel diario) no es del todo comparable con el presente trabajo. Argüello (1992) reporta un E= 0.79 a nivel diario, considerando como satisfactorio el ajuste de los hidrogramas. Es de esperarse que el índice E a nivel de eventos sea menor a los obtenidos a nivel diario, y en consecuencia, para la situación descrita anteriormente, un índice de eficiencia menor a 0.79 sea considerado satisfactorio. Esta diferencia se debe al mayor grado de oscilación de caudales en intervalos cortos de tiempos, tal como sucede en la curva de ascenso de los hidrogramas, y en donde se hace más difícil el ajuste. La dificultad, no solo se debe a las consideraciones mencionadas (hidrogramas unitarios adimensionales transferidos a otras cuencas geomorfológica e hidroclimáticamente diferentes), sino a posibles errores en el registro de lluvia y caudales, como también en la estructura misma de los modelos.

Por otra parte, siendo la finalidad de este trabajo el control de inundaciones, en este caso, lo esencial es ajustar el caudal pico en primer lugar, el tiempo pico en segundo lugar, y solo en tercer lugar el volumen de escurrimiento que es el que más afecta a los parámetros estadísticos analizados.

Dado que el análisis cubre solo eventos simples, es importante caracterizar el grado de ajuste obtenido del modelo HEC-1, en cuanto al caudal pico, volumen escurrido, forma de los hidrogramas y significado físico de los parámetros.

En cuanto al caudal pico calculado, éste coincide plenamente con el caudal pico observado (Cuadro 13b y 15b). Esto era de suponerse, ya que se contempló en la estrategia de calibración.

En cuanto al volumen o lámina escurrida existe una ligera subestimación (al parecer sistemática o recurrente del modelo), del 0.36 al 6.3%, excepto para un evento (23-Set-88) donde se sobreestima en un 17.2% (Cuadros 13b y 15b).

En cuanto a la forma de los hidrogramas calculados, éstos son más suaves para la curva de ascenso y descenso, y conservan una mayor semejanza antes y después del caudal pico, no así para los hidrogramas observados en donde la asimetría es obvia. Esto es, la curva de ascenso hasta el caudal pico es más abrupta que la curva de descenso. En general, la curva de recesión, dada por el RTIOR, es ajustada satisfactoriamente por el modelo. Debido a lo anterior, y por cubrir un análisis completo de los eventos ( $\geq 24$  horas), el ajuste satisfactorio de los hidrogramas (dado por  $E > 0.72$ ) se debe a que éstos, exhiben en más de un 50% las propiedades de un buen ajuste de los hidrogramas en su fase de recesión.

En cuanto a los parámetros IA y CN obtenidos por calibración, éstos han sido variables. La variabilidad (IA: 7.9 a 27.1 mm y CN: de 67 a 80; Cuadros 13a y 15a; con un promedio de IA: 15.8 mm y CN= 72.6), puede reflejar condiciones de humedad del suelo diferentes para cada evento, así

como también de la cobertura vegetal y del suelo. Los valores estimados, según la revisión bibliográfica para pejibaye (IA: 18.8mm y CN= 73) son bastante parecidos. Esto significa, que los parámetros calibrados pueden ser utilizados para describir adecuadamente el régimen hídrico de dichas cuencas.

El hecho de haber obtenido índices de eficiencia  $E > 0$ , justifica la utilización del modelo calibrado HEC-1 para futuras predicciones. Sin embargo, su uso no solo se justifica por ser  $E > 0$ , sino también por que el índice se considera adecuado, y además los parámetros de calibración obtenidos (IA y CN) son razonables.

#### - Errores posibles atribuibles en la falta de ajuste de los hidrogramas

##### Datos de caudales

En la curva de ascenso de los hidrogramas registrados, pequeños errores posibles en las lecturas del tiempo se traducen en errores grandes en el caudal pico sobreestimándolo o subestimándolo. Lo mismo sucede con la lectura de los caudales inmediatamente después al pico observado. Es posible que éstos errores fueran minimizados ya que se usó un sistema de información geográfica para reproducir los caudales en intervalos de tiempo pequeños. Se incurre en un menor error en las bandas hidrográficas de la estación de Oriente frente a la de Tuis, donde ésta es más estrecha, haciendo casi imposible las lecturas, pues la velocidad del reloj es demasiado lenta, con  $v = 0.031$  cm/h, muy por debajo de la norma recomendable, en cuencas piloto, con  $v = 4$  cm/h, Toebes y Ouryvaev (1970), incluso para la estación de Oriente donde  $v = 0.25$  cm/h. Esto significa que la velocidad con que gira el reloj es 129 veces más lenta para Tuis, y de 16 veces más lenta para Oriente. Como puede observarse, ninguno de los fluviógrafos utilizados reúne la precisión ideal, razón por la cual se utilizó el mayor número de eventos y se tomó el promedio de los parámetros de calibración.

Otra fuente de error posible es debido a las alteraciones del cauce en la delimitación del fluviógrafo, causadas por socavación y deposición de sedimentos en el transcurso de grandes avenidas. El ICE hace levantamientos topográficos, aforos y correcciones a las curvas de carga-caudales para

eventos extremos, sin embargo, para los eventos aquí reportados no se han hecho las correcciones oportunas, pese a que los caudales han sido de considerable magnitud.

#### Datos de lluvia

En cuanto a los datos de precipitación, éstos deben ser colectados con el mayor número posible para representar la variabilidad, sobre todo en cuencas tropicales centroamericanas que por su naturaleza tienen topografía muy abrupta. En el caso de la cuenca Pejibaye se utilizaron ocho pluviómetros ya que no se cuenta con más información. Para la cuenca del Tuis se utilizaron cinco. Este número parece ser insuficiente para las cuencas mencionadas. Toebes y Ouryvaev (1970) documentan los resultados obtenidos por investigadores que midieron la lámina precipitada de diferentes tipos de lluvias (frontal, convectiva y orográfica) con un número suficiente de pluviómetros (750) en una extensión considerable (600 km<sup>2</sup>) de territorio Europeo, y determinaron los errores en que se incurren al usar determinado número de pluviómetros. Con base al estudio anterior, para la cuenca Pejibaye, con los 8 pluviómetros utilizados se comete aproximadamente un error del 48% en las mediciones de lluvias convectivas. Para la cuenca del río Tuis, en la que el área y el número de pluviómetros es menor, el error aproximado es de un 35%.

Los anterior indica que sería ideal incrementar el número de estaciones para reducir el error en las mediciones, por lo menos a niveles aceptables (5 a un 10%), y así representar mejor la variabilidad espacial de la lluvia. Sin embargo, los costos que conlleva la intensificación de las redes dificulta tal medida. Se puede pretender una mejora parcial dentro de la capacidad financiera de las instituciones del área.

#### Estructura del modelo

La falta de ajuste de los hidrogramas calculados puede deberse también a limitaciones del modelo, o a las opciones utilizadas (del programa HEC-1) para modelar el escurrimiento. Esta fuente de error ha sido detectada por Khan y Ormsbee (1989). Ellos observaron que el escurrimiento obtenido

mediante la teoría clásica de Horton falla en cuencas abruptas. La teoría de Horton indica que el escurrimiento se produce después de alcanzada la saturación del suelo. Además, esta teoría solo se aplica en superficies impermeables como zonas urbanas y en superficies naturales con suelos delgados y baja capacidad de infiltración como en las regiones áridas (Chow y otros, 1988). Un análisis completo del escurrimiento requiere considerar los siguiente componentes: el flujo subsuperficial y el flujo sobre superficies saturadas. Dependiendo de las características fisiográficas, vegetación y clima, alguno de los procesos puede tener mayor relevancia. En regiones húmedas con densa cobertura vegetal el escurrimiento es dominado por el flujo subsuperficial y el flujo sobre áreas saturadas (Khan y Ormsbee, 1989). Si la pendiente de la cuenca es pequeña y el suelo es delgado, entondes domina el flujo sobre superficies saturadas. Si las pendientes son fuertes y los suelos profundos, entonces el volumen escurrido es debido principalmente al flujo subsuperficial, y el caudal pico es explicado por el flujo sobre las superficies saturadas. En regiones áridas con cobertura pequeña, el escurrimiento es básicamente Hortoniano. Los autores mencionados desarrollaron el modelo EKSM (Extended Kinematic Storage Model) a fin de probar la hipótesis de que el flujo Hortoniano no rige en cuencas abruptas con densa cobertura. Para ello se aplicó el modelo del hidrograma unitario de Clark y el EKSM con una adaptación de la versión del HEC-1 de 1985, a las tres cuencas en Kentucky y West Virginia, EE.UU. Los resultados de la calibración son mejores con el modelo EKSM (E promedio= 0.87) que con el modelo de Clark (E promedio= 0.83). El modelo EKSM puede mejorar el ajuste de los hidrogramas observados si los parámetros de macroporosidad se obtienen de mediciones de campo y no por calibración como fue el caso de un total de ocho parámetros requeridos. Estos parámetros son: cinco para describir la microporosidad del suelo y tres para la macroporosidad. La microporosidad del suelo se calculó a partir de la pendiente de la cuenca, longitud, profundidad del suelo y conductividad hidráulica.

En última instancia, los modelos son confiables si reproducen fielmente la dinámica que rigen los procesos hidrológicos (Klemes, 1986, citado por Khan y Ormsbee, 1989).

### Número reducido de eventos de calibración

A pesar de contar de un período largo de registros de caudales en la cuenca de Oriente, no todos los eventos fueron calibrados. Esto fue debido básicamente por la baja precisión con que los eventos fueron registrados. Por ejemplo, los eventos de 1962 a 1974 fueron descartados ya que las bandas limnigráficas eran difíciles de leer. Sólo era posible leer cada 4 horas.

Los eventos de 1974 a 1992 fueron analizados, pero sólo 6 fueron calibrados (Cuadro 3). Los eventos descartados no son representativos para caracterizar la variación espacial de la lluvia debido a su alta irregularidad. Otros criterios utilizados en la eliminación de eventos calibrables fue el de sólo considerar hidrogramas unimodales, parámetros IA y CN razonables, y aquellos en el que el intervalo de tiempo fuera menor en el 29% del tiempo de desfase.

En la cuenca del río Tuis se analizó el registro de caudales de 1988 a 1991. Debido a las consideraciones anteriores y a que las bandas limnigráficas eran aún más difíciles de leer a intervalos horarios, pues sólo era posible cada ocho horas, el número de eventos de calibración se redujó drásticamente a dos (Cuadro 4). Sin embargo, solo un evento fue calibrado. El evento rechazado no cumple con  $\Delta t \leq 0.29 T_{lag}$ . A pesar de esta realidad, el número de eventos calibrados es relativamente alto en comparación a los datos disponibles en el resto de las cuencas centroamericanas.

#### 4.2.2 Modelación hidrológica

##### - Evaluación del modelo hidrológico

La modelación hidrológica puede considerarse confiable con base al criterio de predicción estadística obtenida mediante la teoría Gumbel en la estación fluviográfica La Suiza para un período de retorno de 25 años. Según esto, el caudal predicho fue de  $412.81 \text{ m}^3/\text{s}$  con un intervalo de confianza de  $[354.2 \text{ m}^3/\text{s}, 583.8 \text{ m}^3/\text{s}]$  (Cuadro 18a). El caudal simulado con el HEC-1 fue de  $458.98 \text{ m}^3/\text{s}$ . Como puede observarse, el caudal simulado está en el intervalo de predicción estadística, y se aproxima bastante bien al valor teórico calculado con el método Gumbel.

El caudal predicho estadísticamente es criticable, sobretodo por la utilización de un período corto de observaciones (5 años), lo que hace que los parámetros del modelo estadístico sean inconsistentes, por esta razón, el caudal obtenido por dicho método sólo fue una guía para el control de la simulación hidrológica.

Otros criterios que ayudaron a controlar la simulación fue el considerar la regionalización de los parámetros IA y CN, la selección adecuada de la tormenta de diseño y la escogencia del período de retorno.

#### - Regionalización de IA y CN

La regionalización es una herramienta aceptada dado los déficits de datos de muchas cuencas.

Los parámetros calibrados IA y CN en la cuenca Pejibaye fueron prácticamente transferidos en sus valores promedio a la cuenca del río Tuis. Esta transferencia es hasta cierto punto aceptable dado que ambas cuencas poseen similitud climática, sin embargo no deja de haber cierta objeción puesto que geomorfológicamente las cuencas difieren moderadamente a pesar de su vecindad. Como puede constatarse en el apéndice, los índices de compacidad y forma son diferentes, esto es  $I_c = 1.3$ ; y  $F_f = 0.58$  para Pejibaye;  $I_c = 1.53$  y  $F_f = 0.37$  para Tuis. La cuenca del río Tuis tiene forma más alargada que Pejibaye, esto se puede observar en las Figuras del Apéndice 7A y 5A. La pendiente de ambas cuencas son similares, ligeramente mayor en la cuenca de Pejibaye. El régimen de precipitación media anual para Pejibaye oscila de 2800 a 8000 mm (Mora, 1987) y para Tuis, de 2500 a 5000 mm. Debido a las diferencias hidrogeomorfológicas de ambas cuencas es de esperarse que la forma de los hidrogramas presenten diferencias.

La poca disponibilidad de datos hidrológicos y de precisión aceptable de la estación pluviográfica La Suiza obligó a utilizar los datos de la cuenca más cercana como fue la de Pejibaye para la calibración del modelo, y además, el de considerar los parámetros calibrados de una tercera cuenca vecina, como fue la del río Turrialba. El tipo de suelo, clima, vegetación y uso de la tierra de las cuencas de Turrialba y Tuis tienen bastante

similitud. Estas características hacen razonablemente posible la adopción de parámetros de pérdidas comunes en ambas cuencas. Dada la vecindad de las tres cuencas y a pesar de las características inherentes de cada una de ellas, el promedio de los parámetros de pérdidas de Turrialba y Pejibaye pueden ser valores estimativos adecuados para ser aplicados en la cuenca del río Tuis. Estos valores pueden ser considerados representativos de la región de la vertiente Sur del Atlántico de Costa Rica en el trópico húmedo centroamericano.

- Tormenta de diseño

Debido a que el modelo hidrológico fue calibrado en Pejibaye pareció oportuno seleccionar un patrón de lluvia representativo y aplicarlo a la cuenca del río Tuis. El evento del 27-Jul-79 produjo mejores resultados que el evento del 27-Set-86, así que éste último fue descartado en la fase final de simulación. El evento del 27-Jul-79 es de mayor magnitud, pero está distribuido en un tiempo mayor. Esto puede observarse en las Figuras: 20a y 20b o en las Figuras: 10a y 10d.

- Período de retorno

La selección de un período de retorno de 25 años ha sido anteriormente justificada. Sin embargo, no existe una norma general que indique deba utilizarse siempre un mismo nivel de probabilidad de ocurrencia de las avenidas. Un nivel de probabilidad de ocurrencia del 1% ( $T=100$  años) ha sido adoptado por el US Federal Emergency Management Agency (FEMA) movidos más por una decisión administrativa para el control de avenidas máximas (Linsley, R.K, 1986; Chow y otros, 1988) que otro criterio. La obtención del período de retorno por métodos racionales pueden ser adecuados con el fin de obtener un mejor balance entre la seguridad de las poblaciones ante posibles desastres naturales y la implementación de obras para su mitigación, las que generalmente demandan una inversión pública o privada de recursos económicos, y que naturalmente es necesario optimizar para no caer en un sobrediseño o subdiseño de las estructuras.

#### - Intervalo de tiempo

Se utilizó un intervalo de tiempo (o de paso) de 10 minutos porque se pensó que así se tiene una mejor descripción de los hidrogramas simulados. En realidad el intervalo de tiempo debería investigarse a fin de seleccionar un valor consistente con la escala del tiempo con la que se producen los procesos hidrológicos en una determinada cuenca. Un estudio de esta naturaleza es deseable, pero no fue posible por estar fuera del alcance de los objetivos propuestos.

#### 4.2.3 Modelación hidráulica

##### - Quebrada La Leona

El cauce tiene sobrada capacidad hidráulica en todo el perfil modelado (675.91 m, Figura 18a) ya que el caudal de diseño se transporta de forma sobreesegura dentro del canal principal (Cuadro 26 y Figuras 22b - 22h). El régimen del flujo es supercrítico ( $F > 1$ , Cuadro 26) tal como fue supuesto. En consecuencia el régimen es rápido y las velocidades altas (2.78 a 4.6 m/s). Esta es una condición desfavorable por tratarse de cauces aluviales con material del lecho no consolidado y en altas pendientes (6.4% al 10.2%; con un promedio de 7.2% cuyo flujo produce un alto poder erosivo en la parte superior y media del cauce. El material removido es arrastrado y depositado en la parte baja, reduciendo así su capacidad hidráulica.

Se modelaron siete secciones de un total de nueve. La sección N05 fue eliminada (Anexo: mapa 2/4). Esta decisión se tomó después de la corrida del HEC-2 en régimen subcrítico, la cual resultó que la sección 5 era insuficiente para conducir el caudal de diseño y además contradecía el régimen supercrítico verificado en su fase inicial. Esto obligó a revisar los datos topográficos de la sección, encontrándose que fue levantada en una distancia muy corta (5.3 m de separación entre la sección 4 y 5) presentando una contrapendiente del 1%. Según se observa en el Cuadro 26 y Figura 22a, el perfil tiene una fuerte pendiente bien definida en toda su longitud, debido a esto se consideró apropiado eliminar la sección 5. A pesar que el caudal del diseño se transporta de forma segura en régimen

supercrítico con la sección 5, ésta se eliminó por las razones anteriores.

La sección Nº 9 (Anexo: mapa 2/4) forma parte de un afluente de la quebrada La Leona. No existe más información topográfica sobre el curso donde se levantó la sección, por esta razón se excluyó del análisis.

Debido a la naturaleza aluvial del cauce y las altas velocidades del flujo se hace necesario la protección de las márgenes con el fin de reducir el riesgo de socavación. Especialmente, se deben proteger las márgenes izquierda de las secciones N<sup>os</sup>: 627, 633, 660 y la margen derecha de la sección N<sup>o</sup> 417. Las márgenes de estas secciones presentan una cota topográfica muy inferior a la margen derecha, lo que constituye otra razón para su protección.

#### - Quebrada La Gata

La modelación hidráulica se hizo en una longitud de 495.95 m, pendientes de 0.00458 m/m a 0.05m/m ( $S_{media} = 0.015$  m) y un total de 10 secciones. Las secciones Nº3 y Nº4 fueron rectificadas previa visita al cauce y revisión de los datos topográficos. La rectificación, básicamente, consistió en completar información faltante de las cotas topográficas. La sección Nº 10 fue eliminada ya que el levantamiento, basado en solo 3 puntos cubrían una longitud de 2.7 m, la cual era insuficiente para describir el cauce principal y de sus planicies (Anexo: mapa 4/4).

La condición inicial de régimen supercrítico fue descartada ya que el programa indica lo contrario, razón por la que el archivo de datos fue rectificado. De esta manera, el régimen de flujo es básicamente subcrítico en todo el perfil. La primera y última sección del cauce presentan características de un régimen crítico (Cuadro 27).

La capacidad de conducción hidráulica del cauce es prácticamente insuficiente para transportar el caudal de diseño, excepto en las secciones 1 (496) y 2 (461) de aguas abajo, y 12 (0), aguas arriba, tal como se muestra en el Cuadro 27 y las Figuras 23b - 23l. En las secciones intermedias las planicies son inundadas.

Se puede observar que los sitios inundables, de aguas abajo hacia aguas arriba, corresponden a los siguientes sectores y márgenes:

SECCION	MARGEN
406 (3)	Derecha
330 (4)	Izquierda y derecha
301 (5)	Izquierda
260 (6)	Derecha
175 (7)	Izquierda y derecha
167 (8)	Derecha
156 (9)	Izquierda y derecha
92 (11)	Izquierda y derecha

Se puede constatar, según el cuadro 27 (variables QLOB, QCH, QROB), que el caudal desbordado oscila de 0.7 m<sup>3</sup>/s (sección 406) a 10.65 m<sup>3</sup>/s (sección 156). Esto es, el caudal desbordado varía de un 3.3% a un 49% en mas de un 50% del cauce.

Debido a la problemática anterior se realizó la modelación hidráulica del cauce mediante excavación. Las modificaciones, que se observan en el cuadro 28 y figuras 24a a 24l, indican que la conducción del caudal de diseño se hace posible mediante una sección trapecial (simple, en su mayor parte) con plantilla de 5 metros, taludes 1:1 y con excavaciones que oscilan desde 30 centímetros en su parte más baja, sección 406 (3), hasta 95 centímetros en la sección 175 (7).

La ejecución de las obras mediante las mejoras del cauce pueden resultar difícil, ya que los sectores planos inundables están en una zona urbanizada. Sin embargo, de no proceder con las modificaciones, es de esperarse que las planicies sean inundadas frecuentemente. La reubicación de las poblaciones a sitios más seguros se hace necesario, así como la prohibición de construcciones en las planicies del cauce. Estas medidas serán efectivas si se desarrollan bajo un plan adecuado de manejo de la cuenca, en donde se incluyan prácticas forestales, de conservación y uso apropiado de la tierra.

Las medidas preventivas son necesarias, ya que el cauce, por su naturaleza aluvial, por sus bajas pendientes en sus planicies y velocidades relativamente bajas, a su paso por La Suiza, tiende a azolvarse, producto de la socavación y acarreo de materiales desprendidos en la parte alta. Debido al mínimo gradiente topográfico que existe en la confluencia del cauce con el río Tuis, la excavación se hace inapropiada. De hecho, durante la modelación no se hizo excavación en la primera sección del cauce.

Los puentes de la quebrada La Gata son insuficientes. Las secciones de los puentes deben tener las mismas dimensiones del canal modificado. No debe restringirse el área de abertura de los puentes para evitar que éstos se constituyan en obstáculo para el flujo.

#### Modelación hidráulica para períodos de retorno de 1.282 y 4.23 años

El análisis de la capacidad hidráulica del cauce para períodos de retornos menores a 25 años merecen especial consideración. Un caudal de  $3.85 \text{ m}^3/\text{s}$  obtenido para un período de retorno de 1.282 años, es transportado en forma segura en todo el cauce (Cuadro 1A y Figuras 1A-12A del anexo). Esta avenida se presentará en promedio cada 1.282 años con un nivel de probabilidad del 78%.

Una situación intermedia, con un caudal de  $12 \text{ m}^3/\text{s}$  correspondiente a un período de retorno de 4.23 años conduce a inundaciones en un 50% del cauce. La capacidad del río es limitada, tal como se describe en el Anexo: Cuadro 2A y Figuras 13A-24A. Ocho secciones se inundan de un total de 11. Estas secciones son las intermedias: N<sup>o</sup> 3 (406) que se inunda en la margen derecha, N<sup>o</sup> 4 (330) que se inunda en la margen izquierda; N<sup>o</sup>5 (301), se inunda en la margen derecha; N<sup>o</sup> 6 (260), se inunda en ambas márgenes y las secciones 7 (175), 8 (167), 9 (156), y 11(92) que se inundan totalmente. La avenida se presentará, en promedio, cada 4.23 años con una probabilidad del 24%.

#### - Quebrada La Danta

La longitud del cauce modelado fue de 448.14 m, bajo pendientes de 0.054 m/m a 0.072 m/m ( $S_{\text{media}} = 0.055 \text{ m/m}$ ). La sección N<sup>o</sup> 4 fue eliminada ya que la información topográfica estaba incompleta. La sección 1 fue

rectificada en la elevación mínima, sustituyéndose por la cota señalada en el perfil del cauce. La sección 2 fue rectificada en la primera elevación de la margen izquierda. El dato fue completado después de la revisión de los archivos del levantamiento topográfico y previa visita del cauce.

El régimen supercrítico supuesto fue verificado con el modelo, no obstante tres secciones tienen características de un régimen crítico (Cuadro 29). El caudal de diseño se transporta de forma segura en todo el perfil (Cuadro 29 y Figuras 25b - 25 h). Las velocidades con que se transporta el flujo son considerables (2.95 m/s a 3.71 m/s). Por tratarse de un lecho aluvial no consolidado, la parte baja tiende a presentar limitada capacidad hidráulica. Según los resultados, el cauce no presenta problemas de inundación, sin embargo se hace necesario su revisión oportuna en especial de las partes más baja, cuidando de mantener su sección original libre de cualquier obstáculo.

Debido a la naturaleza aluvial del cauce y a las velocidades relativamente altas del flujo, se hace necesario la protección de las márgenes, en especial de las partes más bajas. Los sitios que requieren protección oportuna son: la sección No. 350 y No. 417 en su margen izquierda, y la sección No. 429 en ambas márgenes.

Tal como se ha visto en los resultados el modelo tiene las capacidades para describir o caracterizar el régimen hidráulico (tirante, velocidad, caudal, nivel energético, etc.) de los cauces, así como también el de generar los datos geométricos necesarios para la corrección de sectores inundables mediante modificaciones en sus secciones. Esas capacidades del modelo fueron desarrolladas a pesar de disponer de información limitada, haciendo que los objetivos e hipótesis que rigieron el presente trabajo se mantengan tal como fueron formulados.

## 5. CONCLUSIONES

5.1 Los resultados de este trabajo indican que es posible la utilización de los modelos determinísticos hidrológicos de eventos (HEC-1) e hidráulicos (HEC-2) y su aplicación a las cuencas del trópico húmedo de Centro América en condiciones de información cuantitativa y cualitativamente limitada.

5.2 La cantidad y calidad de la información estuvo limitada principalmente por:

- Fluviogramas en la cuenca del río Tuis para un período de tiempo muy corto (1988-1991). Además, el tipo de limnígrafo no reúne la precisión deseable para la obtención de caudales a nivel horario o menor.

- Insuficiencia en la información topográfica en la cuenca del río Tuis. Debido a esto, no fue posible la modelación hidráulica del cauce principal.

- Insuficiencia en la información textural de los suelos de las cuencas.

- Insuficiencia en la información y número de limnígrafos para la obtención de los coeficientes de "n de Manning" y la selección de los métodos de tránsito de avenidas.

5.3 La aplicación del modelo hidrológico HEC-1 permitió la descripción de la conducta hídrica e hidráulica de la cuenca y cauces del río Tuis.

5.4 El HEC-1, en su fase de calibración, simula adecuadamente los hidrogramas registrados en 7 eventos. Se obtuvo un ajuste completo entre caudales máximos y un ajuste satisfactorio en el tiempo al caudal pico TPEAK. Pequeñas desviaciones se encontraron en la simulación del resto de los hidrogramas observados debido a posibles fuentes de error en los datos de lluvia, caudales, parámetros de pérdidas, y utilización del hidrograma unitario adimensional del SCS de EEUU. Cabe mencionar que, el ajuste obtenido es satisfactorio para los objetivos propuestos.

5.5 Fue posible la modelación de hidrogramas futuros en la cuenca del río Tuis. La predicción de caudales, con el modelo hidrológico HEC-1, puede mejorar su confiabilidad si se apoya en la utilización de métodos de

predicción estadística, como el de Gumbel.

5.6 La transferencia de los parámetros calibrados de la cuenca de Pejibaye hacia la cuenca del río Tuis y la regionalización de los parámetros de pérdidas IA y CN es una estrategia efectiva para la modelación hidrológica de cuencas con información insuficiente.

5.7 Con el modelo hidráulico HEC-2 fue posible la determinación de las características geométricas, hidráulicas y energéticas de los cauces, así como también la determinación de los datos para el diseño de las obras correctivas y medidas preventivas en los cauces con capacidad hidráulica insuficiente y régimen de flujo supercrítico.

5.8 Las quebradas, Leona y Danta tienen capacidad hidráulica para transportar de forma segura el caudal de diseño para un período de retorno de 25 años, en condiciones de régimen supercrítico, sin embargo, su alto nivel energético puede socavar peligrosamente las márgenes.

5.9 La quebrada La Gata en condiciones naturales, no tiene suficiente capacidad hidráulica para conducir el caudal de diseño de 25 años, pues ocho de las once secciones son inundables.

5.10 En condiciones naturales, la quebrada La Gata puede conducir de forma segura un caudal para un período de retorno de 1.28 años, esto es:  $Q = 3.65 \text{ m}^3/\text{s}$ .

5.11 La conducción segura del caudal de diseño, en el cauce La Gata, es factible mediante ampliación de la plantilla y excavación mínima de la rasante, tal como se especifica en el Cuadro 28 y se observa en las Figuras 24c-24l. Los puentes y alcantarillas de esta quebrada deben ser reconstruidos.

5.12 Los modelos, hidrológicos (HEC-1) e hidráulicos (HEC-2), aún en condiciones de información limitada constituyen herramientas tecnológicas que conducen a resultados confiables.

## 6. RECOMENDACIONES

### 6.1 Recomendaciones metodológicas

6.1.1 La calibración del modelo HEC-1 se debe basar en los parámetros más universales, como son los coeficientes de pérdidas IA y CN, los cuales dependen de variables medibles localmente, tales como, la textura del suelo, cobertura vegetal, humedad antecedente y prácticas agrícolas principalmente.

6.1.2 La calibración del modelo HEC-1 para eventos extremos máximos se debe efectuar, en primer lugar, en función del caudal pico, y en segundo lugar para el tiempo al caudal pico. La correlación entre las curvas de ascenso y descenso tienen una importancia limitada en este tipo de análisis, por lo que las medidas estadísticas de ajuste, tales como coeficiente de determinación, coeficiente de eficiencia y error estándar constituyen una información complementaria útil, pero no es esencial obtener un alto grado de correlación general.

6.1.3 En las calibraciones efectuadas, en este y otros estudios en la zona, el tiempo al pico observado es frecuentemente menor al tiempo pico calculado, esto se puede deber a la naturaleza abrupta y precipitación convectiva de las cuencas analizadas que tienen un tiempo de respuesta menor al obtenido con el hidrograma unitario adimensional del SCS que está derivado para condiciones promedio de EEUU.

6.1.4 En cuencas pequeñas de rápida respuesta, como la subcuenca La Gata y La Danta, los sistemas de alerta son poco efectivos dado el bajo tiempo de desfase, por lo que en este tipo de cuencas se deben implementar acciones correctivas y preventivas.

6.1.5 Con el fin de obtener parámetros de calibración, propios de la cuenca del río Tuis, se hace necesario mejorar la calidad de registros de caudales mediante la instalación de fluviógrafos de mayor precisión (Esto es, velocidad del reloj de 4 cm/h aproximadamente).

6.1.6 Para obtener una mejor representación de la variabilidad de la

lluvia, es necesario incrementar el número de estaciones pluviométricas y pluviográficas.

6.1.7 Las medidas para las quebradas Danta y Leona, son preferiblemente la protección de los taludes con rocas grandes, más que protección con pastos o arbustos o disipadores de energía debido a que son fácilmente desestabilizadas.

6.1.8 Los meandros de las quebradas en las zonas planas, como el caso del cauce La Gata, entre la sección 4 y sección 6, no solo deben corregirse, sino también debe reproducirse la geometría de diseño propuesta, a fin de incrementar su pendiente, evacuar de forma rápida los caudales y reducir así el riesgo de inundación de sus planicies urbanizadas.

6.1.9 Es necesario que la municipalidad local prohíba las construcciones en la cercanía de las quebradas Leona, Danta y Gata debido al peligro de inundación y socavación.

6.1.10 Debe realizarse un plan de manejo de la cuenca que incluya, no sólo las medidas correctivas de los cauces inundables, sino también las medidas preventivas del caso, con el fin de garantizar una mayor estabilidad en la conducción segura de los caudales de diseño, evitando así el riesgo de inundación de sus planicies.

## 6.2 Recomendaciones a nivel de investigación

6.2.1 La obtención del período de retorno mediante métodos racionales que tengan en cuenta aspectos económicos, técnicos y su impacto en el ambiente, deben ser preferidos.

6.2.2 El intervalo de tiempo de la modelación debe ser investigado con base a la variación temporal de los procesos hidrológicos de la cuenca del río Tuis, con el fin de obtener caudales simulados más representativos.

6.2.3 Investigar el tipo de hidrograma unitario más adecuado para las cuencas tropicales húmedas y abruptas.

6.2.4 Investigar los patrones temporales de la lluvia, en cuencas tropicales húmedas, para la modelación hidrológica.

6.2.5 Los coeficientes de pérdidas de fricción ("n" de Manning,  $C_c$ ,  $C_e$ ), de ser posible, deben ser calibrados para las condiciones naturales de los cauces. De esta forma, los caudales y niveles de agua modelados son más confiables.

6.2.6 Dada la naturaleza aluvial de los cauces, es necesario evaluar los resultados mediante la aplicación de modelos que consideren fronteras móviles, tales como el HEC-6.

## 7. BIBLIOGRAFIA

- ABDEL-AAL, F. M.; ABDUL, K. 1981. Modeling of rainfall-runoff processes. In International Symposium on Rainfall-Runoff Modeling (1981, Mississippi, EE.UU.). [Proceedings]. Mississippi, EE.UU. Department of Agriculture. p. 152.
- APOLO, W.A. 1980. Evaluación de la escorrentía superficial y la erosión en un-pastizal con árboles aislados en la Suiza, Turrialba, Costa Rica. Tesis Mag. Sc. Turrialba, C.R., CATIE.
- ARGUELLO, G. E. 1992. Modelación hidrológica continua en tiempo real de la cuenca del río Virilla, Costa Rica. Tesis Mag. Sc. Turrialba, C.R., CATIE. 128 p.
- AVENDAÑO, F.; RETANA, I. 1982. Inventario forestal, en la cuenca piloto La Suiza, Turrialba. Tesis Lic. Cartago, C.R., Instituto Tecnológico de Costa Rica. 134 p.
- BARNES, JUNIOR, H.H. 1967. Roughness characteristics of natural channels. Washington, EE.UU. Geological Survey water-supply paper 1849. U.S. Department of the interior.
- BEASLEY, D. B.; HUGGINGS, L. F.; MONKE, E. J. 1980. Answers: A model for watershed planning. *Transactions of the ASAE* (EE.UU.) 23(4):938-944.
- BEDOYA, J. E. 1984. Percepción del riesgo de inundación en la cuenca del río Tuis. Turrialba, Costa Rica. Tesis Lic. UCR. 188 p.
- BEER, J. 1979. Estudio de caso agrosilvopastoril. Turrialba, C.R. Proyecto Universidad de las Naciones Unidas (UNU)/CATIE. p. 194-198. Reimpreso de: Taller Sistemas Agroforestales en América Latina (1979, Turrialba, C.R.) [Actas] ed. por G. de las Salas. Turrialba, C.R. 226 p.

- BERGOEING, J. P.; MALAVASSI, E. 1982. Geomorfología del valle central de Costa Rica: Explicación de la carta geomorfológica 1:50000. San José, C.R., UCR. 49 p.
- BERMUDEZ, M. 1980. Erosión hídrica en la cuenca piloto La Suiza, Costa Rica. Turrialba, Costa Rica. Programa Suizo de Cooperación para el Desarrollo DDA/CATIE. 20 p.
- BEVEN, K. 1989. Changing ideas in hydrology - The case of physically - based models. *Journal of Hydrology* (Inglaterra) 105:157-172.
- BRATH, A.; ROSSO, R. 1993. Adaptive calibration of a conceptual model for flash flood forecasting. *Water Resources Research* (EE.UU.) 29 (8):2561-2572.
- CALVO, C.A.; HERRERA, J.; JUNKOV, M. 1983. Estudio de impacto ambiental del precarismo en la subcuenca del río Tuis (preliminar). San José, C.R. Dirección General Forestal (MAG). p. irr.
- CHOW, V.T. 1964. Handbook of applied hydrology. New York, EE.UU. Mc Graw-Hill. p. irr.
- CHOW, V. T. 1986. Hidráulica de los canales abiertos. Trad. por Alberto Val. México, D.F. Mc Graw Hill. 633 p.
- CHOW, V. T.; KARELIOTIS, S. J. 1970. Analysis of stochastic hydrologic system. *Water Resources Research* (EE.UU.) 6(6):1569-1582.
- CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. 1988. Applied hydrology. Ed. por B. J. Clark; J. Morris, New York. Mc Graw Hill. 572 p.
- CLARKIN, K. 1981. Inestabilidad geológica en la zona de La Suiza, Turrialba; identificación de problemas y soluciones. Turrialba, C.R. Proyecto Universidad de las Naciones Unidas (UNU)/CATIE. 14 p.

- CLARKIN, K. 1983. Inventario de los recursos naturales y características socioeconómicas de las subcuencas Danta y Leona del río Tuis, La Suiza, Turrialba, Costa Rica. Turrialba, C.R. Proyecto Universidad de las Naciones Unidas (UNU)/CATIE. 69 p.
- CLINE, T. J.; MOLINAS, A.; JULIEN, P. Y. 1989. An autocad-based watershed system for the hidrologic model HEC-1. *Water Resources Bulletin* (EE.UU.) 25(3):641-652.
- CROW, F. R. 1982. Evaluation of the USDAHL hydrology model for simulating runoff from native grass watersheds. *In* Applied Modeling in Catchment Hydrology (1981, Mississippi, EE.UU.) [Proceedings]. Ed. por Vijay P. Singh, Louisiana, EE.UU. Water Resources Publications. p. 275-288.
- DINGMAN, S.L. 1984. Fluvial hydrology. New York, EE.UU. Freeman. 383 p.
- DOOGE, J. C. I. 1986. Looking for hydrologic laws. *Water Resources Research* (EE.UU.) 22(9):465-585.
- EL-KADY, A. I. 1989. Watershed models and their applicability to conjunctive use management. *Water Resources Bulletin* (EE.UU.) 25(1):125-137.
- ENZEL, Y.; ELY, L. L.; HOUSE, P. K.; BAKER, V. R.; WEBB, R. H. 1993. Paleoflood evidence for a natural upper bound to flood magnitudes in the Colorado River Basin. *Water Resources Research* (EE.UU.) 29(7):2287-2297.
- FAUSTINO, J.; SAVER, E.; LAATS, H. 1987. Establecimiento de parcelas de escorrentía en la finca "La Selva", cuenca del río Tuis, Costa Rica. Turrialba, C.R. Informe. Proyecto Regional de Manejo de Cuencas, CATIE. 62 p.

- FELDMAN, A. D.; ELY, P. B.; GOLDMAN, D. M. 1982. The new HEC-1 flood hydrograph package. *In Applied Modeling in Catchment Hydrology* (1981, Mississippi, EE.UU.) [Proceedings]. Ed. por Vijay P. Singh. Louisiana, EE.UU. Water Resources Publications. p. 121-144.
- FERREIRO, O. E. 1984. Metodología para la planificación del manejo de cuencas hidrográficas y su aplicación a la cuenca del río Tuis, Costa Rica. Tesis Mag. Sc. Turrialba, C.R., CATIE. 489 p.
- FLEMING, G. 1979. Deterministic models in hydrology. FAO. Irrigation and drainage paper. no. 32. 80 p.
- FRANCHINI, M.; PACCIANI, M. 1991. Comparative analysis of several conceptual rainfall-runoff models. *Journal of Hydrology* (Holanda) 122:161-219.
- FREEZE, R. A. 1975. A stochastic-conceptual analysis of one-dimensional groundwater flow in non uniform homogeneous media. *Water Resources Research* (EE.UU.) 11(5): 725-741.
- GLOVER, N. 1981. Coffee yields in a plantation of *Coffea arabica* var. Caturra Shaded by *Erythrina poeppigiana* with and without *Cordia alliodora*. Turrialba, C.R. Informe Técnico no. 17. Proyecto Universidad de las Naciones Unidas (UNU)/CATIE. 26 p.
- GLOVER, N.; BEER, J. 1984. Spatial and temporal fluctuations of litterfall in the agroforestry associations *Coffea arabica* var. Caturra *Erythrina poeppigiana* and *C. arabica* var. Caturra - *E. poeppigiana* - *Cordia alliodora*. Turrialba, C.R. Proyecto Universidad de las Naciones Unidas (UNU)/CATIE. 43 p.
- GREEN, I.R.A.; STEPHENSON, D. 1986. Criteria for comparison of single event models. *Hydrological Sciences Journal* (Gran Bretaña) 31(3):395-411.

- HAAN, C. T. 1972. A water yield model for small watersheds. *Water Resources Research* (EE.UU.) 8(1):58-69.
- HAASER, N. B.; LASALLE, J. P.; SULLIVAN, J. A. 1984. Análisis matemático 1, Trad. por Federico velasco Coba. México, D.F., Trillas. 808 p.
- HEC-1- 1990. Flood hydrograph package. User's Manual. Versión 4.0. Davis, C.A. EE.UU. p. irr.
- HEC-2. 1991. Water surface profiles. User's Manual. Computer Program 723-X6-L202A. Version 4.6. Davis, C.A. EE.UU. p. irr.
- HEGGEN, R.J. 1984. Univariate least squares muskingum flood routing. *Water Resources Bulletin* (EE.UU.) 20(1): 103-107.
- HERNANDO, L.; ARAUZ, I.; PALACIOS, G. 1992. Calibración del modelo HEC-1, cuenca del río Sarapiquí. In Congreso Nacional de Recursos Hidráulicos (4., 1992, San José, C.R.). San José, C.R. ACRCH/ICE. p. 257-269.
- HIBBERT, A. R. 1971. Increases in streamflow after converting chaparral to grass. *Water Resources Research* (EE.UU.) 7:(1)71-80.
- HIDALGO, L. H.; BALTODANO, P. J. 1992. Definición de niveles de inundación en el río Reventado. In Congreso Nacional de Recursos Hidráulicos (4., 1992, San José, C.R.) San José, C.R. ACRCH/ICE. p. 108-119.
- HISDAL, H.; TVEITO, O. E. 1993. Extensión of runoff series using empirical orthogonal functions. *Hydrological Sciences* (Inglaterra) 38(1): 33-49.
- HOGGAN, D. H. 1989. Computer-assisted flood-plain Hydrology and Hydraulics. New York, Mc Graw-Hill. 519 p.

- HUGHES, D.A. 1984. An isolated event model based upon direct runoff calculations using an implicit source area concept *Hydrological Sciences Journal* (Gran Bretaña) 29(3): 311-325.
- HUGGINS, H.; BURNET, J. R. 1982. Surface runoff, storage and routing. In *Hydrologic Modeling of small watersheds*. ed por C.T. Haan; H. D. Johnson, D. L. Brakensiek. EE.UU. American Society of Agricultural Engineers. p. 169-225.
- IBRAHIM, Y.; LIONG, S. Y. 1993. A method of estimating optimal catchment models parameters. *Water Resources Research* (EE.UU.) 29(9):3049-3058.
- IORGULESCU, I.; JORDAN, J. P. 1994. Validation of TOPMODEL on a small Swiss catchment. *Journal of Hydrology* (Inglaterra) 159:255-273.
- JACKSON, T. J. 1982. Application and selection of hydrologic models. In *hydrologic modeling of small watersheds*. Ed. por C. T. Haan, H. P. Johnson, D. L. Brakensiek. EE.UU., American Society of Agricultural Engineers. p. 475-504.
- JAIN, S. K. 1993. Calibration of conceptual models for rainfall-runoff simulation. *Hydrological Sciences* (Inglaterra) 38:431-441.
- JAMES, L. D.; BURGESS, S. J. 1982. Selection, calibration and testing of hydrologic models. In *Hydrologic modeling of small watershed*. Ed por C. T. Haan; H. P. Johnson; D. L. Brakensiek. EE.UU., American Society of Agricultural Engineers. p. 437-472.
- JAMIESON, C. A.; CLAUSEN, J. C. 1988. Tests of the CREAMS model on agricultural fields in Vermont. *Water Resources Bulletin* (EE.UU.) 24(6):1219-1226.
- JOHNSTON, P. R.; PILGRIM, D. H. 1976. Parameter optimization for watershed models. *Water Resources Research* (EE.UU.) 12(3):477-486.

- KISIEL, C.C. 1969. Time series analysis of hydrologic data. *Advances in hidroscience* (EE.UU.) 5:1-119.
- KHANN, A.Q.; ORMSBEE, L.E. 1989. A comparison of two hydrologic models for steeply sloping forested watersheds. *Journal of hydrology* (Holanda) 109: 325-349.
- KITE, G.W. 1985. Frequency and risk analyses in hydrology. Michigan, EE:UU. Water Resources. Publications. p. 224.
- KITE, G. W. 1993. Application of a land class hydrological model to climatic change. *Water Resources Research* (EE.UU.) 29(7):2377-2384.
- KITE, G. W.; KOUWEN, N. 1992. Watershed modeling using land classifications. *Water Resources Research* (EE.UU.) 28(12):3193-3200.
- LARSON, C. L.; ONSTAD, C. A.; RICHARDSN, H. H.; BROOKS, K. N. 1982. Some particular watershed models. In Hydrologic Modeling of small watershed. Ed. por C.T. Haan; H. D. Johnson, D.L. Brakensiek. EE.UUU., American Society of Agricultural Engineers. p. 409-434.
- LARSON, L. W.; PECK, E. L. 1974. Accuracy of precipitation measurements for hydrologic modeling. *Water Resources Research* (EE.UU.) 10(4):857-863.
- LEON, R.A. 1990. Determinación de la hidroerosión laminar, utilizando varillas metálicas asociadas a parcelas de escorrentía. La Suiza, cuenca del río Tuis, Costa Rica. Tesis Mag. Sc. Turrialba, C.R. 169 p.
- LINSLEY R. K.; KOHLER, M. A.; PAULHUS, J. L. H. 1983. Hidrología para ingenieros. 2ed. Trad. por Alejandro Deeb, Jaime Iván Ordoñez y Favio Castrillón. Bogotá, Col. Mc. Graw-Hill. 386 p.

- LINSLEY R.K. 1986. Flood estimates: how good are they? *Water Resources Research* (EE.UU.) 22(9): 159S - 164S.
- LOAGUE, K. 1992. Impact of overland flow plane characterization on event simulations with a quasi-physically based rainfall-runoff model. *Water Resources Research* (EE.UU.) 28(9): 2541 - 2545.
- MARTINEC, L., RANGO, A. 1989. Merits of statistical criteria for the performance of hydrological models. *Water Resources Bulletin* (EE.UU:) 25(2): 421 - 432.
- MELCHING, C. S.; YEN, B. C.; WENZEL JUNIOR, H. G. 1990. A reliability estimation in modeling watershed runoff with uncertainties. *Water Resources Research* (EE.UU.) 26(10):2275-2286.
- MORA C., I. 1987. Evaluación de la pérdida de suelo mediante la ecuación universal (EUPS): aplicación para definir acciones de manejo en la cuenca del río Pejibaye, vertiente Atlántica, Costa Rica. Tesis Mag. Sc., Turrialba, C.R., CATIE. 104 p.
- MOTTA JUNIOR, J. C. 1984. Simulation of the urbanization effect in flow. *Hydrological Sciences* (Inglaterra) 29(2):131-147.
- MUMEKA, A. 1986. Effect of deforestation and subsistence agriculture on runoff of the Kafue River headwaters, Zambia. *Hydrological Sciences* (Inglaterra) 31(4):543-554.
- NUÑEZ, J. 1986. Estudio semidetallado de suelos en el área de la cuenca del río Tuis. Tesis Mag. Sc. Turrialba, C.R., CATIE. 310 p.
- NUÑEZ, J.; RODRIGUEZ, H.; DIAZ, R. 1985. Evaluación de la fertilidad de un Ultisol del trópico húmedo en la cuenca del río Tuis, Turriaba, aplicada a café y caña de azúcar. Turrialba, C.R. Informe Técnico no. 53. CATIE. p. irr.

- OBLER, CH.; WENDLING, J.; BEVEN, K. 1994. The sensitivity of hydrological models to spatial rainfall patterns: an evaluation using observed data. *Journal of Hydrology* (Holanda) 159:305-333.
- PANAGOULIA, D. 1992. Hydrological modeling of a medium-size mountainous catchment from incomplete meteorological data. *Journal of Hydrology* (Holanda) 137:279-310.
- PEREZ, L. A. 1990. Manejo institucionalizado hacia la sostenibilidad del uso de la tierra en cuencas hidrográficas pequeñas: la cuenca del río Tuis, Turrialba, Costa Rica. Tesis Mag. Sc. Turrialba, C.R., CATIE. 173 p.
- QUESADA, C. 1985. Proyecto: Sistemas de manejo medio ambientales. Turrialba, C.R. Informe. Proyecto AID/CATIE. 41 p.
- RENARD, K. G.; RAWLS, W. J.; FOGEL, M. M. 1982. Currently available models. *In* Hydrologic Modeling of small watershed. Ed. por C.T. Haan; H. D. Johnson, D. L. Brakensiek. EE.UU. American Society of Agricultural Engineers. p. 507-522.
- RODRIGUEZ, M. E. 1981. Estudio social y económico de un grupo de fincas en La Suiza, Turrialba, Costa Rica. Cartago, C.R. Instituto Tecnológico de Costa Rica. 45 p.
- ROGERS, P. P.; FIERING, M. B. 1986. Use of systems analysis in water management. *Water Resources Research* (EE.UU.) 22(9):1465-1585.
- SOLIS, H. OREAMUNO, R.; MURILLO, W.; CHACON, J. J. 1993. Modelación hidrológica e hidráulica para el control de inundaciones en Centroamérica: Casos río Purires y Turrialba. Turrialba, C.R. CATIE/RENARM/CUENCAS.

- SOLIS, H.; BEAULIEU, N.; CHACON, J. J. 1994. Análisis del problema de inundaciones en el río Colorado, Turrialba, Costa Rica. Informe Técnico. Turrialba, C.R., CATIE. 74 p.
- SOLIS, H.; CHACON, J. 1992. Modelación hidrológica e hidráulica para el control de inundaciones en el río Turrialba, C.R. CATIE. Proyecto RENARM/CUENCAS. p. irr.
- SOLIS, H.; MURILLO, W.; OREAMUNO, R. 1991a. Estudio hidrológico e hidráulico para el control de inundaciones en la cuenca del río Purires, valle del Guarco. Informe Técnico. CATIE. Proyectos RENARM/CUENCAS. p. irr.
- SOLIS, H.; RIVAS, C.; OREAMUNO, R.; MURILLO, W.; SANCHEZ, A.; SABORIO, J. 1991b. Modelación hidrológica e hidráulica usando HEC-1 y HEC-2. Curso corto: C-306-91 (1991, Turrialba, C.R.) Turrialba, C.R. CATIE/RENARM/CUENCAS.
- SOLOMON, R.M.; SCHMIDT, L.J. 1980. Graphical display of watershed management options. In symposium on watershed management, 1980. Vol II. (1980, Idaho, EE.UU). Idaho, EE.UU. ASAE. p. 1026-1035.
- SOROOSHIAN, S.; DUAN, Q.; GUPTA, V. K. 1993. Calibration of rainfall-runoff models: aplicación de global optimization to the Sacramento Soil Moisture Accounting Model. *Water Resources Research* (EE.UU.) 29(4):1185-1195.
- TOEBES, C.; OURYVAEV, V. 1970. Las cuencas representativas y experimentales: guía internacional de prácticas en materia de investigación. Trad. por R. Heras. España, UNESCO, Pub. 95. 598 p.

- UGALDE, L. A. 1979. Descripción y evaluación de las prácticas forestales en la cuenca piloto de La Suiza, Cantón de Turrialba. Turrialba, C.R. Proyecto Universidad de las Naciones Unidas/CATIE. 31 p.
- VARGAS, G.G. 1986. Estudio geológico entre máquina vieja y quebrada Armado, provincia de Cartago, Costa Rica. UCR. 29 p.
- VISSMAN, W.; LEWIS, G. L.; KNAPP, J. W. 1989. Introduction to hydrology. 3 ed. New York. Harper Row. 780 p.
- WILLIAMS, J. R.; NICKS, A. D. 1982. CREAMS Hydrology model-option one. In Applied Modeling in Catchment Hydrology (1981, Mississippi, EE.UU.). [Proceedings]. Ed. por Vijay P. Singh. Louisiana, EE.UU. Water Resources Publications. p. 69-86.
- ZAVESKY, R. R.; GOODMAN, A. S. 1988. Water-surface profiles without energy loss coefficients. *Water Resources Bulletin* (EE.UU.) 24(6):1281-1287.

## 8. APENDICES

## 8.1 Características geomorfológicas de las cuencas de Tuis y Pejibaye

### 8.1.1 Datos generales

#### 8.1.1.1 Cuenca del río Tuis

- Area:	76.767 km <sup>2</sup>
- Perímetro:	47.51592 km
- Elevación máxima:	1980 msnm
- Elevación mínima:	558 msnm
- Cauce principal	
Altitud máxima:	1922 msnm
Longitud:	22.458 km
- Número de orden:	3

#### 8.1.1.2 Cuenca del río Pejibaye a la altura del fluviógrafo Oriente

- Area:	229.19 km <sup>2</sup>
- Perímetro:	69.649.74 km
- Elevación máxima:	2630 msnm
- Elevación mínima:	618.79 msnm
- Cauce principal	
Altitud máxima:	2530 msnm
Longitud:	29.14312 km
- Número de orden:	4

### 8.1.2 Índice de compacidad

Es la relación entre el perímetro de la cuenca y el de un círculo de igual superficie.

$$I_c = \frac{0.282 * P}{\sqrt{A}} \quad (8.12.1)$$

Donde:

P es el perímetro y A es el área de la cuenca

- Para la cuenca del río Tuis:  $I_c = 1.53$

- Para la cuenca del río Pejibaye:  $I_c = 1.30$

El  $I_c$  da una idea de la forma de la cuenca

### 8.1.3 Curva hipsométrica

La curva hipsométrica es una representación de áreas de curvas de nivel y su elevación, y caracteriza de alguna manera el relieve.

La información para la obtención de la curva hipsométrica de la cuenca del río Tuis y el río Pejibaye se presenta en los Cuadros 1AP y 2AP respectivamente. Las curvas hipsométricas se muestran en las Figuras 1AP y 2AP respectivamente.

Cuadro 1AP. Valores para la curva hipsométrica. Río Tuis.

CURVAS DE NIVEL (msnm)	AREA km <sup>2</sup>	AREA ACUMULADA km <sup>2</sup>	%
1900-1980	0.09	0.09	0.12
1800-1900	0.65	0.74	0.96
1700-1800	1.54	2.28	2.97
1600-1700	1.54	3.82	4.98
1500-1600	2.27	6.09	7.93
1400-1500	3.7	9.79	12.75
1300-1400	4.44	14.23	18.54
1200-1300	7.44	21.67	28.23
1100-1200	8.67	30.34	39.52
1000-1100	9.66	40	52.1
900-1000	10	50	65.13
800-900	9.62	59.62	77.66
700-800	8.41	68.03	88.62
600-700	6.94	74.97	97.66
558-600	1.8	76.77	100

Cuadro 2AP. Valores para la curva hipsométrica. Río Pejibaye

CURVAS DE NIVEL msnm	AREA km <sup>2</sup>	AREA ACUMULADA km <sup>2</sup>	%
2600-2700	0.22	0.22	0.1
2500-2600	2.28	2.5	1.09
2400-2500	3.16	5.66	2.47
2300-2400	5.59	11.25	4.91
2200-2300	6.56	17.81	7.78
2100-2200	6.99	24.8	10.83
2000-2100	7.26	32.06	14
1900-2000	8.43	40.49	17.68
1800-1900	10.22	50.71	22.14
1700-1800	9.81	60.52	26.42
1600-1700	12.23	72.75	31.76
1500-1600	14.36	87.11	38.03
1400-1500	15.14	102.25	44.64
1300-1400	18.32	120.57	52.64
1200-1300	17.96	138.53	60.48
1100-1200	18.11	156.64	68.39
1000-1100	19.96	176.6	77.1
900-1000	20.99	197.59	86.27
800-900	14.94	212.53	92.79
700-800	10.06	222.59	97.18
600-700	6.45	229.04	100

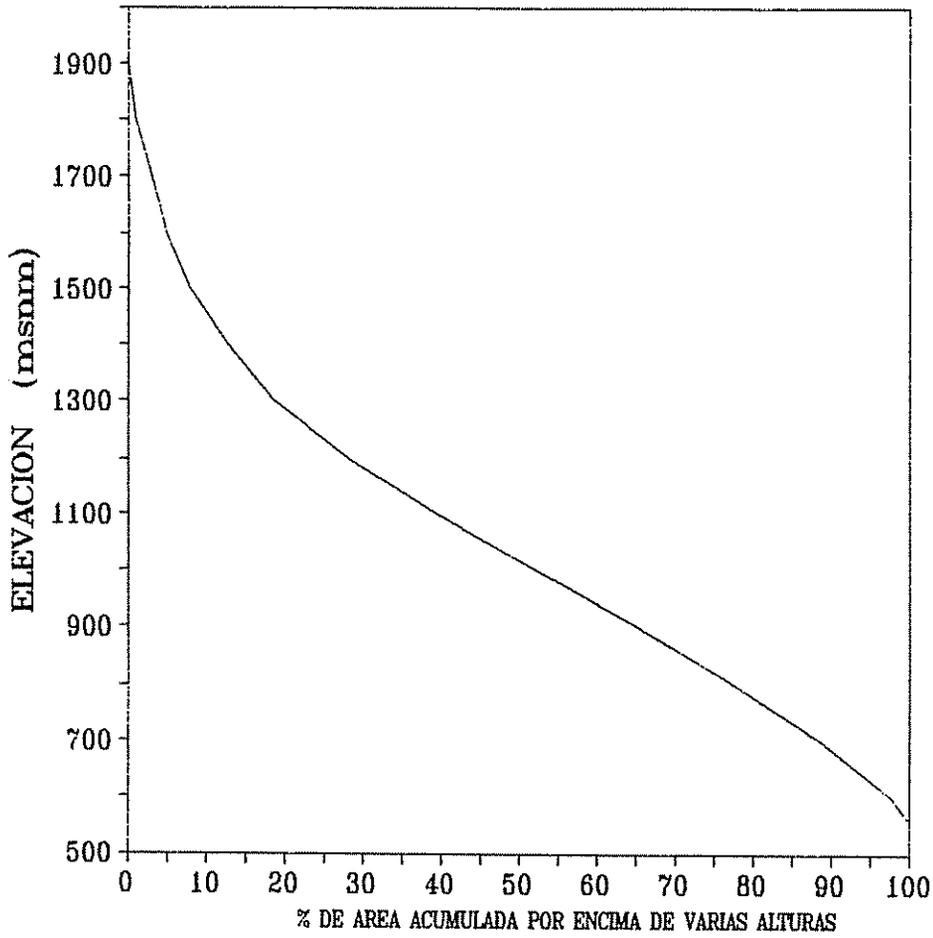


Figura 1AP. Curva hipsométrica de la cuenca del río Tuis

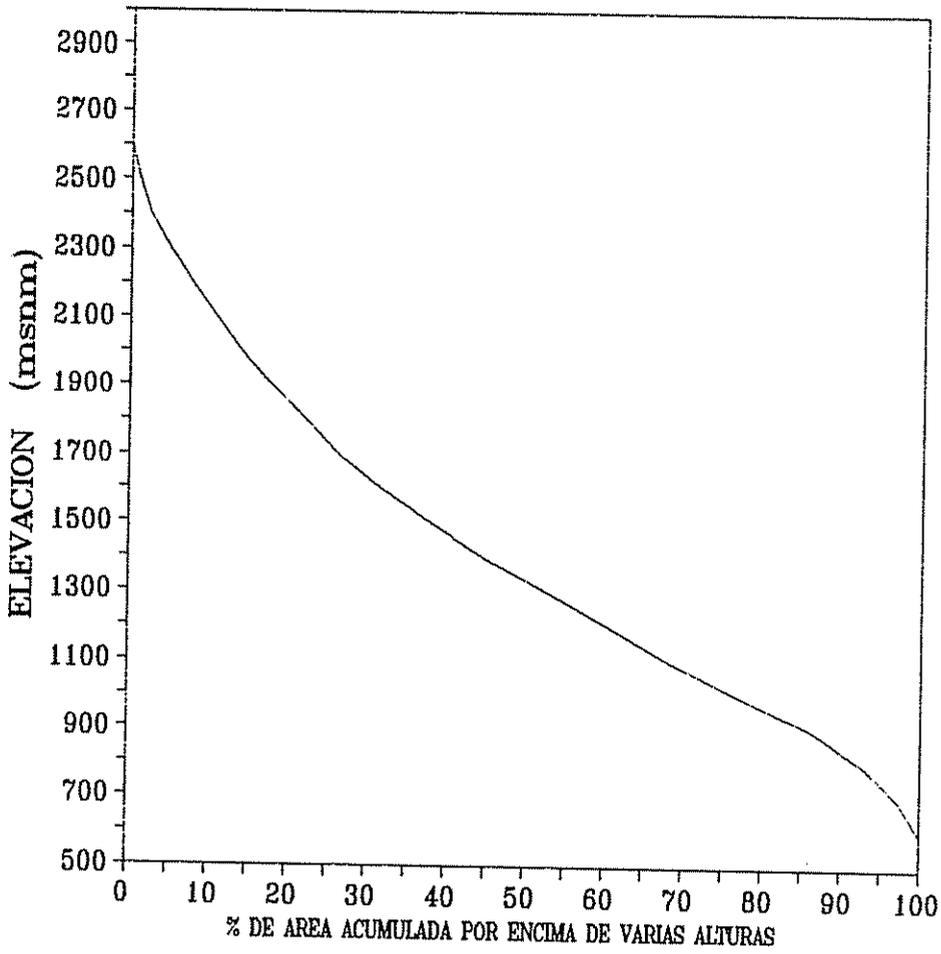


Figura 2AP. Curva hipsométrica de la cuenca de Oriente, Pejibaye

#### 8.1.4 Rectángulo equivalente

El rectángulo equivalente es un rectángulo que tiene idéntica superficie, distribución hipsométrica y coeficiente de compacidad que la cuenca, además de una densidad de drenaje y distribución de la vegetación similares (Toebes y Ouryvaev, 1970).

El lado mayor (L) y lado menor (l) del rectángulo equivalente se obtiene de las siguientes relaciones:

$$L = \frac{I_c \sqrt{A}}{1.12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{I_c} \right)} \right] \quad (8.1.4.1)$$

$$l = \frac{I_c \sqrt{A}}{1.12} \left[ 1 + \sqrt{1 + \left( \frac{1.12}{I_c} \right)} \right] \quad (8.1.4.2)$$

Para la cuenca del río Tuis:	L= 20.12 km
	l= 3.81 km
Para la cuenca del río Pejibaye:	L= 26.5 km
	l= 8.65 km

#### 8.1.5 Índice de pendiente

El índice de pendiente ( $I_p$ ) representa el valor medio de la pendiente de la cuenca, y se define por:

$$I_p = \sum_{i=2}^n \sqrt{\left[ \frac{B_i (A_i - A_{i-1})}{L} \right]} \quad (8.1.5.1)$$

Donde:

- n= Es el número de curvas de nivel existentes en el rectángulo, incluyendo los extremos.
- $A_i$ = Son las cotas (msnm) de las n curvas de nivel consideradas.
- $B_i$ = Es la fracción del área total de la cuenca comprendida entre las cotas  $A_i$  y  $A_{i-1}$

$L$  = Es la longitud del lado mayor del rectángulo equivalente.

La información para el cálculo del índice de pendiente se encuentra en los Cuadros 3AP y 4AP. Los resultados para las cuencas son:

- Cuenca del río Tuis:  $I_p = 24.6\%$
- Cuenca del río Pejibaye:  $I_p = 26.7\%$

Cuadro 3AP. Índice de pendiente de la cuenca del río Tuis

CURVAS DE NIVEL msnm	AREA km <sup>2</sup>	$B_i$	INDICE PEN
1900-1980	0.09	0.001172	0.002159
1800-1900	0.65	0.008467	0.006487
1700-1800	1.54	0.020061	0.009985
1600-1700	1.54	0.020061	0.009985
1500-1600	2.27	0.02957	0.012123
1400-1500	3.7	0.048198	0.015477
1300-1400	4.44	0.057837	0.016955
1200-1300	7.44	0.096917	0.021948
1100-1200	8.67	0.112939	0.023692
1000-1100	9.66	0.125835	0.025008
900-1000	10	0.130264	0.025445
800-900	9.62	0.125314	0.024957
700-800	8.41	0.109552	0.023334
600-700	6.94	0.090403	0.021197
558-600	1.8	0.023448	0.006996
INDICE DE PENDIENTE=			0.245749

Cuadro 4AP. Índice de pendiente de la cuenca de Oriente, Pejibaye

CURVAS DE NIVEL msnm	AREA km <sup>2</sup>	B <sub>i</sub>	INDICE PEN
2600-2700	0.22	0.00096	0.001903
2500-2600	2.28	0.009948	0.006127
2400-2500	3.16	0.013788	0.007213
2300-2400	5.59	0.02439	0.009594
2200-2300	6.56	0.028623	0.010393
2100-2200	6.99	0.030499	0.010728
2000-2100	7.26	0.031677	0.010933
1900-2000	8.43	0.036782	0.011781
1800-1900	10.22	0.044592	0.012972
1700-1800	9.81	0.042803	0.012709
1600-1700	12.23	0.053362	0.01419
1500-1600	14.36	0.062655	0.015376
1400-1500	15.14	0.066059	0.015789
1300-1400	18.32	0.079934	0.017368
1200-1300	17.96	0.078363	0.017196
1100-1200	18.11	0.079017	0.017268
1000-1100	19.96	0.087089	0.018128
900-1000	20.99	0.091583	0.01859
800-900	14.94	0.065186	0.015684
700-800	10.06	0.043894	0.01287
600-700	6.45	0.028143	0.010305
INDICE DE PENDIENTE =		0.267118	

### 8.1.6 Pendiente media del río

La pendiente media del río ( $I_R$ ) se obtiene de:

$$I_R = \frac{H_M - h_m}{L_R} \quad (8.1.6.1)$$

Donde:

$L_R$ = Es la longitud del río en metros

$H_M$  y  $h_m$ = Son las alturas máxima y mínima del río en metros

Para la cuenca del río Tuis:  $I_R = 6.1\%$

Para la cuenca del río Pejibaye:  $I_R = 6.6\%$

### 8.1.7 Altura media

La altura media de la cuenca ( $h_m$ ) se obtiene a partir de la información de la curva hipsométrica.

$$h_m = \frac{\sum_{i=1}^n (h_i * A_i)}{A} \quad (8.1.7.1)$$

Donde:

$h_i$ = Es la altura media entre curvas de nivel.

$A_i$ = Es el área entre curvas de nivel.

$A$ = Es el área total de la cuenca.

Para la cuenca del río Tuis:  $h_m = 1048$  m

Para la cuenca del río Pejibaye:  $h_m = 1402$  m

### 8.1.8 Densidad de drenaje

La densidad de drenaje se obtiene de:

$$D = \frac{\sum_{i=1}^n L_D}{A_D} \quad (8.1.8.1)$$

Donde:

D= Es la densidad de drenaje en  $\text{km}/\text{km}^2$

$L_D$ = Es la longitud total de todos los cauces.

$A_D$ = Es el área total de la cuenca.

Para la cuenca del río Tuis:

-  $L_D = 105.21391 \text{ km}$

-  $D = 1.4 \text{ km}/\text{km}^2$

Para la cuenca del río Pejibaje:

-  $L_D = 204.11085 \text{ km}$

-  $D = 0.9 \text{ km}/\text{km}^2$

#### 8.1.9 Alejamiento medio

El alejamiento medio es la distancia promedio de un punto cualquiera en la cuenca respecto a su perímetro.

$$A_m = \frac{L}{\sqrt{A}} \quad (8.1.9.1)$$

Donde:

$A_m$ : Es el alejamiento medio

L: Es la longitud del cauce principal

A: Es el área de la cuenca.

Para la cuenca del río Tuis:  $A_m = 2.56$

Para la cuenca del río Pejibaje:  $A_m = 1.93$

#### 8.1.10 Factor de forma

El factor de forma ( $F_f$ ) es una relación entre el ancho promedio y la longitud de la cuenca.

$$F_f = \frac{A}{L_o^2} \quad (8.1.9.2)$$

Donde:

A= Es el área de la cuenca.

L<sub>o</sub>= Es la longitud de la cuenca (L<sub>o</sub>= 14.4 km para Tuis; L<sub>o</sub>= 19.9 km para pejibaye).

Para la cuenca del río Tuis: F<sub>f</sub>= 0.37

Para la cuena del río Pejibaye: F<sub>f</sub>= 0.58

8.2 Archivo de calibración ORIE11.DAT con su respectiva salida (resumen).

HEC-1 INPUT

LINE	ID	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	ID	CALIBRACION DE LA CUENCA DE ORIENTE, PEJIBAYE									
2	ID	ORIE11.DAT ARCHIVO DE DATOS									
3	ID	19 DE AGOSTO 1994									
4	ID	EVENTO DEL 27 DE JULIO DE 1979									
5	IT	15	27JUL79	1447	101						
6	IO	2	2								
7	OU										
8	IM										
9	IN	15	27JUL79	1247							
10	PG	ORIE	97.814								
11	PC	0	0.021	0.022	0.023	0.024	0.024	0.025	0.163	1.755	4.096
12	PC	5.266	5.28	5.803	7.46	8.512	8.898	10.279	22.21	34.336	45.594
13	PC	62.004	80.245	85.709	87.329	89.41	95.572	96.497	97.354	97.754	97.814
14	PC	97.838									
15	PG	HUMO	75.9								
16	PG	GATO	42.4								
17	PG	TABA	59.4								
18	PG	TAUS	93.5								
19	PG	TSEI	59.9								
20	PG	CORD	94.3								
21	KK	ORIE									
22	KM	HIDROGRAMA OBSERVADO EN LA ESTACION LIMNIGRAFICA DE ORIENTE									
23	IN	15	27JUL79	1447							
24	QO	23.688	23.599	23.544	23.497	23.475	23.656	23.859	24.403	24.788	25.058
25	QO	25.237	25.601	26.736	62.553	189.465	250.628	316.531	279.711	244.263	210.267
26	QO	177.55	156.294	141.577	124.712	113.531	106.074	99.671	93.842	89.103	85.911
27	QO	81.928	77.886	73.885	70.434	67.523	64.917	63.019	61.323	59.67	58.129
28	QO	56.969	56.15	55.868	55.666	54.895	54.005	53.256	52.543	51.835	51.051
29	QO	50.27	49.534	49.012	48.491	47.962	47.434	46.907	46.42	45.935	45.484
30	QO	45.065	44.647	44.217	43.782	43.348	42.978	42.679	42.381	42.082	41.775
31	QO	41.468	41.161	40.882	40.642	40.401	40.161	39.916	39.671	39.429	39.192
32	QO	38.955	38.696	38.426	38.154	37.88	37.606	37.358	37.105	36.838	36.572
33	QO	36.306	36.107	35.934	35.762	35.59	35.378	35.134	34.892	34.703	34.54
34	QO	34.425									
35	BA	229.19									
36	BF	23.475	55	1.029							
37	PT	ORIE	HUMO	GATO	TABA	TAUS	TSEI	CORD			
38	PW	0.08	0.16	0.26	0.18	0.11	0.14	0.07			
39	PR	ORIE									
40	PW	1									
41	LS	27.1	70								
42	UD	1.129									
43	ZZ										

```

*****
*
*           OPTIMIZATION RESULTS           *
*
*****
*
*   SCS UNITGRAPH LAG   1.13             *
*
*   INITIAL ABSTRACTION = 27.10         *
*   SCS CURVE NUMBER = 70.00           *
*   GREEN AND AMPT LOSS RATE PARAMETERS *
*   STRTL = 27.10                      *
*   DTH = 70.00                        *
*   PSIF = .00                          *
*   XKSAT = .00                         *
*
*   EQUIVALENT UNIFORM LOSS RATE 30.460 *
*
*****

```

```

*****
*
*           COMPARISON OF COMPUTED AND OBSERVED HYDROGRAPHS           *
*
*****

```

```

*
*           STATISTICS BASED ON OPTIMIZATION REGION                   *
*           (ORDINATES 1 THROUGH 101)                                 *
*
*****

```

	SUM OF FLOWS	EQUIV DEPTH	MEAN FLOW	TIME TO CENTER OF MASS	LAG C.M. TO C.M.	PEAK FLOW	TIME OF PEAK
PRECIPITATION EXCESS		10.682		3.83			
COMPUTED HYDROGRAPH	6336.	24.881	63.	10.07	6.24	317.	4.50
OBSERVED HYDROGRAPH	6359.	24.973	63.	10.30	6.47	317.	4.00
DIFFERENCE	-23.	-.092	-0.	-.23	-.23	0.	.50
PERCENT DIFFERENCE	-.37				-3.58	.11	
STANDARD ERROR		25.				AVERAGE ABSOLUTE ERROR	11.
OBJECTIVE FUNCTION		35.				AVERAGE PERCENT ABSOLUTE ERROR	10.87

## 8.3 Archivo de calibración ORIE2G.DAT con su respectiva salida (resumen).

HEC-1 INPUT

PAGE 1

LINE	ID	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	ID	CALIBRACION DE LA CUENCA DE ORIENTE, PEJIBAYE									
2	ID	ORIE2G.DAT ARCHIVO DE DATOS									
3	ID	19 DE AGOSTO 1994									
4	ID	EVENTO DEL 21 DE SETIEMBRE DE 1982									
5	IT	15	21SEP82	1442	79						
6	IO	2	2								
7	OU										
8	IN										
9	IN	15	21SEP82	1442							
10	PG	ORIE	88.004								
11	PC	0	0.023	0.024	0.025	0.397	1.663	3.993	4.02	7.392	10.527
12	PC	87.239	87.462	87.576	87.655	87.836	87.971	87.984	87.996	88.004	
13	PG	HUMO	75.3								
14	PG	GATO	47.1								
15	PG	TABA	39.8								
16	PG	TAUS	62.5								
17	PG	DEST	30.5								
18	PG	TSEI	56.4								
19	PG	CORD	72.4								
20	KK	ORIE									
21	KM	HIDROGRAMA OBSERVADO EN LA ESTACION LIMNIGRAFICA DE ORIENTE									
22	IN	15	21SEP82	1442							
23	QO	44.874	44.782	44.553	44.557	44.742	45.036	45.655	46.112	45.97	47.649
24	QO	49.945	103.255	160.573	211.528	266.739	325.862	388.619	331.339	277.027	243.883
25	QO	250.95	237.422	205.241	176.972	151.788	133.508	123.97	114.66	106.27	98.178
26	QO	93.522	89.978	86.694	83.737	80.756	77.848	76.098	74.36	72.864	71.545
27	QO	70.22	68.877	67.496	66.066	64.625	63.387	62.569	61.754	61.125	60.534
28	QO	59.829	59.02	58.586	58.358	58.026	57.629	57.233	56.944	56.775	56.607
29	QO	56.39	56.162	55.934	55.609	55.138	54.762	54.451	54.14	53.786	53.434
30	QO	53.153	52.908	52.649	52.388	52.111	51.769	51.427	51.111	50.81	
31	BA	229.19									
32	BF	44.553	70	1.025							
33	PT	ORIE	HUMO	GATO	TABA	TAUS	DEST	TSEI	CORD		
34	PW	0.08	0.16	0.23	0.14	0.11	0.16	0.05	0.07		
35	PR	ORIE									
36	PW	1									
37	LS	14.8	74								
38	UD	1.573									
39	ZZ										



8.4 Archivo de calibración ORIE3L.DAT con su respectiva salida (resumen).

HEC-1 INPUT

LINE	ID	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	ID	CALIBRACION DE LA CUENCA DE ORIENTE, PEJIBAYE									
2	ID	ORIE3L.DAT ARCHIVO DE DATOS									
3	ID	19 DE AGOSTO 1994									
4	ID	EVENTO DEL 4 DE JULIO DE 1984									
5	IT	15	4JUL84	1438	104						
6	IO	2	2								
7	OU										
8	IM										
9	IN	15	4JUL84	1438							
10	PG	ORIE	18.71								
11	PC	0	0	0	0	0	0	0	0.077	0.492	2.301
12	PC	17.338	18.6	18.666	18.688	18.705	18.71				
13	PG	HUMO	16.3								
14	PG	GATO	67.5								
15	PG	TABA	44.9								
16	PG	TAUS	21.1								
17	PG	DEST	21								
18	PG	TSEI	126.5								
19	PG	CORD	133.3								
20	KK	ORIE									
21	KM	HIDROGRAMA OBSERVADO EN LA ESTACION LIMNIGRAFICA DE ORIENTE									
22	IN	15	4JUL84	1438							
23	QO	36.026	35.923	35.849	35.81	35.909	36.264	42.195	45.544	47.453	51.106
24	QO	54.132	55.179	67.104	115.623	171.126	216.238	255.784	238.96	222.444	206.279
25	QO	190.48	174.477	158.453	144.581	139.473	134.419	129.42	122.514	114.77	108.307
26	QO	101.68	95.046	90.551	87.299	84.139	81.166	78.304	75.899	74.382	72.888
27	QO	71.468	69.992	68.472	67.04	65.628	64.608	63.754	63.049	62.369	61.691
28	QO	61.067	60.483	59.901	59.324	58.821	58.318	57.82	57.335	56.852	56.452
29	QO	56.147	55.843	55.539	55.21	54.849	54.489	54.13	53.773	53.429	53.085
30	QO	52.756	52.481	52.207	51.905	51.559	51.214	50.999	50.859	50.719	50.546
31	QO	50.314	50.082	49.851	49.619	49.421	49.232	49.024	48.811	48.631	48.486
32	QO	48.318	48.113	47.908	47.703	47.554	47.409	47.265	47.095	46.914	46.734
33	QO	46.555	46.442	46.33	46.215						
34	BA	229.19									
35	BF	35.81	70	1.017							
36	PT	ORIE	HUMO	GATO	TABA	TAUS	DEST	TSEI	CORD		
37	PW	0.08	0.16	0.23	0.14	0.11	0.16	0.05	0.07		
38	PR	ORIE									
39	PW	1									
40	LS	12	67								
41	UD	1.518									
42	ZZ										

```

*****
*
*           OPTIMIZATION RESULTS           *
*
*****
*
*   SCS UNITGRAPH LAG   1.52             *
*
*   INITIAL ABSTRACTION = 12.00         *
*   SCS CURVE NUMBER = 67.00           *
*   GREEN AND AMPT LOSS RATE PARAMETERS *
*       STRTL = 12.00                   *
*       DTH   = 67.00                   *
*       PSIF  = .00                     *
*       XKSAT = .00                     *
*
*   EQUIVALENT UNIFORM LOSS RATE 120.906 *
*
*****

```

```

*****
*
*           COMPARISON OF COMPUTED AND OBSERVED HYDROGRAPHS
*
*****
*
*           STATISTICS BASED ON OPTIMIZATION REGION
*           (ORDINATES 1 THROUGH 104)
*
*****
*
*
*           SOM OF FLOWS      EQUIV DEPTH      MEAN FLOW      TIME TO CENTER OF MASS      LAG C.M. TO C.M.      PEAK FLOW      TIME OF PEAK
*
*   PRECIPITATION EXCESS           7.750           2.80
*
*   COMPUTED HYDROGRAPH      7380.      28.980      71.      11.48      8.68      256.      4.00
*   OBSERVED HYDROGRAPH      7723.      30.329      74.      10.93      8.13      256.      4.00
*
*   DIFFERENCE                -343.      -1.349      -3.      .55      .55      0.      .00
*   PERCENT DIFFERENCE        -4.45
*
*           STANDARD ERROR      21.      AVERAGE ABSOLUTE ERROR      12.
*   OBJECTIVE FUNCTION        25.      AVERAGE PERCENT ABSOLUTE ERROR      13.68
*
*****

```

## 8.5 Archivo de calibración ORIE5H.DAT con su respectiva salida (resumen).

HEC-1 INPUT

PAGE 1

LINE	ID	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	ID	CALIBRACION DE LA CUENCA DE ORIENTE, PEJIBAYE									
2	ID	ORIE5H.DAT ARCHIVO DE DATOS									
3	ID	19 DE AGOSTO 1994									
4	ID	EVENTO DEL 27 DE SETIEMBRE DE 1986									
5	IT	15	27SEP86	1253	96						
6	IO	2	2								
7	OU										
8	IN										
9	IN	15	27SEP86	1253							
10	PG	ORIE	78.888								
11	PC	0.004	1.378	3.02	7.342	11.78	12.298	15.204	19.584	23.78	31.18
12	PC	48.044	66.984	76.662	78.827	78.888					
13	PG	HUMO	74								
14	PG	GATO	54.1								
15	PG	TABA	93.5								
16	PG	TAUS	73.4								
17	PG	DEST	33.1								
18	PG	TSEI	53.2								
19	PG	CORD	51.4								
20	KK	ORIE									
21	KM	HIDROGRAMA OBSERVADO EN LA ESTACION LIMNIGRAFICA DE ORIENTE									
22	IN	15	27SEP86	1253							
23	QO	44.147	44.34	45.382	46.313	49.493	55.713	63.044	70.684	75.618	86.084
24	QO	115.61	149.348	191.187	324.764	491.906	375.485	295	234.206	184.839	154.254
25	QO	134.38	122.084	111.141	101.051	93.858	87.088	82.139	77.292	73.875	71.668
26	QO	69.53	67.678	64.803	63.482	62.518	61.29	59.128	57.919	56.692	55.638
27	QO	54.723	54.047	52.823	52.2	51.458	50.245	49.566	48.893	48.553	48.24
28	QO	48.014	47.788	47.508	47.217	47.01	46.816	46.696	46.442	46.019	45.609
29	QO	45.242	44.963	44.716	44.469	44.165	43.775	43.386	42.998	42.762	42.606
30	QO	42.45	42.162	41.857	41.553	41.258	41.018	40.778	40.539	40.3	40.038
31	QO	39.729	39.421	39.114	38.963	38.848	38.732	38.617	38.495	38.731	38.246
32	QO	38.121	37.993	37.866	37.739	37.591	37.385				
33	BA	229.19									
34	BF	44.147	49.969	1.028							
35	PT	ORIE	HUMO	GATO	TABA	TAUS	DEST	TSEI	CORD		
36	PW	0.08	0.16	0.23	0.14	0.11	0.16	0.05	0.07		
37	PR	ORIE									
38	PW	1									
39	LS	17.9	71								
40	UD	1.255									
41	ZZ										

```

*****
*
*           OPTIMIZATION RESULTS           *
*
*****
*
*   SCS UNITGRAPH LAG   1.25             *
*
*   INITIAL ABSTRACTION = 17.90         *
*   SCS CURVE NUMBER = 71.00           *
*   GREEN AND AMPT LOSS RATE PARAMETERS *
*   STRTL = 17.90                       *
*   DTH = 71.00                         *
*   PSIF = .00                          *
*   XKSAT = .00                         *
*
*   EQUIVALENT UNIFORM LOSS RATE  30.237 *
*
*****

```

```

*****
*
*           COMPARISON OF COMPUTED AND OBSERVED HYDROGRAPHS           *
*
*****
*
*           STATISTICS BASED ON OPTIMIZATION REGION                   *
*           (ORDINATES 1 THROUGH 96)                                  *
*
*****
*
*
*           SUM OF FLOWS      EQUIV DEPTH      MEAN FLOW      TIME TO CENTER OF MASS      LAG C.M. TO C.M.      PEAK FLOW      TIME OF PEAK
*
*   PRECIPITATION EXCESS           13.826           3.03
*
*   COMPUTED HYDROGRAPH      7325.      28.764      76.      8.26      5.23      492.      4.00
*   OBSERVED HYDROGRAPH      7117.      27.948      74.      8.85      5.82      492.      3.50
*
*   DIFFERENCE           208.      .816           2.      - .59      - .59      0.      .50
*   PERCENT DIFFERENCE      2.92           -10.08      .07
*
*
*           STANDARD ERROR      46.           AVERAGE ABSOLUTE ERROR      21.
*           OBJECTIVE FUNCTION      66.           AVERAGE PERCENT ABSOLUTE ERROR      19.82
*
*****

```



```

*****
*
*           OPTIMIZATION RESULTS           *
*
*****
*
*   SCS UNITGRAPH LAG   1.83             *
*
*   INITIAL ABSTRACTION = 7.90          *
*   SCS CURVE NUMBER = 80.00           *
*   GREEN AND AMPT LOSS RATE PARAMETERS *
*       STRTL = 7.90                   *
*       DTH = 80.00                    *
*       PSIP = .00                     *
*       XKSAT = .00                    *
*
*   EQUIVALENT UNIFORM LOSS RATE 27.497 *
*
*****

```

```

*****
*
*           COMPARISON OF COMPUTED AND OBSERVED HYDROGRAPHS           *
*
*****
*
*           STATISTICS BASED ON OPTIMIZATION REGION                   *
*           (ORDINATES 1 THROUGH 92)                                  *
*
*****
*
*
*           SUM OF FLOWS      EQUIV DEPTH      MEAN FLOW      TIME TO CENTER OF MASS      LAG C.M. TO C.M.      PEAK FLOW      TIME OF PEAK
*
*   PRECIPITATION EXCESS      12.755      3.88
*
*   COMPUTED HYDROGRAPH      7182.      28.204      78.      9.51      5.63      323.      5.50
*   OBSERVED HYDROGRAPH      6129.      24.066      67.      10.08      6.20      323.      5.00
*
*   DIFFERENCE      1054.      4.138      11.      -.57      -.57      -0.      .50
*   PERCENT DIFFERENCE      17.20      -9.17      -.15
*
*           STANDARD ERROR      34.      AVERAGE ABSOLUTE ERROR      15.
*           OBJECTIVE FUNCTION      43.      AVERAGE PERCENT ABSOLUTE ERROR      14.69
*
*****

```



```

*****
*
*           OPTIMIZATION RESULTS           *
*
*****
*
*   SCS UNITGRAPH LAG   1.46             *
*
*   INITIAL ABSTRACTION = 17.85         *
*   SCS CURVE NUMBER = 68.00           *
*   GREEN AND AMPT LOSS RATE PARAMETERS *
*   STRL = 17.85                       *
*   DTH = 68.00                        *
*   PSIF = .00                         *
*   XKSAT = .00                        *
*
*   EQUIVALENT UNIFORM LOSS RATE  23.866 *
*
*****

```

```

*****
*
*           COMPARISON OF COMPUTED AND OBSERVED HYDROGRAPHS           *
*
*****
*
*           STATISTICS BASED ON OPTIMIZATION REGION                   *
*           (ORDINATES 1 THROUGH 96)                                  *
*
*****
*
*           TIME TO LAG                                             *
*           CENTER C.M. TO PEAK TIME OF                            *
*           OF MASS C.M. FLOW PEAK                                  *
*
*   PRECIPITATION EXCESS           12.751           8.22           *
*
*   COMPUTED HYDROGRAPH           6505.           25.545           68.           11.89           3.67           377.           9.25           *
*   OBSERVED HYDROGRAPH           6944.           27.268           72.           11.82           3.60           377.           8.50           *
*
*   DIFFERENCE                     -439.           -1.722           -5.           .07           .07           0.           .75           *
*   PERCENT DIFFERENCE             -6.32                                     2.07           -.00           *
*
*           STANDARD ERROR           43.           AVERAGE ABSOLUTE ERROR           22.           *
*   OBJECTIVE FUNCTION           61.           AVERAGE PERCENT ABSOLUTE ERROR           21.06           *
*
*****

```



```

*****
*
*          OPTIMIZATION RESULTS          *
*
*****
*
*   SCS UNITGRAPH LAG   1.61           *
*
*   INITIAL ABSTRACTION = 13.00       *
*   SCS CURVE NUMBER = 78.00         *
*   GREEN AND AMPT LOSS RATE PARAMETERS *
*   STRTL = 13.00                   *
*   DTH = 78.00                     *
*   PSTP = .00                       *
*   XKSAT = .00                      *
*
*   EQUIVALENT UNIFORM LOSS RATE 24.493 *
*
*****

```

```

*****
*
*          COMPARISON OF COMPUTED AND OBSERVED HYDROGRAPHS          *
*
*****
*
*          STATISTICS BASED ON OPTIMIZATION REGION                  *
*          (ORDINATES 1 THROUGH 68)                                *
*
*****
*
*          SUM OF          EQUIV          MEAN          TIME TO          LAG          *
*          FLOWS          DEPTH          FLOW          CENTER          C.M. TO          PEAK          TIME OF          *
*          *              *              *              OF MASS          C.M.          FLOW          PEAK          *
*
*   PRECIPITATION EXCESS          11.564          *              2.25          *
*
*   COMPUTED HYDROGRAPH          1195.          20.187          18.          6.55          4.30          74.          3.50          *
*   OBSERVED HYDROGRAPH          1255.          21.207          18.          6.40          4.15          74.          3.25          *
*
*   DIFFERENCE          -60.          -1.020          -1.          .15          .15          0.          .25          *
*   PERCENT DIFFERENCE          -4.81          *
*
*          STANDARD ERROR          5.          AVERAGE ABSOLUTE ERROR          3.          *
*   OBJECTIVE FUNCTION          6.          AVERAGE PERCENT ABSOLUTE ERROR          10.95          *
*
*****

```

8.9 Archivo de simulación hidrológica TUIS8B1.DAT .

HEC-1 INPUT

PAGE 1

LINE	ID	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	ID	PREDICCIÓN DE CAUDALES									
2	ID	CUENCA DEL RIO TUIS									
3	ID	ANÁLISIS POR SUBCUENCAS									
4	ID	ARCHIVO DE DATOS: TUIS8B1.DAT									
5	ID	PARAMETROS IA, CN Y TLAG OBTENIDOS DE 6 EVENTOS DE CALIBRACION									
6	ID	EN LA CUENCA DEL RIO PEJIBAYE Y DOS EVENTOS									
7	ID	EN LA CUENCA DEL RIO TUIS									
8	ID	PARAMETROS DEL CAUDAL BASE: STRTQ, QRCNS, RTIOR OBTENIDOS A									
9	ID	PARTIR DE LA CALIBRACION DE LA CUENCA DEL RIO PEJIBAYE									
10	ID	PLUVIOGRAFO DEL 27 DE SETIEMBRE DE 1986 DE LA ESTACION ORIENTE, PEJIBAYE									
11	ID	PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS PARA TODAS LAS ESTACIONES									
		*DIAGRAM									
12	IT	10	27SEP86	1253	144						
13	IO	2	2								
14	IM										
15	IN	15	27SEP86	1253							
		* ESTACION PLUVIOGRAFICA: ORIENTE. DENOMINADA ORIE									
16	PG	ORIE									
17	PC	0.004	1.378	3.02	7.342	11.78	12.298	15.204	19.584	23.78	31.18
18	PC	48.044	66.984	76.662	78.827	78.888					
		* ESTACIONES PLUVIOMETRICAS: CUENCAS, PAVONES, PLATANILLO, CATIE Y LA SUIZA									
19	PG	CUENCA	96.7								
20	PG	PAVO	98.1								
21	PG	PLATA	108								
22	PG	CATIE	94.3								
23	PG	SUIZA	154.4								
24	KK	MARTI									
25	KM	SUBCUENCA SAN MARTIN									
26	BA	17.03									
27	BF	2.64	-0.17	1.022							
28	PR	ORIE									
29	PW	1									
30	PT	PLATA	CUENCA								
31	PW	0.57	0.43								
32	LS	22	74								
33	UD	0.91									
34	KK	T	A-B	TRANSITO	A-B						
35	RM	2	0.11	0.2							
36	KK	PAULISUBCUENCA PAULINA									
37	BA	9.06									
38	BF	1.4	-0.17	1.022							
39	PR	ORIE									
40	PW	1									

41 PT SUIZA PLATA  
 42 PW 0.30 0.70  
 43 LS 22 74  
 44 UD 0.37

## HEC-1 INPUT

PAGE 2

1  
 LINE ID.....1.....2.....3.....4.....5.....6.....7.....8.....9.....10

45 KK COM BCOMBINACION DE SUBCUENCA PAULINA + TRANSITO A-B  
 46 HC 2  
 47 RM TRANSITO B-C

48 KK T B-CTRANSITO B-C  
 49 RM 2 0.13 0.2

50 KK SELVASUBCUENCA LA SELVA  
 51 BA 11.76  
 52 BF 1.82 -0.17 1.022  
 53 PR ORIE  
 54 PW 1  
 55 PT SUIZA PLATA  
 56 PW 0.74 0.26  
 57 LS 22 74  
 58 UD 0.68

59 KK LEONASUBCUENCA LA LEONA  
 60 BA 4.43  
 61 BF 0.69 -0.17 1.022  
 62 PR ORIE  
 63 PW 1  
 64 PT SUIZA  
 65 PW 1  
 66 LS 22 74  
 67 UD 0.47

68 KK COM CCOMBINACION DE LA SELVA + LA LEONA + TRANSITO B-C  
 69 HC 3

70 KK T C-DTRANSITO C-D  
 71 RM 2 0.02 0.2

72 KK ARMASUBCUENCA ARMADO  
 73 BA 10.75  
 74 BF 1.67 -0.17 1.022  
 75 PR ORIE  
 76 PW 1  
 77 PT SUIZA PLATA  
 78 PW 0.93 0.07  
 79 LS 22 74  
 80 UD 0.95

81 KK COM DCOMBINACION DE SUBCUENCA ARMADO + TRANSITO C-D  
82 HC 2

83 KK T D-PTRANSITO D-F  
84 RM 2 0.03 0.2

1

HEC-1 INPUT

PAGE 3

LINE ID.....1.....2.....3.....4.....5.....6.....7.....8.....9.....10

85 KK CONEJOSUBCUENCA CONEJO  
86 BA 8.09  
87 BF 1.25 -0.17 1.022  
88 PR ORIE  
89 PW 1  
90 PT SUIZA  
91 PW 1  
92 LS 22 74  
93 UD 0.74

94 KK GATASUBCUENCA LA GATA  
95 BA 1.2  
96 BF 0.19 -0.17 1.022  
97 PR ORIE  
98 PW 1  
99 PT SUIZA  
100 PW 1  
101 LS 22 74  
102 UD 0.33

103 KK DANTASUBCUENCA LA DANTA  
104 BA 2.06  
105 BF 0.32 -0.17 1.022  
106 PR ORIE  
107 PW 1  
108 PT SUIZA CATIE PAVO  
109 PW 0.71 0.16 0.13  
110 LS 22 74  
111 UD 0.51

112 KK COM FCOMBINACION DE CONEJO + GATA + DANTA + TRANSITO D-F  
113 HC 4

114 KK T F-GTRANSITO F-G  
115 RM 2 0.25 0.2

116 KK INGENISUBCUENCA INGENIO  
117 BA 12.39  
118 BF 1.92 -0.17 1.022  
119 PR ORIE  
120 PW 1  
121 PT SUIZA CATIE PAVO

122	PW	0.42	0.47	0.11
123	LS	22	74	
124	UD	0.61		
125	KK	COM GCOMBINACION DE SUBCUENCA INGENIO + TRANSITO F-G		
126	HC	2		
127	ZZ			

1

## SCHEMATIC DIAGRAM OF STREAM NETWORK

INPUT LINE	(V) ROUTING	(--->) DIVERSION OR PUMP FLOW
NO.	(.) CONNECTOR	(<---) RETURN OF DIVERTED OR PUMPED FLOW
24	MARTI V V	
34	T A-B . .	
36	. PAULI . .	
45	COM B ..... V V	
48	T B-C . .	
50	. SELVA . .	
59	. LEONA . .	
68	COM C ..... V V	
70	T C-D . .	
72	. ARMA . .	
81	COM D ..... V V	
83	T D-F . .	
85	. CONEJO .	

94	.	.	GATA	.
	.	.	.	.
103	.	.	.	DANTA
	.	.	.	.
112	CON F	.....		
	V			
	V			
114	T F-G			
	.			
116	.	INGENI	.	
	.	.	.	
125	CON G	.....		

8.10 Archivo de simulación hidrológica TUIS8C1.DAT .

HEC-1 INPUT

PAGE 1

LINE	ID	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	ID	PREDICCIÓN DE CAUDALES									
2	ID	CUENCA DEL RIO TUIS									
3	ID	ANÁLISIS POR SUBCUENCAS									
4	ID	ARCHIVO DE DATOS: TUIS8C1.DAT									
5	ID	PARÁMETROS IA, CN Y TLAG OBTENIDOS DE 6 EVENTOS DE CALIBRACIÓN									
6	ID	EN LA CUENCA DEL RIO PEJIBAYE Y DOS EVENTOS									
7	ID	EN LA CUENCA DEL RIO TUIS									
8	ID	PARÁMETROS DEL CAUDAL BASE: STRTQ, QRCSN, RTIOR OBTENIDOS A									
9	ID	PARTIR DE LA CALIBRACIÓN DE LA CUENCA DEL RIO PEJIBAYE									
10	ID	PLUVIOGRAFO DEL 27 DE JULIO DE 1979 DE LA ESTACION ORIENTE, PEJIBAYE									
11	ID	PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS PARA TODAS LAS ESTACIONES									
		*DIAGRAM									
12	IT	10	27JUL79	1253	144						
13	IO	2	2								
14	IM										
15	IN	15	27JUL79	1253							
		* ESTACION PLUVIOGRAFICA: ORIENTE. DENOMINADA ORIE									
16	PG	ORIE	97.814								
17	PC	0	0.021	0.022	0.023	0.024	0.024	0.025	0.163	1.755	4.096
18	PC	5.266	5.28	5.803	7.46	8.512	8.898	10.279	22.21	34.336	45.594
19	PC	62.004	80.245	85.709	87.329	89.41	95.572	96.497	97.354	95.754	97.814
		* ESTACIONES PLUVIOMETRICAS: CUENCAS, PAVONES, PLATANILLO, CATIE Y LA SUIZA									
20	PG	CUENCA	96.7								
21	PG	PAVO	98.1								
22	PG	PLATA	108								
23	PG	CATIE	94.3								
24	PG	SUIZA	154.4								
25	KK	MARTI									
26	KM	SUBCUENCA SAN MARTIN									
27	BA	17.03									
28	BF	2.64	-0.17	1.022							
29	PR	ORIE									
30	PW	1									
31	PT	PLATA	CUENCA								
32	PW	0.57	0.43								
33	LS	22	74								
34	UD	0.91									
35	KK	T A-BTRANSITO A-B									
36	RM	2	0.11	0.2							
37	KK	PAULISUBCUENCA PAULINA									
38	BA	9.06									
39	BF	1.4	-0.17	1.022							
40	PR	ORIE									

41 PW 1  
 42 PT SUIZA PLATA  
 43 PW 0.30 0.70  
 44 LS 22 74  
 45 UD 0.37

1

## HEC-1 INPUT

PAGE 2

LINE ID.....1.....2.....3.....4.....5.....6.....7.....8.....9.....10

46 KK COM BCOMBINACION DE SUBCUENCA PAULINA + TRANSITO A-B  
 47 HC 2  
 48 KM TRANSITO B-C

49 KK T B-CTRANSITO B-C  
 50 RM 2 0.13 0.2

51 KK SELVASUBCUENCA LA SELVA  
 52 BA 11.76  
 53 BF 1.82 -0.17 1.022  
 54 PR ORIE  
 55 PW 1  
 56 PT SUIZA PLATA  
 57 PW 0.74 0.26  
 58 LS 22 74  
 59 UD 0.68

60 KK LEONASUBCUENCA LA LEONA  
 61 BA 4.43  
 62 BF 0.69 -0.17 1.022  
 63 PR ORIE  
 64 PW 1  
 65 PT SUIZA  
 66 PW 1  
 67 LS 22 74  
 68 UD 0.47

69 KK COM CCOMBINACION DE LA SELVA + LA LEONA + TRANSITO B-C  
 70 HC 3

71 KK T C-DTRANSITO C-D  
 72 RM 2 0.02 0.2

73 KK ARMASUBCUENCA ARMADO  
 74 BA 10.75  
 75 BF 1.67 -0.17 1.022  
 76 PR ORIE  
 77 PW 1  
 78 PT SUIZA PLATA  
 79 PW 0.93 0.07  
 80 LS 22 74  
 81 UD 0.95

82 KK COM DCOMBINACION DE SUBCUENCA ARMADO + TRANSITO C-D  
 83 HC 2  
 84 KK T D-FTRANSITO D-F  
 85 RM 2 0.03 0.2

1

HEC-1 INPUT

PAGE 3

LINE ID.....1.....2.....3.....4.....5.....6.....7.....8.....9.....10

86 KK CONEJOSUBCUENCA CONEJO  
 87 BA 8.09  
 88 BF 1.25 -0.17 1.022  
 89 PR ORIE  
 90 PW 1  
 91 PT SUIZA  
 92 PW 1  
 93 LS 22 74  
 94 UD 0.74

95 KK GATASUBCUENCA LA GATA  
 96 BA 1.2  
 97 BF 0.19 -0.17 1.022  
 98 PR ORIE  
 99 PW 1  
 100 PT SUIZA  
 101 PW 1  
 102 LS 22 74  
 103 UD 0.33

104 KK DANTASUBCUENCA LA DANTA  
 105 BA 2.06  
 106 BF 0.32 -0.17 1.022  
 107 PR ORIE  
 108 PW 1  
 109 PT SUIZA CATIE PAVO  
 110 PW 0.71 0.16 0.13  
 111 LS 22 74  
 112 UD 0.51

113 KK COM FCOMBINACION DE CONEJO + GATA + DANTA + TRANSITO D-F  
 114 HC 4

115 KK T F-GTRANSITO F-G  
 116 RM 2 0.25 0.2

117 KK INGENISUBCUENCA INGENIO  
 118 BA 12.39  
 119 BF 1.92 -0.17 1.022  
 120 PR ORIE  
 121 PW 1

122	PT	SUIZA	CAYE	PAVO
123	PW	0.42	0.47	0.11
124	LS	22	74	
125	UD	0.61		
126	KK	COM GCOMBINACION DE SUBCUENCA INGENIO + TRANSITO F-G		
127	HC	2		
128	ZZ			

1

## SCHEMATIC DIAGRAM OF STREAM NETWORK

INPUT

LINE (V) ROUTING (--->) DIVERSION OR PUMP FLOW  
 NO. (.) CONNECTOR (<---) RETURN OF DIVERTED OR PUMPED FLOW

```

25  MARTI
    V
    V
35  T A-B
    .
    .
37  .      PAULI
    .
    .
46  COM B.....
    V
    V
49  T B-C
    .
    .
51  .      SELVA
    .
    .
60  .      .      LEONA
    .
    .
69  COM C.....
    V
    V
71  T C-D
    .
    .
73  .      ARMA
    .
    .
82  COM D.....
    V
    V
84  T D-F
    .
    .
86  .      CONEJO
  
```

95	.	.	GATA	.
	.	.	.	.
104	.	.	.	DANTA
	.	.	.	.
113	COM F	.....		
	V			
	V			
115	T F-G			
	.			
117	.	INGENI	.	
	.	.	.	
126	COM G	.....		

8.11 Archivo de simulación hidrológica TUIS8D1.DAT.

HEC-1 INPUT

PAGE 1

LINE	ID	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	ID	PREDICCIÓN DE CAUDALES									
2	ID	CUENCA DEL RIO TUIS									
3	ID	ANÁLISIS POR SUBCUENCAS									
4	ID	ARCHIVO DE DATOS: TUIS8D1.DAT									
5	ID	PARÁMETROS IA, CN SON PROMEDIOS DE LOS EVENTOS DE CALIBRACION									
6	ID	EN LA CUENCA DEL RIO PEJIBAYE, CUENCA DEL RIO TUIS Y CUENCA									
7	ID	DEL RIO TURRIALBA. PARÁMETRO TLAG SE OBTUVO A PARTIR DE LA CALI									
8	ID	BRACION DE LA CUENCA DEL RIO PEJIBAYE.									
9	ID	PARÁMETROS DEL CAUDAL BASE: STRTQ, QRCSN, RTIOR OBTENIDOS A									
10	ID	PARTIR DE LA CALIBRACION DE LA CUENCA DEL RIO PEJIBAYE									
11	ID	PLUVIOGRAFO DEL 27 DE JULIO DE 1979 DE LA ESTACION ORIENTE, PEJIBAYE									
12	ID	PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS PARA TODAS LAS ESTACIONES									
		*DIAGRAM									
13	IT	10	27JUL79	1253	144						
14	IO	2	2								
15	IN										
16	IN	15	27JUL79	1253							
		* ESTACION PLUVIOGRAFICA: ORIENTE. DENOMINADA ORIE									
17	PG	ORIE	97.814								
18	PC	0	0.021	0.022	0.023	0.024	0.024	0.025	0.163	1.755	4.096
19	PC	5.266	5.28	5.803	7.46	8.512	8.898	10.279	22.21	34.336	45.594
20	PC	62.004	80.245	85.709	87.329	89.41	95.572	96.497	97.354	95.754	97.814
		* ESTACIONES PLUVIOMETRICAS: CUENCAS, PAVONES, PLATANILLO, CATIE Y LA SUIZA									
21	PG	CUENCA	96.7								
22	PG	PAVO	98.1								
23	PG	PLATA	108								
24	PG	CATIE	94.3								
25	PG	SUIZA	154.4								
26	KK	MARTI									
27	KN	SUBCUENCA SAN MARTIN									
28	BA	17.03									
29	BF	2.64	-0.17	1.022							
30	PR	ORIE									
31	PW	1									
32	PT	PLATA CUENCA									
33	PW	0.57	0.43								
34	LS	22	74								
35	UD	0.91									
36	KK	T A-BTRANSITO A-B									
37	RK	2	0.1	0.2							
38	KK	PAULISUBCUENCA PAULINA									
39	BA	9.06									
40	BF	1.4	-0.17	1.022							

41 PR ORIE  
 42 PW 1  
 43 PT SUIZA PLATA  
 44 PW 0.30 0.70  
 45 LS 22 74  
 46 UD 0.37

1

HEC-1 INPUT

PAGE 2

LINE ID.....1.....2.....3.....4.....5.....6.....7.....8.....9.....10

47 KK COM BCOMBINACION DE SUBCUENCA PAULINA + TRANSITO A-B  
 48 HC 2  
 49 KM TRANSITO B-C

50 KK T B-CTRANSITO B-C  
 51 RM 2 0.13 0.2

52 KK SELVASUBCUENCA LA SELVA  
 53 BA 11.76  
 54 BF 1.82 -0.17 1.022  
 55 PR ORIE  
 56 PW 1  
 57 PT SUIZA PLATA  
 58 PW 0.74 0.26  
 59 LS 22 74  
 60 UD 0.68

61 KK LEONASUBCUENCA LA LEONA  
 62 BA 4.43  
 63 BF 0.69 -0.17 1.022  
 64 PR ORIE  
 65 PW 1  
 66 PT SUIZA  
 67 PW 1  
 68 LS 22 74  
 69 UD 0.47

70 KK COM CCOMBINACION DE LA SELVA + LA LEONA + TRANSITO B-C  
 71 HC 3

72 KK T C-DTRANSITO C-D  
 73 RM 2 0.02 0.2

74 KK ARMASUBCUENCA ARMADO  
 75 BA 10.75  
 76 BF 1.67 -0.17 1.022  
 77 PR ORIE  
 78 PW 1  
 79 PT SUIZA PLATA  
 80 PW 0.93 0.07  
 81 LS 22 74

82 UD 0.95  
 83 KK COM DCOMBINACION DE SUBCUENCA ARMADO + TRANSITO C-D  
 84 HC 2  
 85 KK T D-FTRANSITO D-F  
 86 RM 2 0.03 0.2

1

HEC-1 INPUT

PAGE 3

LINE ID.....1.....2.....3.....4.....5.....6.....7.....8.....9.....10

87 KK CONEJOSUBCUENCA CONEJO  
 88 BA 8.09  
 89 BF 1.25 -0.17 1.022  
 90 PR ORIE  
 91 PW 1  
 92 PT SUIZA  
 93 PW 1  
 94 LS 22 74  
 95 UD 0.74

96 KK GATASUBCUENCA LA GATA  
 97 BA 1.2  
 98 BF 0.19 -0.17 1.022  
 99 PR ORIE  
 100 PW 1  
 101 PT SUIZA  
 102 PW 1  
 103 LS 22 74  
 104 UD 0.33

105 KK DANTASUBCUENCA LA DANTA  
 106 BA 2.06  
 107 BF 0.32 -0.17 1.022  
 108 PR ORIE  
 109 PW 1  
 110 PT SUIZA CATIE PAVO  
 111 PW 0.71 0.16 0.13  
 112 LS 22 74  
 113 UD 0.51

114 KK COM FCOMBINACION DE CONEJO + GATA + DANTA + TRANSITO D-F  
 115 HC 4

116 KK T F-GTRANSITO F-G  
 117 RM 2 0.21 0.2

118 KK INGENISUBCUENCA INGENIO  
 119 BA 12.39  
 120 BF 1.92 -0.17 1.022  
 121 PR ORIE

122	PW	1		
123	PT	SUIZA	CATIE	PAVO
124	PW	0.42	0.47	0.11
125	LS	22	74	
126	UD	0.61		
127	KK	COM GCOMBINACION DE SUBCUENCA INGENIO + TRANSITO F-G		
128	HC	2		
129	ZZ			

1

## SCHEMATIC DIAGRAM OF STREAM NETWORK

INPUT LINE	(V) ROUTING	(--->) DIVERSION OR PUMP FLOW
NO.	(.) CONNECTOR	(<---) RETURN OF DIVERTED OR PUMPED FLOW
26	MARTI V V	
36	T A-B	
38	.	PAULI
47	COM B V V	
50	T B-C	
52	.	SELVA
61	.	LEONA
70	COM C V V	
72	T C-D	
74	.	ARMA
83	COM D V V	
85	T D-F	

87	.	CONEJO	.	.
	.	.	.	.
96	.	.	GATA	.
	.	.	.	.
105	.	.	.	DANTA
	.	.	.	.
114	COM F	.....	.	.
	V		.	.
	V		.	.
116	T F-G		.	.
	.		.	.
118	.	INGENI	.	.
	.	.	.	.
127	COM G	.....	.	.

8.12 Archivo de simulación hidrológica TUIS8E1.DAT.

## HEC-1 INPUT

PAGE 1

```

LINE      ID.....1.....2.....3.....4.....5.....6.....7.....8.....9.....10
1         ID  PREDICCIÓN DE CAUDALES
2         ID  CUENCA DEL RIO TUIS
3         ID  ANALISIS POR SUBCUENCAS
4         ID  ARCHIVO DE DATOS: TUIS8E1.DAT
5         ID  PARAMETROS IA, CN SON PROMEDIOS DE LOS EVENTOS DE CALIBRACION
6         ID  EN LA CUENCA DEL RIO PEJIBAYE, CUENCA DEL RIO TUIS Y CUENCA
7         ID  DEL RIO TURRIALBA. PARAMETRO TLAG SE OBTUVO A PARTIR DE LA CALI
8         ID  BRACION DE LA CUENCA DEL RIO PEJIBAYE.
9         ID  PARAMETROS DEL CAUDAL BASE: STRTQ, QRCSN, RTIOR OBTENIDOS A
10        ID  PARTIR DE LA CALIBRACION DE LA CUENCA DEL RIO PEJIBAYE
11        ID  PLUVIOGRAFO DEL 27 DE JULIO DE 1979 DE LA ESTACION ORIENTE, PEJIBAYE
12        ID  PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS PARA TODAS LAS ESTACIONES
          *DIAGRAM
13        IT   10 27JUL79   1253   144
14        IO    2     2
15        IN
16        IN   15 27JUL79   1253
          * ESTACION PLUVIOGRAFICA: ORIENTE. DENOMINADA ORIE
17        PG  ORIE 97.814
18        PC    0  0.021  0.022  0.023  0.024  0.024  0.025  0.163  1.755  4.096
19        PC  5.266  5.28  5.803  7.46  8.512  8.898  10.279  22.21  34.336  45.594
20        PC 62.004 80.245 85.709 87.329 89.41 95.572 96.497 97.354 95.754 97.814
          * ESTACIONES PLUVIOMETRICAS: CUENCAS, PAVONES, PLATANILLO, CATIE Y LA SUIZA
21        PG  CUENCA 96.7
22        PG  PAVO 98.1
23        PG  PLATA 108
24        PG  CATIE 94.3
25        PG  SUIZA 154.4

26        KK  MARTI
27        KM  SUBCUENCA SAN MARTIN
28        BA  17.03
29        BF  2.64 -0.17  1.022
30        PR  ORIE
31        PW  1
32        PT  PLATA CUENCA
33        PW  0.57  0.43
34        LS  22   74
35        UD  0.91

36        KK  T A-BTRANSITO A-B
37        RM  2   0.1  0.2

38        KK  PAULISUBCUENCA PAULINA
39        BA  9.06
40        BF  1.4 -0.17  1.022

```

41 PR ORIE  
 42 PW 1  
 43 PT SUIZA PLATA  
 44 PW 0.30 0.70  
 45 LS 22 74  
 46 UD 0.37

1

HEC-1 INPUT

PAGE 2

LINE ID.....1.....2.....3.....4.....5.....6.....7.....8.....9.....10

47 KK COM BCOMBINACION DE SUBCUENCA PAULINA + TRANSITO A-B  
 48 HC 2  
 49 KM TRANSITO B-C

50 KK T B-CTRANSITO B-C  
 51 RM 2 0.13 0.2

52 KK SELVASUBCUENCA LA SELVA  
 53 BA 11.76  
 54 BF 1.82 -0.17 1.022  
 55 PR ORIE  
 56 PW 1  
 57 PT SUIZA PLATA  
 58 PW 0.74 0.26  
 59 LS 22 74  
 60 UD 0.68

61 KK LEONASUBCUENCA LA LEONA  
 62 BA 4.43  
 63 BF 0.69 -0.17 1.022  
 64 PR ORIE  
 65 PW 1  
 66 PT SUIZA  
 67 PW 1  
 68 LS 22 74  
 69 UD 0.47

70 KK COM CCOMBINACION DE LA SELVA + LA LEONA + TRANSITO B-C  
 71 HC 3

72 KK T C-DTRANSITO C-D  
 73 RM 2 0.02 0.2

74 KK ARMASUBCUENCA ARMADO  
 75 BA 10.75  
 76 BF 1.67 -0.17 1.022  
 77 PR ORIE  
 78 PW 1  
 79 PT SUIZA PLATA  
 80 PW 0.93 0.07  
 81 LS 22 74

82 UD 0.95

83 KK COM DCOMBINACION DE SUBCUENCA ARMADO + TRANSITO C-D

84 HC 2

85 KK T D-FTRANSITO D-F

86 RM 1 0.03 0.2

1

HEC-1 INPUT

PAGE 3

LINE ID.....1.....2.....3.....4.....5.....6.....7.....8.....9.....10

87 KK CONEJOSUBCUENCA CONEJO

88 BA 8.09

89 BF 1.25 -0.17 1.022

90 PR ORIE

91 PW 1

92 PT SUIZA

93 PW 1

94 LS 22 74

95 UD 0.74

96 KK GATASUBCUENCA LA GATA

97 BA 1.2

98 BF 0.19 -0.17 1.022

99 PR ORIE

100 PW 1

101 PT SUIZA

102 PW 1

103 LS 22 74

104 UD 0.33

105 KK DANTASUBCUENCA LA DANTA

106 BA 2.06

107 BF 0.32 -0.17 1.022

108 PR ORIE

109 PW 1

110 PT SUIZA CATIE PAVO

111 PW 0.71 0.16 0.13

112 LS 22 74

113 UD 0.51

114 KK COM FCOMBINACION DE CONEJO + GATA + DANTA + TRANSITO D-F

115 HC 4

116 KK T F-GTRANSITO P-G

117 RM 2 0.21 0.2

118 KK INGENISUBCUENCA INGENIO

119 BA 12.39

120 BF 1.92 -0.17 1.022

121 PR ORIE

122	PW	1		
123	PT	SUIZA	CATIE	PAVO
124	PW	0.42	0.47	0.11
125	LS	22	74	
126	UD	0.61		
127	RK	COM GCOMBINACION DE SUBCUENCA INGENIO + TRANSITO F-G		
128	HC	2		
129	ZZ			

1

## SCHEMATIC DIAGRAM OF STREAM NETWORK

INPUT  
LINE

(V) ROUTING (---&gt;) DIVERSION OR PUMP FLOW

NO.

(.) CONNECTOR (&lt;---) RETURN OF DIVERTED OR PUMPED FLOW

```

26  MARTI
    V
    V
36  T A-B
    .
    .
38  .      PAULI
    .
    .
47  COM B .....
    V
    V
50  T B-C
    .
    .
52  .      SELVA
    .
    .
61  .      LEONA
    .
    .
70  COM C .....
    V
    V
72  T C-D
    .
    .
74  .      ARMA
    .
    .
83  COM D .....
    V
    V
85  T D-F
    .

```

87	.	CONEJO		
	.			
96	.		GATA	
	.			
105	.			DANEA
	.			
114	COM F.	.....		
	V			
	V			
116	T F-G			
	.			
118	.	INGENI		
	.			
127	COM G.	.....		

## 8.13 Archivo de simulación hidráulica HHLLEONA1.DAT

```

ED
T1     ARCHIVO HHLLEONA1.DAT
T2     PERFIL PARA FLUJO SUPERCRITICO
T3     QUEBRADA LA LEONA
T4     PERIODO DE RETORNO 25 AÑOS Q=68.98 M3/S
T5     METODO DEL AREA PENDIENTE
*      PERFIL INICIA CON ELEVACION APROXIMADA DE 685.161 M (J1.9)
*      PENDIENTE INICIAL DE LA LINEA DE ENERGIA DE 0.093 M/M (J1.5)
*      J1.4=1 FLUJO SUPERCRITICO
*      J1.6=0 UNIDADES DEL SISTEMA METRICO
J1     0      0      0      1      0.093      1      0      68.98      685.161      0
* J2.1=1 LECTURA DE TARJETAS NC-EJ
* J2.4=0 AJUSTE AUTOMATICO DE LA ESCALA VERTICAL PARA SECCIONES
J2     1      0      0      0      0      0      0      0      0      0
* SALIDA: SECCION, ELEVACION MINIMA, ELEVACION DEL AGUA, ELEVACION DE LA
* MARGEN IZQUIERDA Y MARGEN DERECHA, ELEVACION DEL GRADIENTE ENERGETICO
* PENDIENTE DEL CANAL, VELOCIDAD, CAUDALES EN MARGENES IZQUIERDA, CANAL
* PRINCIPAL Y MARGEN DERECHA, TIRANTE NORMAL Y NUMERO DE FROUDE
* (13 VARIABLES COMO MAXIMO POR TABLA)
J3     38     42     1     23     24     3     33     26     13     14
J3     15     8     68
* J5 CONTROL DE IMPRESION PARA GRAFICO DE SECCIONES
* J5.2 NUMERO TOTAL DE SECCIONES
* J5.3 ...J5.N IDENTIFICACION DE CADA SECCION
* SECCIONES:           0     211     417     627     633     660     676
J5     -1     7     0     211     417     627     633     660     676
* COEFICIENTE DE CONTRACCION EN CANAL CC=0.1 Y DE EXPANSION CE=0.3
* COEFICIENTE DE "n" DE MANNING PARA CANAL PRINCIPAL DE 0.065 Y 0.1 EN MARGENES
NC     0.1     0.1     0.065     0.1     0.3
* SECCION 8: 0+0 CON 10 ESTACIONES Y BANCOS A 4.616 Y 29.735 DISTANCIA 211
X1     0      10     4.616     29.735     211     211     211
X2
X3     10
GR689.11      0     688.741     4.616     685.187     7.195     685.605     16.985     684.361     20.171
GR684.62     24.337     685.366     27.186     687.993     29.735     687.591     35.618     688.752     38.322
* SECCION 7: 0+211 CON 8 ESTACIONES Y BANCOS A 3.356 Y 34.244. DISTANCIA 206.48
X1     211     8     3.356     34.244     206.48     206.48     206.48
X2
X3     10
GR669.56      0     668.586     3.356     666.233     5.076     664.81     11.179     666.08     17.065
GR664.79     21.059     669.318     34.244     668.871     38.805
* SECCION 6: 0+417 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 49.718 Y 73.613 DISTANCIA 209.81
X1     417     7     49.718     73.613     209.81     209.81     209.81
X2
X3     10
GR650.47      0     648.353     49.718     644.771     52.111     643.716     63.997     643.997     67.985
GR649.72     73.613     648.37     77.535
* SECCION 4: 0+627 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 13.878 Y 23.947 DISTANCIA 5.3
X1     627     6     13.878     23.947     5.3     5.3     5.3
X2
X3     10
GR633.02      0     633.403     13.878     630.703     14.63     630.293     18.632     630.37     22.374
GR633.42     23.947
* SECCION 3: 0+633 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 12.998 Y 23.999 DISTANCIA 27.26
X1     633     7     12.998     23.999     27.26     27.26     27.26
X2
X3     10
GR632.88      0     633.355     11.999     633.365     12.998     630.809     13.809     629.941     19.737
GR630.26     22.763     633.805     23.999
* SECCION 2: 0+660 CON 8 ESTACIONES Y BANCOS A 3.014 Y 33.773 DISTANCIA 16.06
X1     660     8     3.014     33.773     16.06     16.06     16.06
X2
X3     10
GR630.55      0     631.443     3.014     628.689     6.09     628.102     10.41     628.477     14.833
GR629.25     16.793     628.631     30.711     630.27     33.773

```

\* SECCION 1: 0+676 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 0 5 Y 40 DISTANCIA 0  
X1 676 6 0 40 0 0 0 1  
X2 15  
X3 10  
GR629.99 0 628.366 9.605 627.435 14.05 627.524 21.998 628.75 40  
GR629.69 53.903  
EJ

ER

## 8.14 Archivo de simulación hidráulica HHGAT1.DAT

```

ED
T1 ARCHIVO HHGAT1.DAT
T2 PERFIL PARA FLUJO SUBCRITICO
T3 QUEBRADA LA GATA
T4 PERIODO DE RETORNO AÑOS Q= 12.0 M3/S
T5 METODO DEL AREA PENDIENTE
T6 SECCIONES AGUAS ABAJO: 496, 461, 406 Y 330 TRANSPORTAN BIEN EL CAUDAL
T7 SECCION AGUAS ARRIBA: 0 TRANSPORTA BIEN EL CAUDAL
T8 SECCIONES INTERMEDIAS: 301, 260, 175, 167, 156 Y 92 SON MUY ESTRECHAS
* PERFIL INICIA CON ELEVACION APROXIMADA DE 608.456 M (J1.9)
* PENDIENTE INICIAL DE LA LINEA DE ENERGIA DE 0.050 M/M (J1.5)
* J1.4=0 FLUJO SUBCRITICO
* J1.6=0 UNIDADES DEL SISTEMA METRICO
J1 0 0 0 0 0.05 1 0 20.67 608.456 0
* J2.1=1 LECTURA DE TARJETAS NC-EJ
* J2.4=0 AJUSTE AUTOMATICO DE LA ESCALA VERTICAL PARA SECCIONES
J2 1 0 0 0 0 0 0 0 0 0
* SALIDA: SECCION, ELEVACION MINIMA, ELEVACION DEL AGUA, ELEVACION DE LA
* MARGEN IZQUIERDA Y MARGEN DERECHA, ELEVACION DEL GRADIENTE ENERGETICO
* PENDIENTE DEL CANAL, VELOCIDAD, CAUDALES EN MARGENES IZQUIERDA, CANAL
* PRINCIPAL Y MARGEN DERECHA, TIRANTE NORMAL Y NUMERO DE FROUDE
* (13 VARIABLE COMO MAXIMO POR TABLA)
J3 38 42 1 62 24 3 33 26 13 14
J3 15 8 68
* J5 CONTROL DE IMPRESION PARA GRAFICO DE SECCIONES
* J5.2 NUMERO TOTAL DE SECCIONES
* J5.3 ...J5.N IDENTIFICACION DE CADA SECCION
* SECCIONES: 496 461 406 330 301 260 175 167
* 156 92 0
J5 -1 12 496 461 406 330 301 260 175 167
J5 156 92 0
* COEFICIENTE DE CONTRACCION EN CANAL CC=0.1 Y DE EXPANSION CE=0.3
* COEFICIENTE DE "n" DE MANNING PARA CANAL PRINCIPAL DE 0.065 Y 0.1 EN MARGENES
NC 0.1 0.1 0.065 0.1 0.3
* SECCION 1: 0+496 CON 4 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 24.181 DISTANCIA 0
X1 496 4 0 24.181 0 0 0 1
X2 15
X3 10
GR610.25 0 608.441 12.76 607.346 17.486 610.185 24.181
* SECCION 2: 0+461 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 4.7 Y 17.275 DISTANCIA 34.73
X1 461 7 4.7 17.275 34.73 34.73 34.73 1
X2 15
X3 10
GR610.06 0 610.1 2.701 610.049 4.7 608.569 6.901 607.935 9.646
GR608.66 15.428 609.91 17.275
* SECCION 3: 0+406 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 10.781 DISTANCIA 55.66
* SE AGREGO UN PUNTO MAS EN LA MARGEN IZQUIERDA. EL PUNTO FUE TOMADO DE LOS
* ARCHIVOS EN DISKETTE DE LAS SECCIONES DEL RIO TUIS. LA VISITA AL CAMPO FUE
* REQUERIDA PARA VERIFICACION.
X1 406 6 0 10.781 55.66 55.66 55.66 1
X2 15
X3 10
GR610.75 0 608.951 5.981 608.19 6.354 608.291 9.277 609.684 10.781
GR610.19 15.701
* SECCION 4: 0+330 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 4.79 Y 9.37 DISTANCIA 76.06
* SE AGREGO UN PUNTO MAS EN LA MARGEN DERECHA. EL PUNTO SE ELEVO VERTICALMENTE
* SOBRE EL MURO DE LA SECCION. ESTO SE HIZO DESPUES DE LA INSPECCION EN
* CAMPO
X1 330 6 4.79 9.37 76.06 76.06 76.06 1
X2 15
X3 10
GR 611.4 0 610.643 4.79 609.886 5.261 609.728 7.072 610.012 9.37
GR 611.4 9.37
* SECCION 5: 0+301 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 4.839 Y 14.287 DISTANCIA 29
X1 301 6 4.839 14.287 29 29 29 1
X2 15
X3 10

```

GR611.66	0	611.604	4.839	610.406	5.848	609.924	6.69	610.247	8.116
GR611.28	14.287								
* SECCION 6: 0+260 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 6.270 DISTANCIA 41									
X1	260	7	0	6.270	41	41	41		1
X2									15
X3	10								
GR611.77	0	610.951	1.992	610.367	2.776	610.335	4.155	610.364	5.437
GR611.39	6.27	612.24	9.868						
* SECCION 7: 0+175 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 1.648 Y 6.721 DISTANCIA 84.67									
X1	175	7	1.648	6.721	84.67	84.67	84.67		1
X2									15
X3	10								
GR613.26	0	612.613	1.648	611.934	1.9	611.868	3.335	612.146	5.31
GR612.99	6.721	613.011	9.02						
* SECCION 8: 0+167 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 7.488 DISTANCIA 7.99									
X1	167	6	0	7.488	7.99	7.99	7.99		1
X2									15
X3	10								
GR612.82	0	612.148	1.843	611.937	5.418	612.221	7.304	612.785	7.488
GR 612.7	10.044								
* SECCION 9: 0+156 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 6.940 Y 10.100 DISTANCIA 10.78									
X1	156	7	6.94	10.1	10.78	10.78	10.78		1
X2									15
X3	10								
GR612.81	0	613.205	6.94	612.014	7.575	611.998	8.829	612.079	9.861
GR613.01	10.1	612.673	13.968						
* SECCION 11: 0+92 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 7.305 Y 15.698. DISTANCIA 64.26									
X1	92	7	7.305	15.698	64.26	64.26	64.26		1
X2									15
X3	10								
GR613.98	0	613.634	7.305	612.94	9.619	613.694	13.587	614.549	15.698
GR613.88	18.026	613.765	23.759						
* SECCION 12: 0+0 CON 8 ESTACIONES Y BANCOS A 7.876 Y 19.701 DISTANCIA 91.8									
X1	0	8	7.876	19.701	91.8	91.8	91.8		1
X2									15
X3	10								
GR622.23	0	620.777	5.346	619.565	7.876	617.739	8.94	617.596	11.152
GR617.53	13.011	618.504	14.548	618.836	19.701				
EJ									

ER

## 8.15 Archivo de simulación hidráulica HHIGATA7.DAT

```

ED
T1 ARCHIVO HHIGATA7.DAT
T2 PERFIL PARA FLUJO SUBCRITICO
T3 QUEBRADA LA GATA
T4 PERIODO DE RETORNO 25 AÑOS Q= 20.67 M3/S
T5 METODO DEL AREA PENDIENTE
T6 SECCION DEL CAUCE MEJORADO MEDIANTE EXCAVACION
* PERFIL INICIA CON ELEVACION APROXIMADA DE 608.456 M (J1.9)
* PENDIENTE INICIAL DE LA LINEA DE ENERGIA DE 0.050 M/M (J1.5)
* J1.4=0 FLUJO SUBCRITICO
* J1.6=0 UNIDADES DEL SISTEMA METRICO
J1 0 0 0 0 0.05 1 0 20.67 608.456 0
* J2.1=1 LECTURA DE TARJETAS NC-EJ
* J2.4=0 AJUSTE AUTOMATICO DE LA ESCALA VERTICAL PARA SECCIONES
J2 1 0 0 0 0 0 0 0 0 0
* SALIDA: SECCION, ELEVACION MINIMA, ELEVACION DEL AGUA, ELEVACION DE LA
* MARGEN IZQUIERDA Y MARGEN DERECHA, ELEVACION DEL GRADIENTE ENERGETICO
* PENDIENTE DEL CANAL, VELOCIDAD, CAUDALES EN MARGENES IZQUIERDA, CANAL
* PRINCIPAL Y MARGEN DERECHA, TIRANTE NORMAL Y NUMERO DE FROUDE
* (13 VARIABLE COMO MAXIMO POR TABLA)
J3 38 42 1 23 24 3 33 26 13 14
J3 15 8 68
* J5 CONTROL DE IMPRESION PARA GRAFICO DE SECCIONES
* J5.2 NUMERO TOTAL DE SECCIONES
* J5.3 ...J5.N IDENTIFICACION DE CADA SECCION
* SECCIONES: 496 461 406 330 301 260 175 167
* 156 92 0
J5 -1 12 496 461 406 330 301 260 175 167
J5 156 92 0
* COEFICIENTE DE CONTRACCION EN CANAL CC=0.1 Y DE EXPANSION CE=0.3
* COEFICIENTE DE "n" DE MANNING PARA CANAL PRINCIPAL DE 0.065 Y 0.1 EN MARGENES
NC 0.1 0.1 0.065 0.1 0.3
* SECCION 1: 0+496 CON 4 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 24.181 DISTANCIA 0
X1 496 4 0 24.181 0 0 0 1
X2 15
X3 10
GR610.25 0 608.441 12.76 607.346 17.486 610.185 24.181
* SECCION 2: 0+461 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 4.7 Y 17.275 DISTANCIA 34.73
X1 461 7 4.7 17.275 34.73 34.73 34.73 1
CI -1 607.65 0.05 1 1 5
X2 15
X3 10
GR610.06 0 610.1 2.701 610.049 4.7 608.569 6.901 607.935 9.646
GR608.66 15.428 609.91 17.275
* SECCION 3: 0+406 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 10.781 DISTANCIA 55.66
* SE AGREGO UN PUNTO MAS EN LA MARGEN IZQUIERDA. EL PUNTO FUE TOMADO DE LOS
* ARCHIVOS EN DISKETTE DE LAS SECCIONES DEL RIO TUIS. LA VISITA AL CAMPO FUE
* REQUERIDA PARA VERIFICACION.
X1 406 6 0 10.781 55.66 55.66 55.66 1
CI 8 607.89 0.05 1 1 5
X2 15
X3 10
GR610.75 0 608.951 5.981 608.19 6.354 608.291 9.277 609.684 10.781
GR610.19 15.701
* SECCION 4: 0+330 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 4.79 Y 9.37 DISTANCIA 76.06
* SE AGREGO UN PUNTO MAS EN LA MARGEN DERECHA. EL PUNTO SE ELEVO VERTICALMENTE
* SOBRE EL MURO DE LA SECCION. ESTO SE HIZO DESPUES DE LA INSPECCION EN
* CAMPO
X1 330 6 4.79 9.37 76.06 76.06 76.06 1
CI -1 609.278 0.05 1 1 5
X2 15
X3 10
GR 611.4 0 610.643 4.79 609.886 5.261 609.728 7.072 610.012 9.37
GR 611.4 9.37
* SECCION 5: 0+301 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 14.287 DISTANCIA 29
X1 301 6 0 14.287 29 29 29 1
CI 7 609.324 0.05 1 1 5

```

```

X2
X3 10
GR611.66 0 611.604 4.839 610.406 5.848 609.924 6.69 610.247 8.116
GR611.28 14.287
* SECCION 6: 0+260 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 9.868 DISTANCIA 41
X1 260 7 0 9.868 41 41 41 1
CI -1 609.65 0.05 1 1 5
X2 15
X3 10
GR611.77 0 610.951 1.992 610.387 2.776 610.335 4.155 610.364 5.437
GR611.39 6.27 612.241 9.868
* SECCION 7: 0+175 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 9.02 DISTANCIA 84.67
X1 175 7 0 9.02 84.67 84.67 84.67 1
CI -1 610.918 0.05 1 1 5
X2 15
X3 10
GR613.26 0 612.613 1.648 611.934 1.9 611.868 3.335 612.146 5.31
GR612.99 6.721 613.011 9.02
* SECCION 8: 0+167 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 10.044 DISTANCIA 7.99
X1 167 6 0 10.044 7.99 7.99 7.99 1
CI -1 611.0 0.05 1 1 5
X2 15
X3 10
GR612.82 0 612.148 1.843 611.937 5.418 612.221 7.304 612.785 7.488
GR 612.7 10.044
* SECCION 9: 0+156 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 6.940 Y 10.100 DISTANCIA 10.78
X1 156 7 6.94 10.1 10.78 10.78 10.78 1
CI -1 611.11 0.05 1 1 5
X2 15
X3 10
GR612.81 0 613.205 6.94 612.014 7.575 611.998 8.829 612.079 9.861
GR613.01 10.1 612.673 13.968
* SECCION 11: 0+92 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 15.698. DISTANCIA 64.26
X1 92 7 0 15.698 64.26 64.26 64.26 1
CI -1 612.65 0.05 1 1 5
X2 15
X3 10
GR613.98 0 613.634 7.305 612.94 9.619 613.694 13.587 614.549 15.698
GR613.88 18.026 613.765 23.759
* SECCION 12: 0+0 CON 8 ESTACIONES Y BANCOS A 7.876 Y 19.701 DISTANCIA 91.8
X1 0 8 7.876 19.701 91.8 91.8 91.8 1
CI -1 -1 0.05 1 1 5
X2 15
X3 10
GR622.23 0 620.777 5.346 619.565 7.876 617.739 8.94 617.596 11.152
GR617.53 13.011 618.504 14.548 618.836 19.701
EJ

```

ER

8.15 (continuación) Archivo de simulación hidráulica HHIGATAB.DAT

ED

```

T1 ARCHIVO HHIGATAB.DAT
T2 PERFIL PARA FLUJO SUBCRITICO
T3 QUEBRADA LA GATA
T4 PERIODO DE RETORNO 25 AROS Q= 20.67 M3/S
T5 METODO DEL AREA PENDIENTE
T6 SECCION DEL CAUCE MEJORADO MEDIANTE EXCAVACION
* PERFIL INICIA CON ELEVACION APROXIMADA DE 608.456 M (J1.9)
* PENDIENTE INICIAL DE LA LINEA DE ENERGIA DE 0.050 M/M (J1.5)
* J1.4=0 FLUJO SUBCRITICO
* J1.6=0 UNIDADES DEL SISTEMA METRICO
J1 0 0 0 0 0.05 1 0 20.67 608.456 0
* J2.1=1 LECTURA DE TARJETAS NC-EJ
* J2.4=0 AJUSTE AUTOMATICO DE LA ESCALA VERTICAL PARA SECCIONES
J2 1 0 0 0 0 0 0 0 0 0
* SALIDA: SECCION, ELEVACION MINIMA, ELEVACION DEL AGUA, ESTACION DE LA LINEA

```

\* DE CENTRO PARA EL CANAL, PLANTILLA, VOLUMEN DE EXCAVACION DEL RIO  
 \* PENDIENTE DEL CANAL, VELOCIDAD, CAUDALES EN MARGENES IZQUIERDA, CANAL  
 \* PRINCIPAL Y MARGEN DERECHA, TIRANTE NORMAL Y VOLUMEN DE EXCAVACION TOTAL  
 \* (13 VARIABLE COMO MAXIMO POR TABLA)

J3	38	42	1	29	30	64	33	26	13	14
J3	15	8	65							

\* J5 CONTROL DE IMPRESION PARA GRAFICO DE SECCIONES  
 \* J5.2 NUMERO TOTAL DE SECCIONES  
 \* J5.3 ...J5.N IDENTIFICACION DE CADA SECCION

* SECCIONES:		496	461	406	330	301	260	175	167	
*	156	92	0							
J5	-1	12	496	461	406	330	301	260	175	167
J5	156	92	0							

\* COEFICIENTE DE CONTRACCION EN CANAL CC=0.1 Y DE EXPANSION CE=0.3  
 \* COEFICIENTE DE "n" DE MANNING PARA CANAL PRINCIPAL DE 0.065 Y 0.1 EN MARGENES

NC	0.1	0.1	0.065	0.1	0.3
----	-----	-----	-------	-----	-----

\* SECCION 1: 0+496 CON 4 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 24.181 DISTANCIA 0

X1	496	4	0	24.181	0	0	0			1
X2										15
X3	10									
GR610.25		0	608.441	12.76	607.346	17.486	610.185	24.181		

\* SECCION 2: 0+461 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 4.7 Y 17.275 DISTANCIA 34.73

X1	461	7	4.7	17.275	34.73	34.73	34.73			1
CI	-1	607.65	0.05	1	1	5				
X2										15
X3	10									
GR610.06		0	610.1	2.701	610.049	4.7	608.569	6.901	607.935	9.646
GR608.66	15.428	609.91	17.275							

\* SECCION 3: 0+406 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 10.781 DISTANCIA 55.66  
 \* SE AGREGO UN PUNTO MAS EN LA MARGEN IZQUIERDA. EL PUNTO FUE TOMADO DE LOS  
 \* ARCHIVOS EN DISKETTE DE LAS SECCIONES DEL RIO TUIS. LA VISITA AL CAMPO FUE  
 \* REQUERIDA PARA VERIFICACION.

X1	406	6	0	10.781	55.66	55.66	55.66			1
CI	8	607.89	0.05	1	1	5				
X2										15
X3	10									
GR610.75		0	608.951	5.981	608.19	6.354	608.291	9.277	609.684	10.781
GR610.19	15.701									

\* SECCION 4: 0+330 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 4.79 Y 9.37 DISTANCIA 76.06  
 \* SE AGREGO UN PUNTO MAS EN LA MARGEN DERECHA. EL PUNTO SE ELEVO VERTICALMENTE  
 \* SOBRE EL MURO DE LA SECCION. ESTO SE HIZO DESPUES DE LA INSPECCION EN  
 \* CAMPO

X1	330	6	4.79	9.37	76.06	76.06	76.06			1
CI	-1	609.278	0.05	1	1	5				
X2										15
X3	10									
GR 611.4		0	610.643	4.79	609.886	5.261	609.728	7.072	610.012	9.37
GR 611.4	9.37									

\* SECCION 5: 0+301 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 14.287 DISTANCIA 29

X1	301	6	0	14.287	29	29	29			1
CI	7	609.324	0.05	1	1	5				
X2										15
X3	10									
GR611.66		0	611.604	4.839	610.406	5.848	609.924	6.69	610.247	8.116
GR611.28	14.287									

\* SECCION 6: 0+260 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 9.868 DISTANCIA 41

X1	260	7	0	9.868	41	41	41			1
CI	-1	609.65	0.05	1	1	5				
X2										15
X3	10									
GR611.77		0	610.951	1.992	610.387	2.776	610.335	4.155	610.364	5.437
GR611.39	6.27	612.241	9.868							

\* SECCION 7: 0+175 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 9.02 DISTANCIA 84.67

X1	175	7	0	9.02	84.67	84.67	84.67			1
CI	-1	610.918	0.05	1	1	5				
X2										15
X3	10									
GR613.26		0	612.613	1.648	611.934	1.9	611.868	3.335	612.146	5.31
GR612.99	6.721	613.011	9.02							

```

* SECCION 8: 0+167 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 10.044 DISTANCIA 7.99
X1 167 6 0 10.044 7.99 7.99 7.99 1
CI -1 611.0 0.05 1 1 5
X2 15
X3 10
GR612.82 0 612.148 1.843 611.937 5.418 612.221 7.304 612.785 7.488
GR 612.7 10.044
* SECCION 9: 0+156 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 6.940 Y 10.100 DISTANCIA 10.78
X1 156 7 6.94 10.1 10.78 10.78 10.78 1
CI -1 611.11 0.05 1 1 5
X2 15
X3 10
GR612.81 0 613.205 6.94 612.014 7.575 611.998 8.829 612.079 9.861
GR613.01 10.1 612.673 13.968
* SECCION 11: 0+92 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 15.698. DISTANCIA 64.26
X1 92 7 0 15.698 64.26 64.26 64.26 1
CI -1 612.65 0.05 1 1 5
X2 15
X3 10
GR613.98 0 613.634 7.305 612.94 9.619 613.694 13.587 614.549 15.698
GR613.88 18.026 613.765 23.759
* SECCION 12: 0+0 CON 8 ESTACIONES Y BANCOS A 7.876 Y 19.701 DISTANCIA 91.8
X1 0 8 7.876 19.701 91.8 91.8 91.8 1
CI -1 -1 0.05 1 1 5
X2 15
X3 10
GR622.23 0 620.777 5.346 619.565 7.876 617.739 8.94 617.596 11.152
GR617.53 13.011 618.504 14.548 618.836 19.701
EJ

```

ER

## 8.16 Archivo de simulación hidráulica HHDAN2C.DAT

```

ED
T1 ARCHIVO HHDAN2C.DAT
T2 PERFIL PARA FLUJO SUPERCRITICO
T3 QUEBRADA LA DANTA
T4 PERIODO DE RETORNO 25 AÑOS Q=25.48 M3/S
T5 METODO DEL AREA PENDIENTE
*
* PERFIL INICIA CON ELEVACION APROXIMADA DE 635.11 M (J1.9)
*
* PENDIENTE INICIAL DE LA LINEA DE ENERGIA DE 0.059 M/M (J1.5)
*
* J1.4=1 FLUJO SUPERCRITICO
*
* J1.6=0 UNIDADES DEL SISTEMA METRICO
J1 0 0 0 0 1 0.059 1 0 25.48 635.11 0
* J2.1=1 LECTURA DE TARJETAS NC-EJ
* J2.4=0 AJUSTE AUTOMATICO DE LA ESCALA VERTICAL PARA SECCIONES
J2 1 0 0 0 0 0 0 0 0 0
* SALIDA: SECCION, ELEVACION MINIMA, ELEVACION DEL AGUA, ELEVACION DE LA
* MARGEN IZQUIERDA Y MARGEN DERECHA, ELEVACION DEL GRADIENTE ENERGETICO
* PENDIENTE DEL CANAL, VELOCIDAD, CAUDALES EN MARGENES IZQUIERDA, CANAL
* PRINCIPAL Y MARGEN DERECHA, TIRANTE NORMAL Y NUMERO DE FROUDE
* (13 VARIABLES COMO MAXIMO POR TABLA)
J3 38 42 1 23 24 3 33 26 13 14
J3 15 8 68
* J5 CONTROL DE IMPRESION PARA GRAFICO DE SECCIONES
* J5.2 NUMERO TOTAL DE SECCIONES
* J5.3 ...J5.N IDENTIFICACION DE CADA SECCION
* SECCIONES: 0 73 245 350 417 429 448
J5 -1 8 0 73 245 350 417 429 448
* COEFICIENTE DE CONTRACCION EN CANAL CC=0.1 Y DE EXPANSION CE=0.3
* COEFICIENTE DE "n" DE MANNING PARA CANAL PRINCIPAL DE 0.065 Y 0.1 EN MARGENES
NC 0.1 0.1 0.065 0.1 0.3
* SECCION 8: 0+0 CON 8 ESTACIONES Y BANCOS A 3.802 Y 16.559 DISTANCIA 7-8:73.05
X1 0 8 3.802 16.559 73.05 73.05 73.05 1
X2 15
X3 10
GR635.42 0 635.411 3.802 633.848 5.088 633.756 7.179 633.942 9.244
GR635.35 13.978 636.047 16.559 636.155 18.954
* SECCION 7: 0+73 CON 8 ESTACIONES Y BANCOS A 2.228 Y 18.557 DISTANCIA 6-7:172
X1 73 8 2.228 18.557 172 172 172 1
X2 15
X3 10
GR631.96 0 631.972 2.228 631.125 3.363 629.451 9.258 629.551 11.316
GR629.63 13.523 632.789 18.557 632.599 21.046
* SECCION 6: 0+245 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 1.9 Y 12.078 DISTANCIA 5-6:105.2
X1 245 7 1.9 12.078 105.2 105.2 105.2 1
X2 15
X3 10
GR619.74 0 619.375 1.9 617.827 4.64 617.072 10.74 617.031 11.64
GR620.43 12.078 620.202 13.847
* SECCION 5: 0+350 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 4.074 Y 15.789 TRAMO 3-5:66.57
X1 350 7 4.074 15.789 66.57 66.57 66.57 1
X2 15
X3 10
GR615.03 0 614.114 4.074 612.957 5.184 611.346 12.848 611.725 15.04
GR614.38 15.789 614.355 19.532
* SECCION 3: 0+417 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 4.382 Y 16.066 DISTANCIA 2-3:11.95
X1 417 7 4.382 16.066 11.95 11.95 11.95 1
X2 15
X3 10
GR609.64 0 609.618 4.382 608.287 4.517 607.622 9.861 608.574 14.272
GR 609.7 16.066 610.025 20.844
* SECCION 2: 0+429 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 5.592 Y 11.289 DISTANCIA 1-2:19.37
X1 429 7 5.592 11.289 19.37 19.37 19.37 1
X2 15
X3 10
GR610.23 0 609.864 5.592 607.769 6.987 607.259 9.313 606.843 11.069
GR 609.9 11.289 609.935 19
* SECCION 1: 0+448 CON 8 ESTACIONES Y BANCOS A 5.916 Y 15.342 DISTANCIA 0

```

\* PUNTO MINIMO SEGUN PERFIL DE LA LINEA DE CENTRO

X1	448	8	5.916	15.342	0	0	0				1
X2											15
X3	10										
GR610.69		0	610.053	3.456	608.983	5.916	608.634	8.75	606.33	11.872	
GR607.91	13.857	609.087	15.342	609.509	17.277						
EJ											

ER

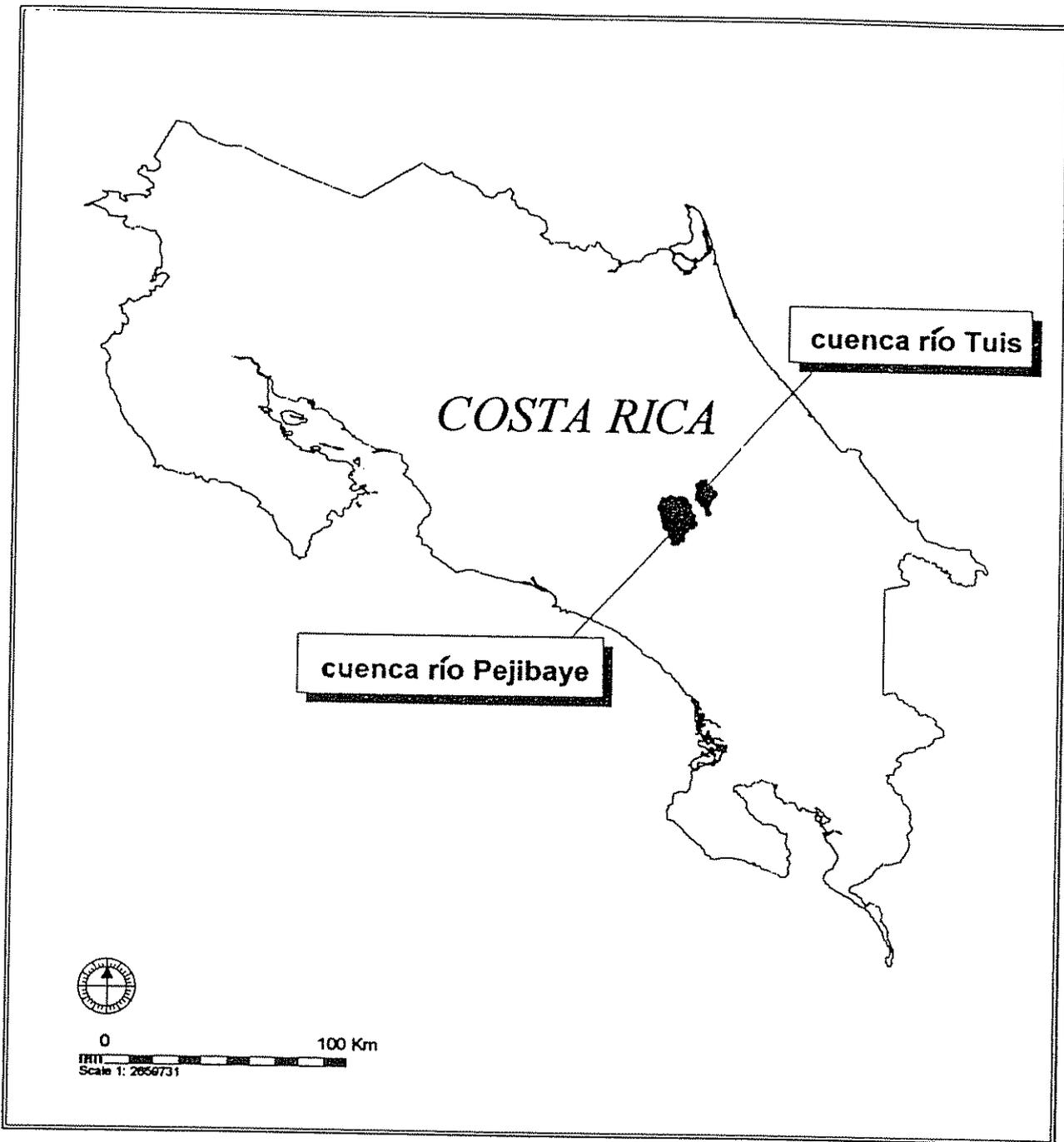


Figura 3AP. Cuenca del río Tuis y cuenca del río Pejibaye.  
Costa Rica

# Cuenca Oriente (río Pejibaye)

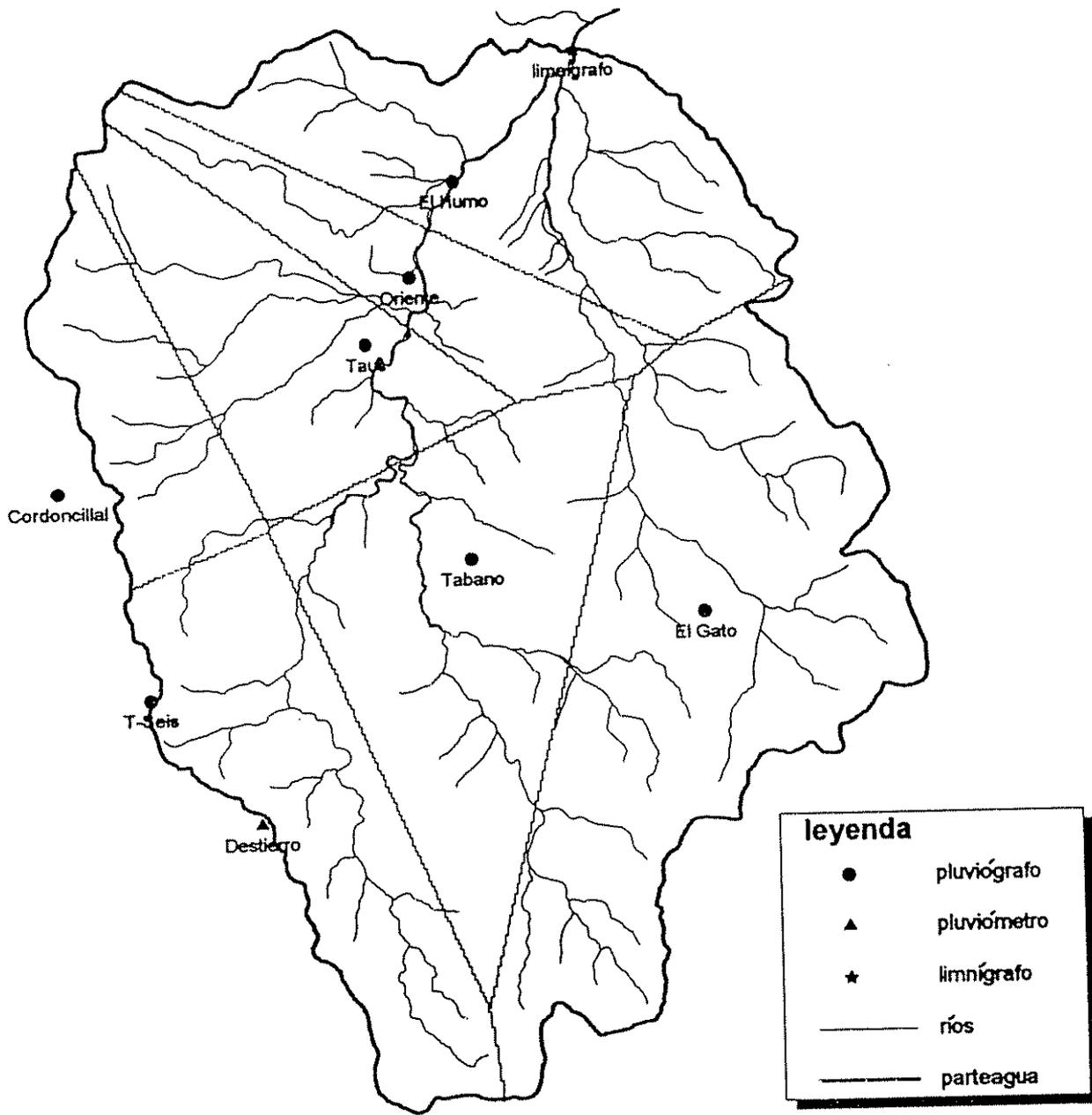


Figura 4AP. Poligonos de Thiessen para el evento del 27-jul-79 Cuenca de Oriente, Pejibaye

North

# Cuenca Oriente (río Pejibaye)

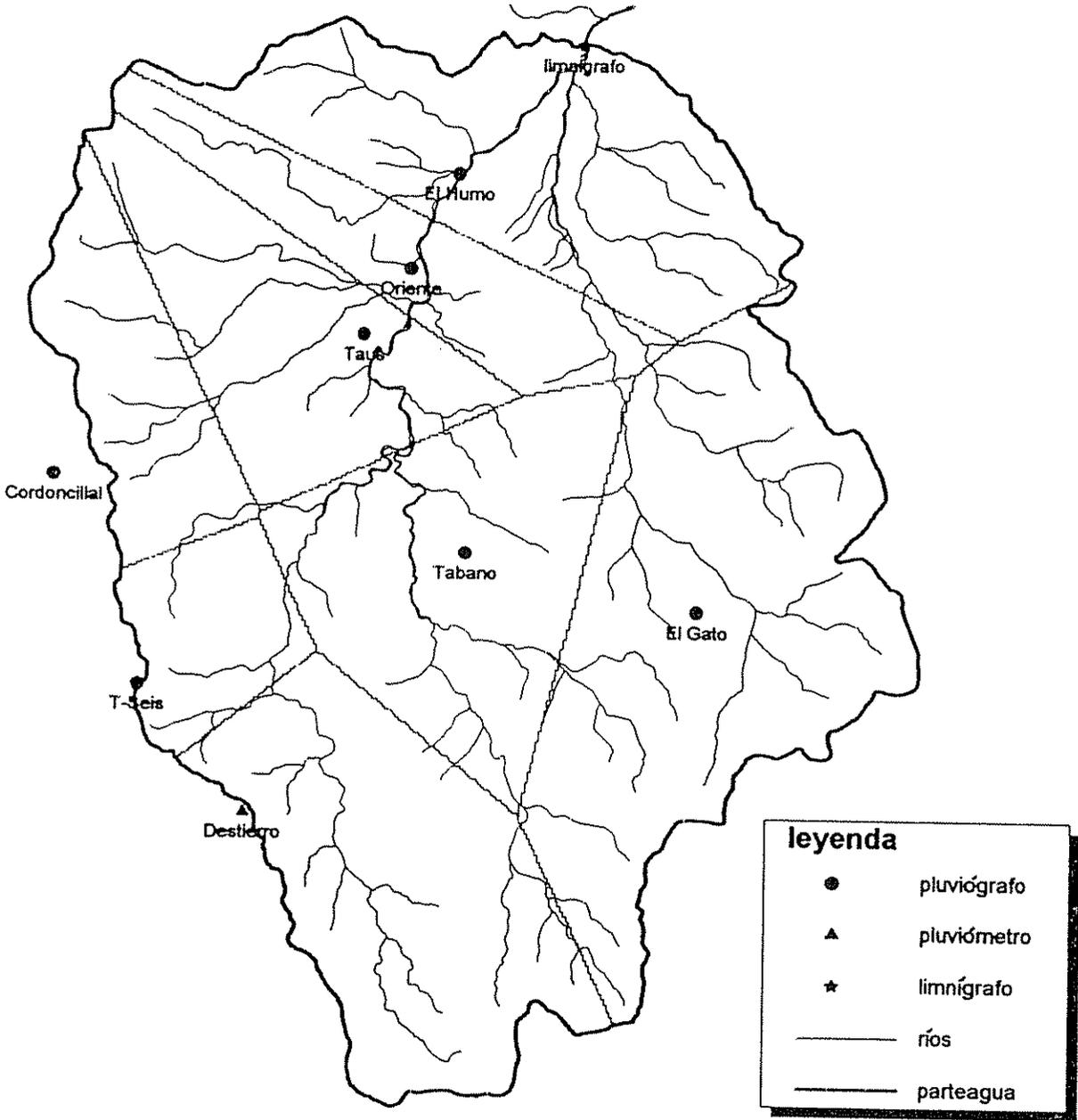


Figura 5AP. Polígonos de Thiessen, cuenca de Oriente, Pejibaye (eventos restantes)

# Cuenca La Suiza (río Tuis)

385

▲  
Pavones

●  
CATIE

●  
limnógrafo  
●  
La Suiza

●  
Platanillo

## leyenda

- pluviógrafo
- ▲ pluviómetro
- ★ limnógrafo
- ríos
- parteagua

▲  
Cuencas

0  
Scale 1: 91437



5 Km

Figura 6AP. Polígonos de Thiessen para el evento del 1-jul-91  
Cuenca La Suiza, Tuis

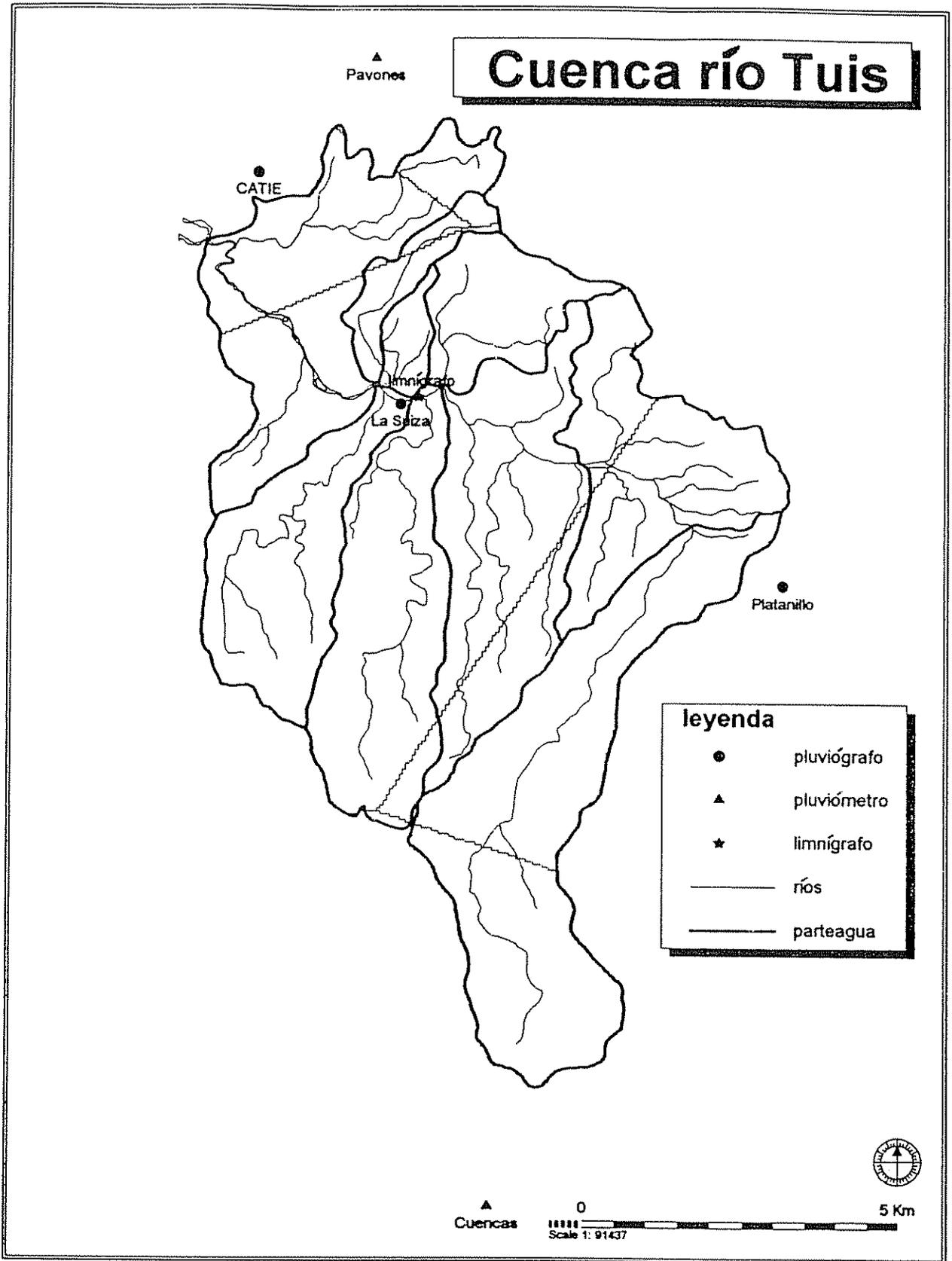


Figura 7AP. Polígonos de Thiessen utilizados en la modelación hidrológica de la cuenca del río Tuis

## 9. ANEXO

9.1 Modelación hidráulica de la quebrada La Gata para un período de retorno de 1.282 y 4.23 años.

Ya que el cauce es insuficiente para transportar el caudal de diseño, para un período de retorno de 25 años, se simularon diferentes caudales hasta obtener un transporte seguro en todo el perfil del río, y en las partes más planas a su paso por el pueblo La Suiza.

- Archivo fuente

El archivo fuente utilizado fue el HHGAT1.DAT

- Archivo de datos

Los archivos de datos utilizados fueron: HHGAT5.DAT y HHGAT9.DAT. Ambos archivos se presentan en las secciones 9.2 y 9.3 del Anexo.

- Resultados

Los resultados se muestran en los Cuadros 1A y 2A. En el cuadro 1A se muestran los resultados para un caudal de  $3.85 \text{ m}^3/\text{s}$  y en el cuadro 2A para un caudal de  $12 \text{ m}^3/\text{s}$ . Los niveles del agua alcanzados en el cauce, para ambos archivos de datos, se muestran en las Figuras, de la 1A a la 24A.

Cuadro 1A. Resultados de la modelación de la quebrada La Gata para un período de retorno de 1.282 años.

## SUMMARY PRINTOUT

SECNO	ELMIN	CWSEL	INLEQ	RBEL	EG	K*CHSL	VCH	QLOB	QCH	QROB	DEPTH	FRCH
496.000	607.35	608.14	2.00	610.18	608.31	.00	1.81	.00	3.85	.00	.80	.91
461.000	607.93	608.80	4.00	609.91	608.84	16.96	.87	.00	3.85	.00	.86	.40
406.000	608.19	609.25	4.00	609.68	609.30	4.58	1.00	.00	3.85	.00	1.06	.37
330.000	609.73	610.44	2.00	611.40	610.56	20.22	1.50	.00	3.85	.00	.71	.63
301.000	609.92	610.98	4.00	611.28	611.03	6.76	1.04	.00	3.85	.00	1.05	.46
260.000	610.34	611.37	4.00	611.39	611.42	10.02	1.00	.00	3.85	.00	1.03	.37
175.000	611.87	612.59	3.00	612.99	612.73	18.11	1.62	.00	3.85	.00	.72	.71
167.000	611.94	612.78	4.00	612.78	612.82	8.64	.84	.00	3.85	.00	.84	.34
156.000	612.00	612.84	3.00	613.01	613.01	5.66	1.80	.00	3.85	.00	.85	.67
92.000	612.94	613.90	4.00	614.55	613.95	14.66	.98	.18	3.67	.00	.96	.42
.000	617.53	618.04	4.00	618.84	618.24	50.00	1.97	.00	3.85	.00	.51	1.01

Cuadro 2A Resultados de la modelación de la quebrada La Gata para un período de retorno de 4.23 años.

## SUMMARY PRINTOUT

SECNO	ELMIN	CWSEL	IHLEQ	RBEL	EG	K*CHSL	VCH	QLOB	QCH	QROB	DEPTH	FRCH
496.000	607.35	608.58	2.00	610.18	608.86	.00	2.36	.00	12.00	.00	1.23	.98
461.000	607.93	609.30	4.00	609.91	609.39	16.96	1.27	.00	12.00	.00	1.37	.43
406.000	608.19	609.84	3.00	609.68	609.96	4.58	1.54	.00	11.97	.03	1.65	.49
330.000	609.73	611.08	2.00	611.40	611.31	20.22	2.14	.32	11.68	.00	1.35	.63
301.000	609.92	611.61	4.00	611.28	611.69	6.76	1.31	.00	12.00	.00	1.68	.43
260.000	610.34	611.97	2.00	611.39	612.10	10.02	1.58	.00	11.69	.31	1.64	.46
175.000	611.87	613.21	2.00	612.99	613.43	18.11	2.11	.29	11.47	.24	1.34	.65
167.000	611.94	613.44	4.00	612.78	613.51	8.64	1.17	.00	11.15	.85	1.51	.33
156.000	612.00	613.51	3.00	613.01	613.62	5.66	1.77	2.49	7.41	2.10	1.51	.49
92.000	612.94	614.32	4.00	614.55	614.41	14.66	1.40	2.38	9.62	.00	1.38	.48
.000	617.53	618.48	4.00	618.84	618.86	50.00	2.73	.00	12.00	.00	.95	1.02

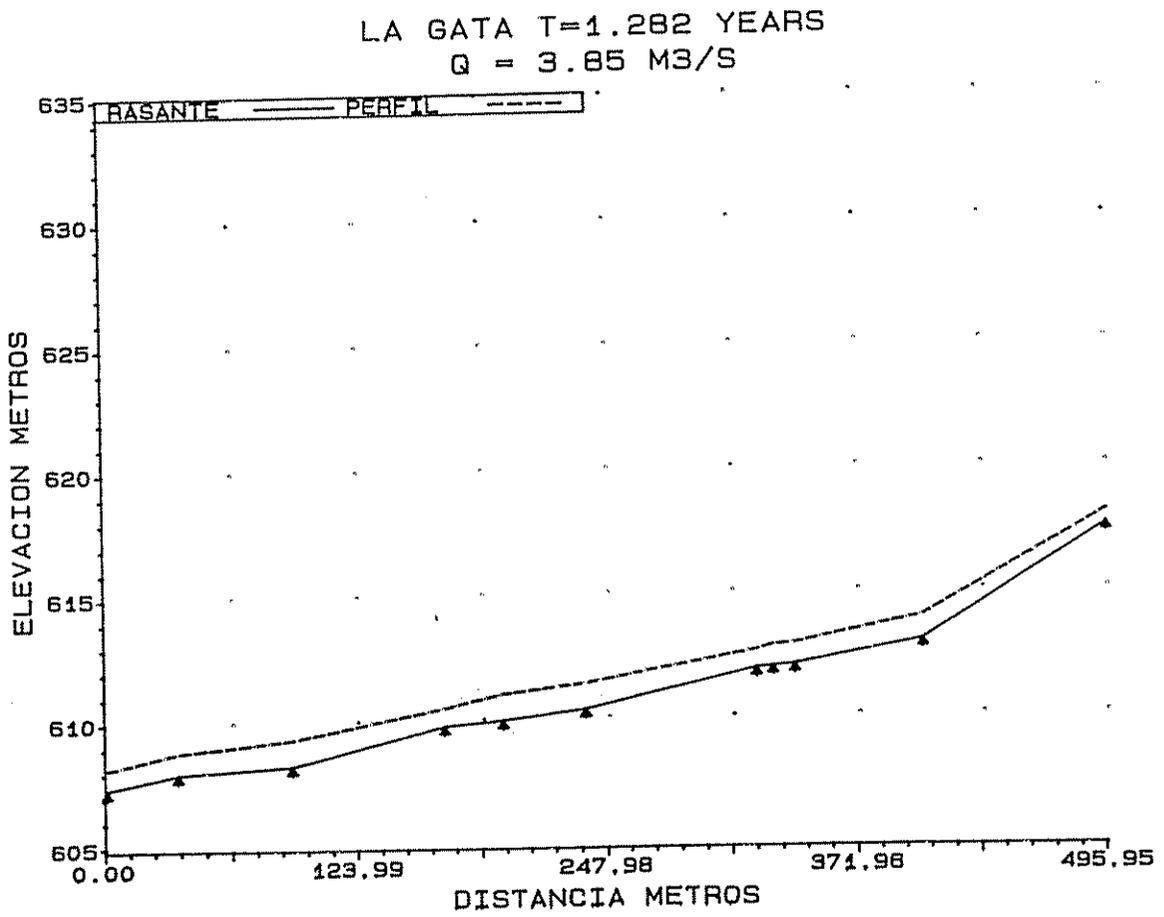


Figura 1A. Perfil La Gata para un período de retorno de 1.282 años

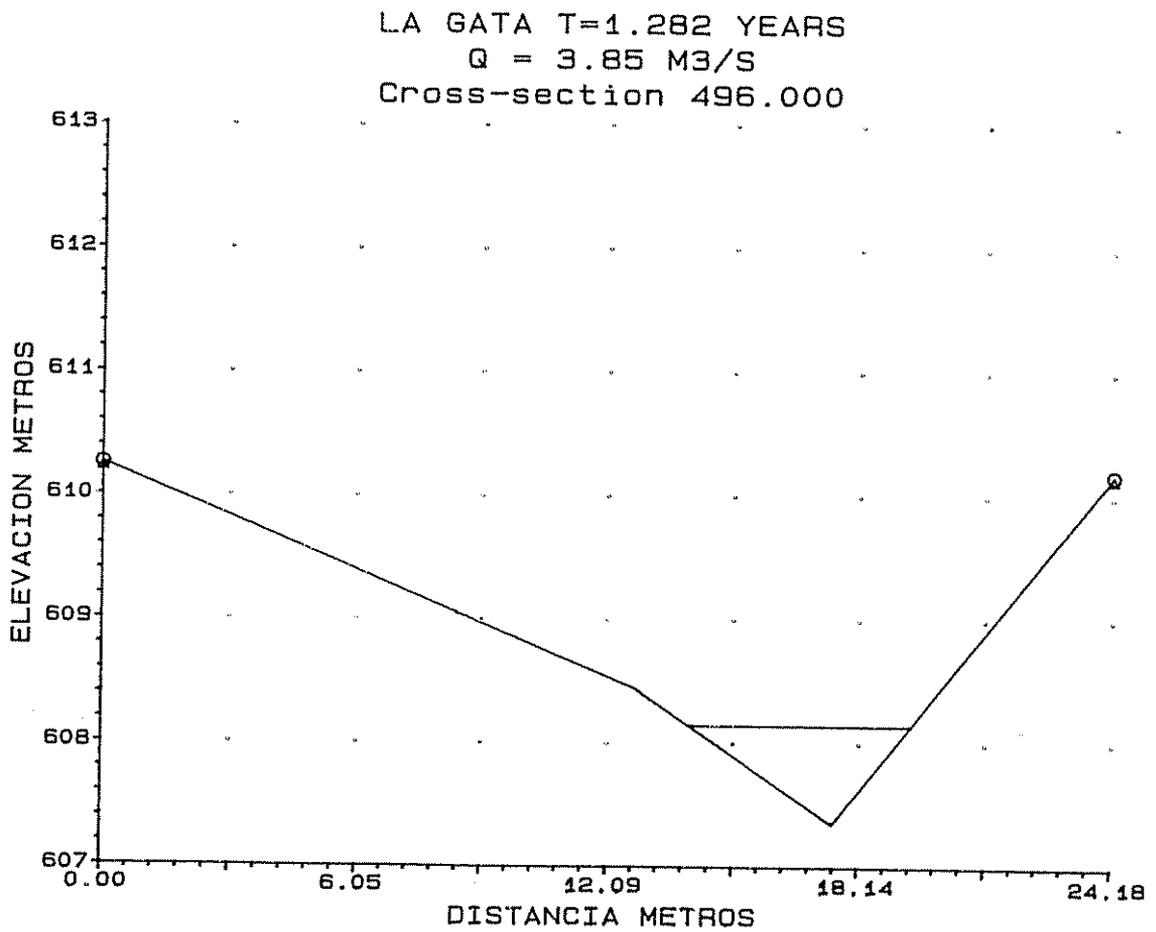


Figura 2A. Sección transversal La Gata #496 (T= 1.282 años)

LA GATA T=1.282 YEARS  
Q = 3.85 M3/S  
Cross-section 461.000

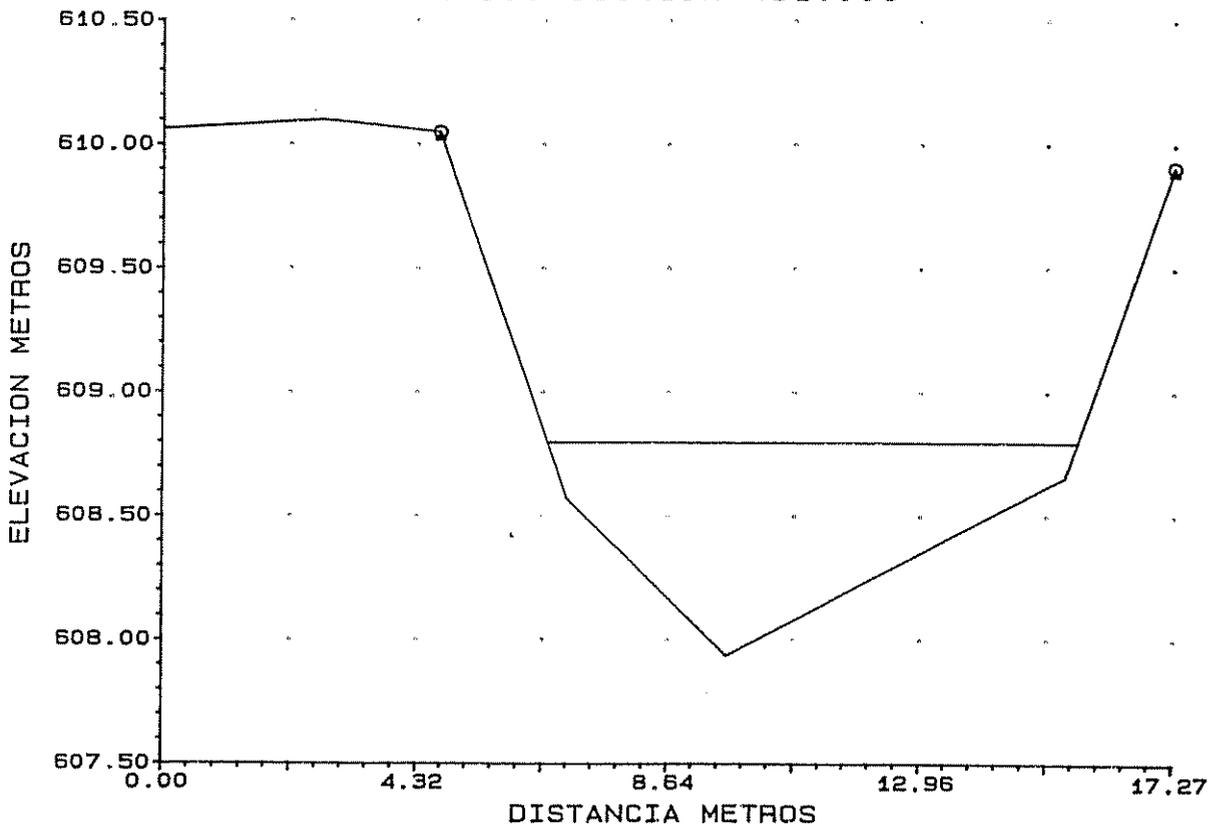


Figura 3A. Sección transversal La Gata #461 (T= 1.282 años)

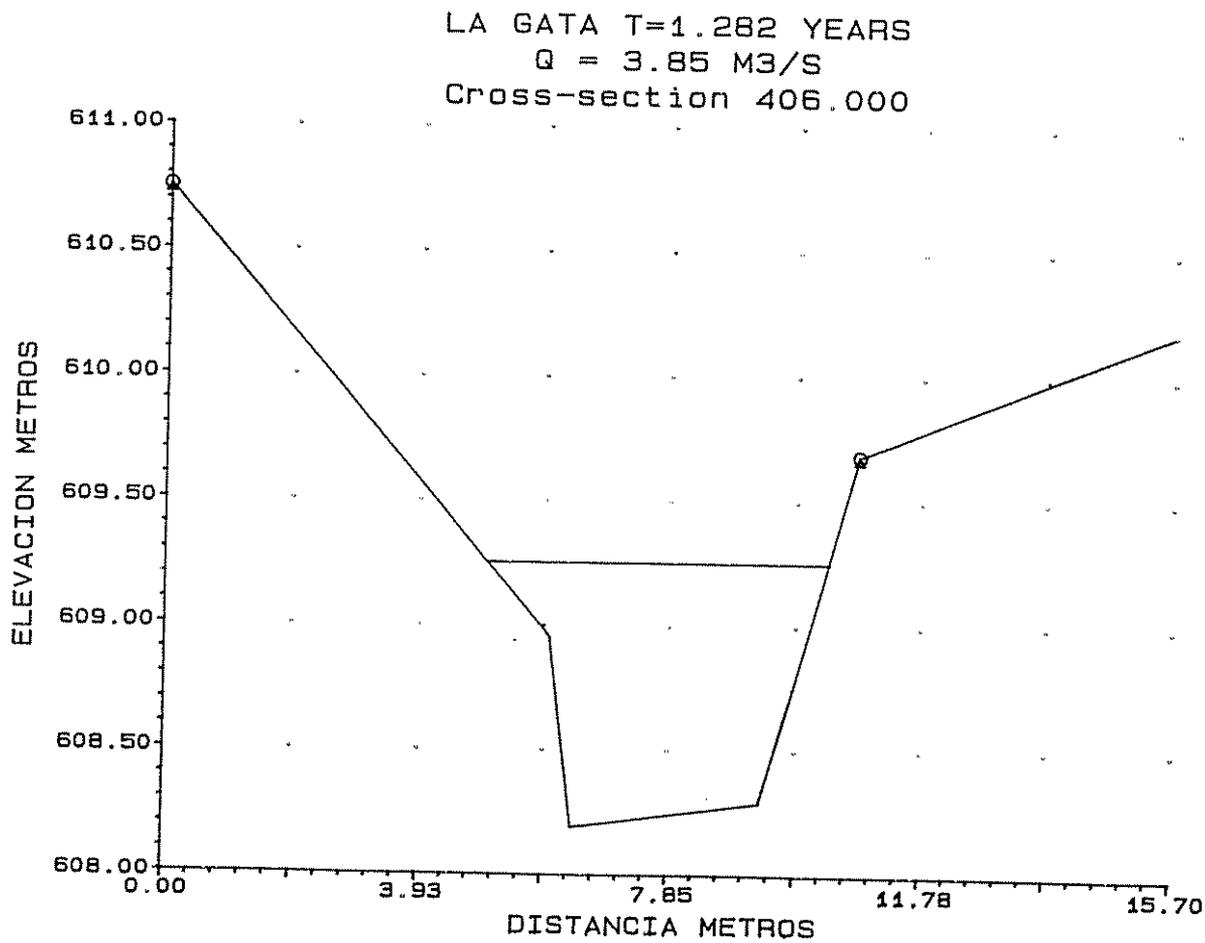


Figura 4A. Sección transversal La Gata #406 (T=1.282 años)

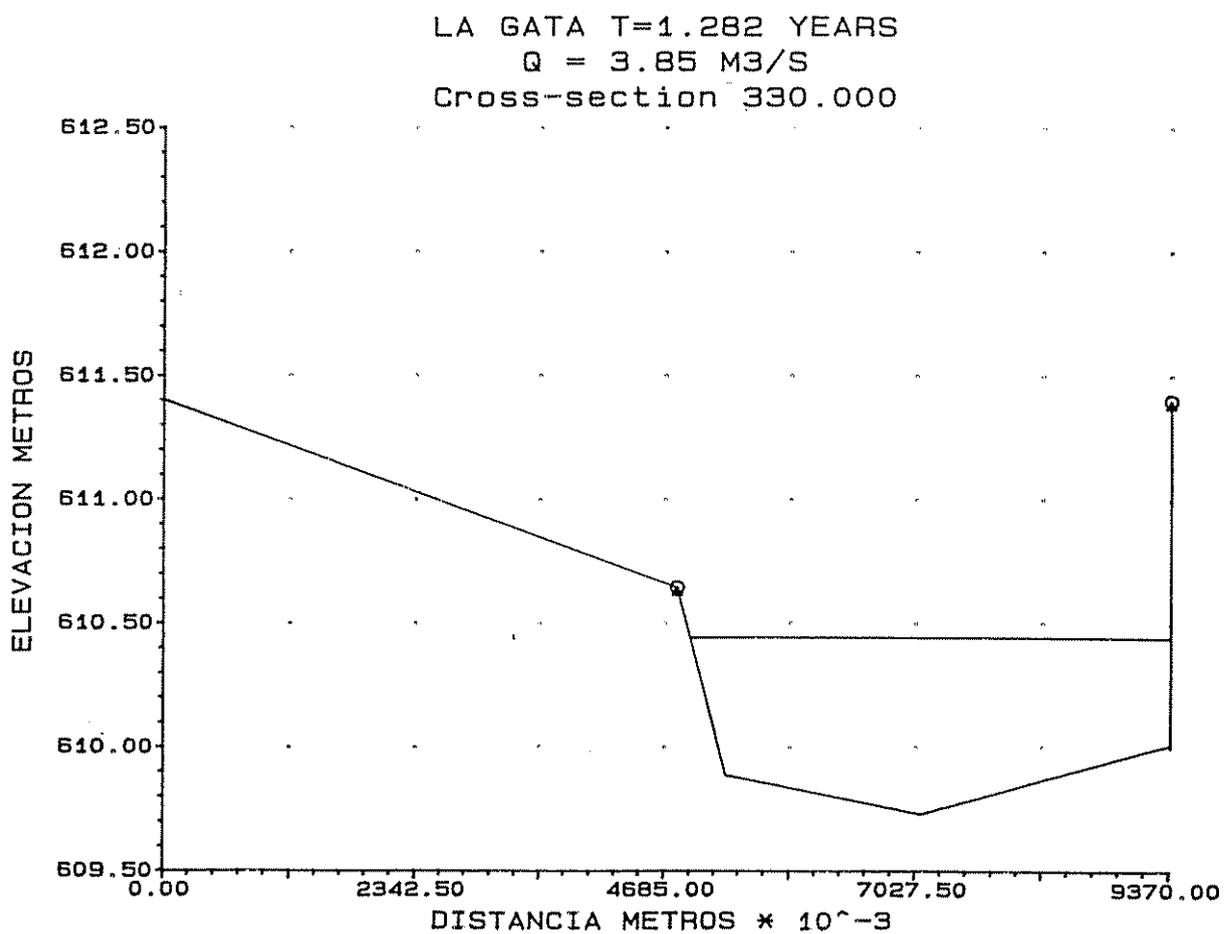


Figura 5A. Sección transversal La Gata #330 (T= 1.282 años)

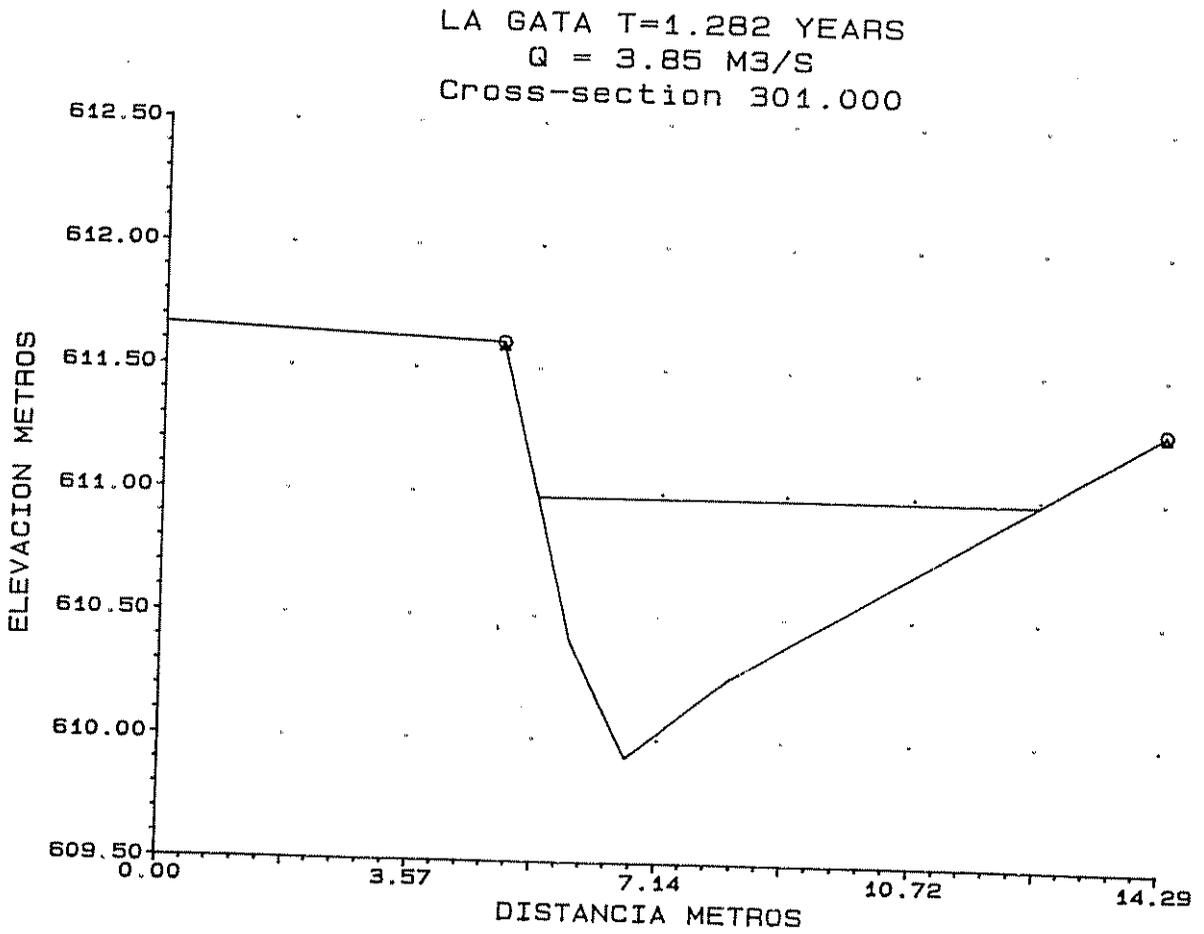


Figura 6A. Sección transversal La Gata #301 (T= 1.282 años)

LA GATA T=1.282 YEARS  
Q = 3.85 M3/S  
Cross-section 260.000

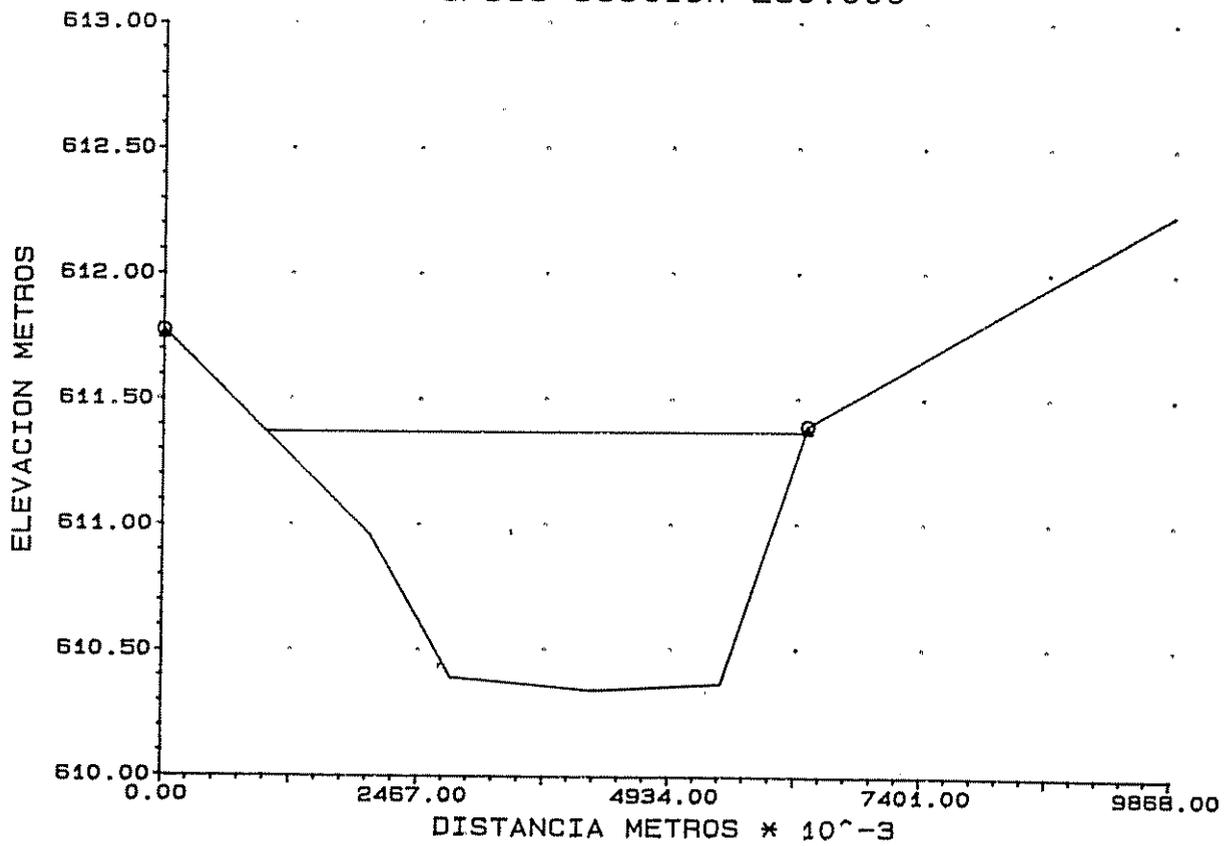


Figura 7A. Sección transversal La Gata #260 (T= 1.282 años)

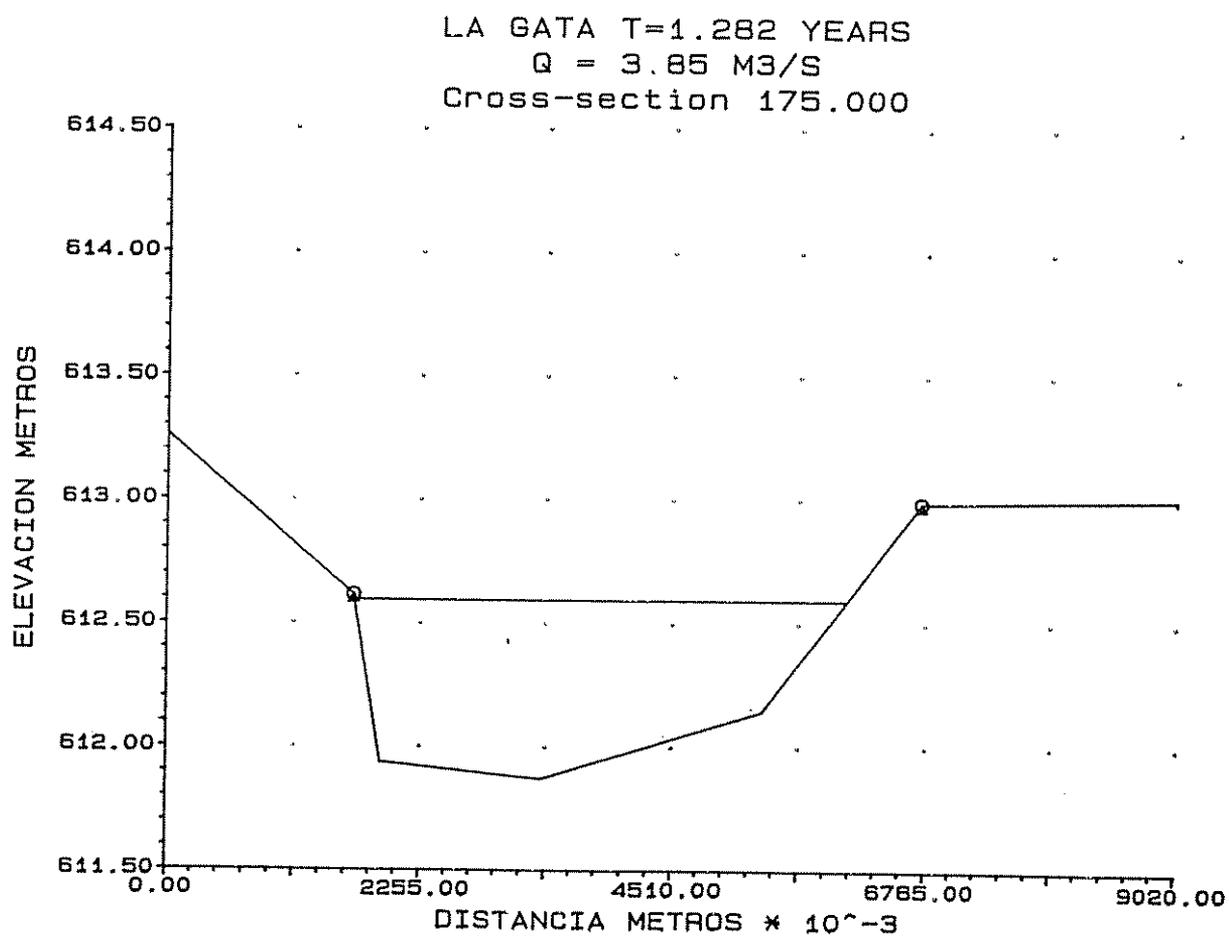


Figura 8A. Sección transversal La Gata #175 (T= 1.282 años)

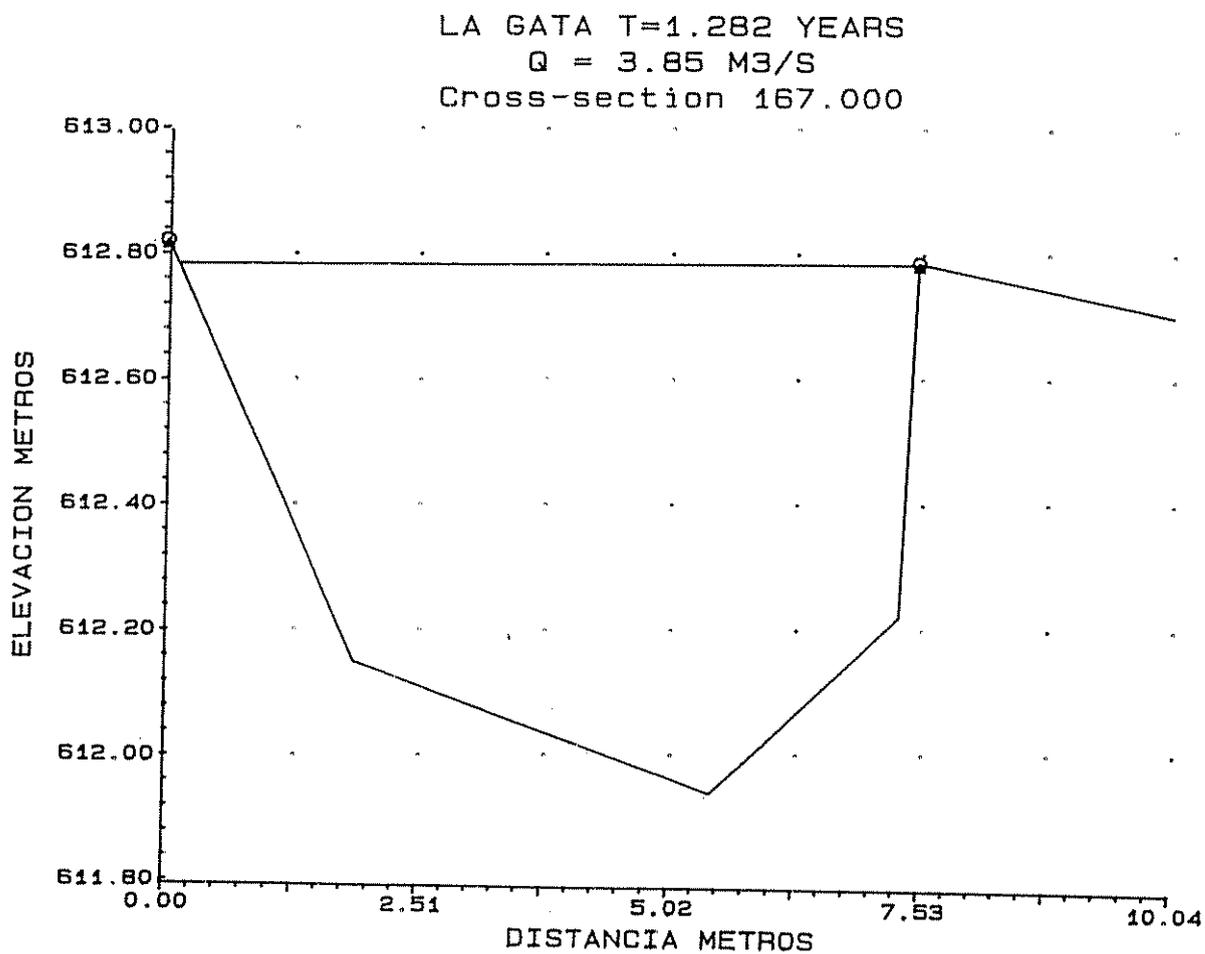


Figura 9A. Sección transversal La Gata #167 (T= 1.282 años)

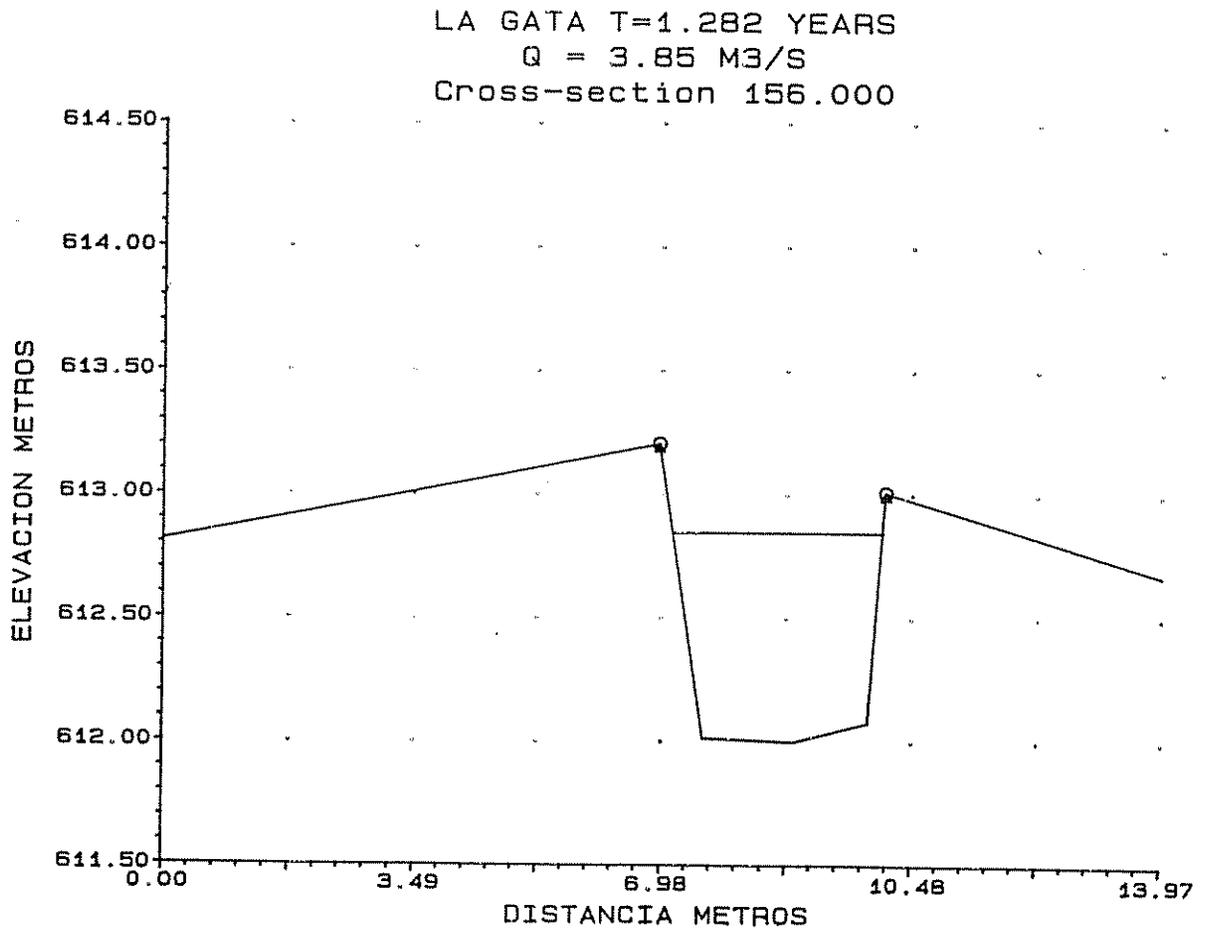


Figura 10A. Sección transversal La Gata #156 (T= 1.282 años)

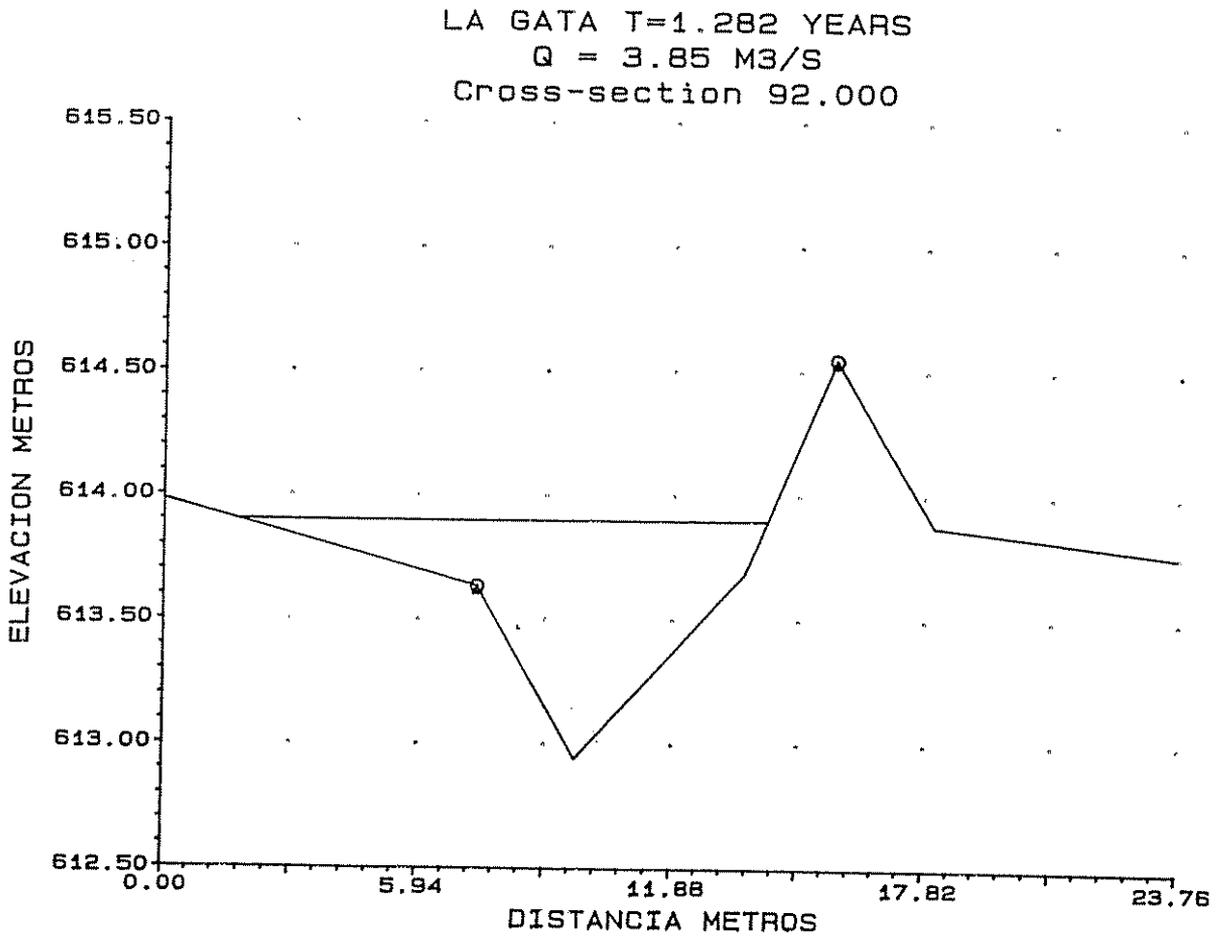


Figura 11A. Sección transversal La Gata #92 (T= 1.282 años)

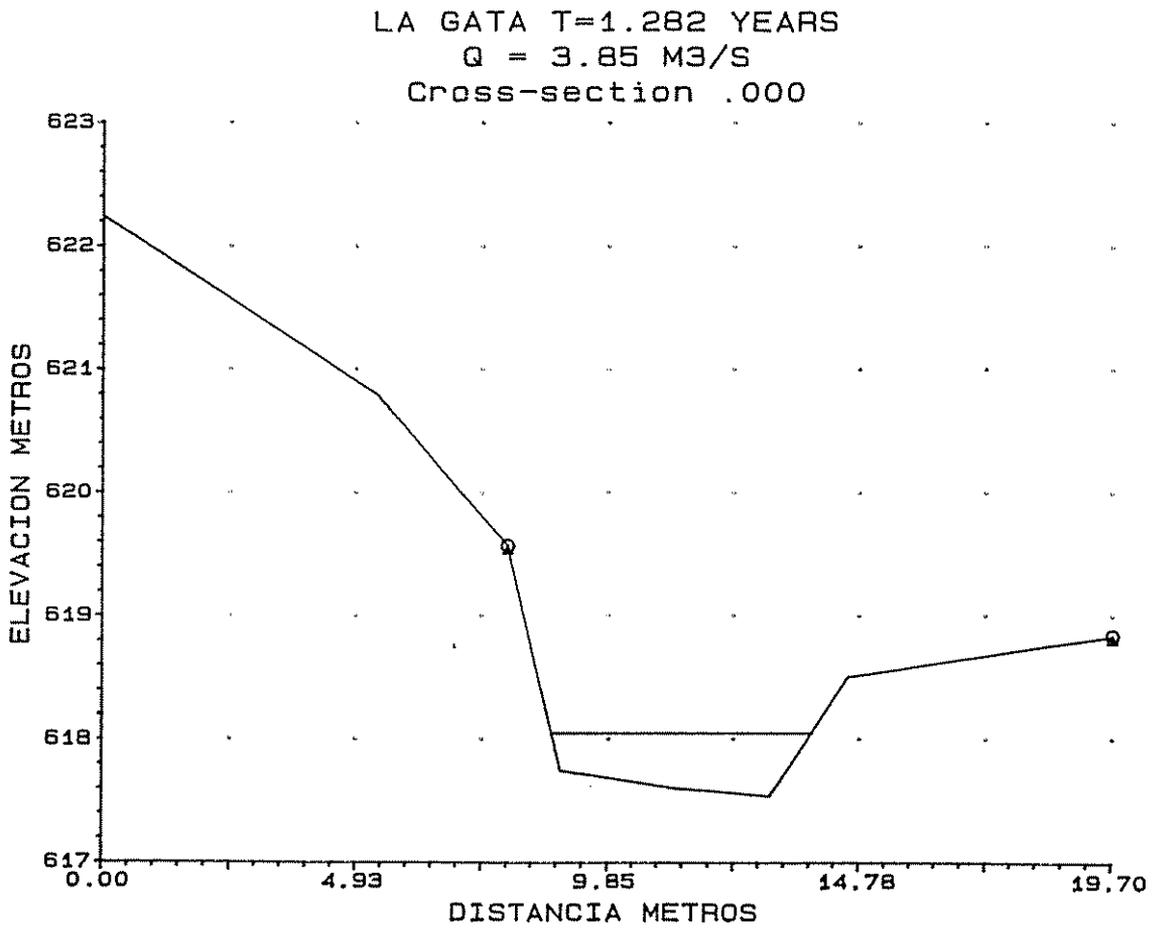


Figura 12A. Sección transversal La Gata #0 (T= 1.282 años)

LA GATA T=4.23 YEARS  
Q = 12 M3/S

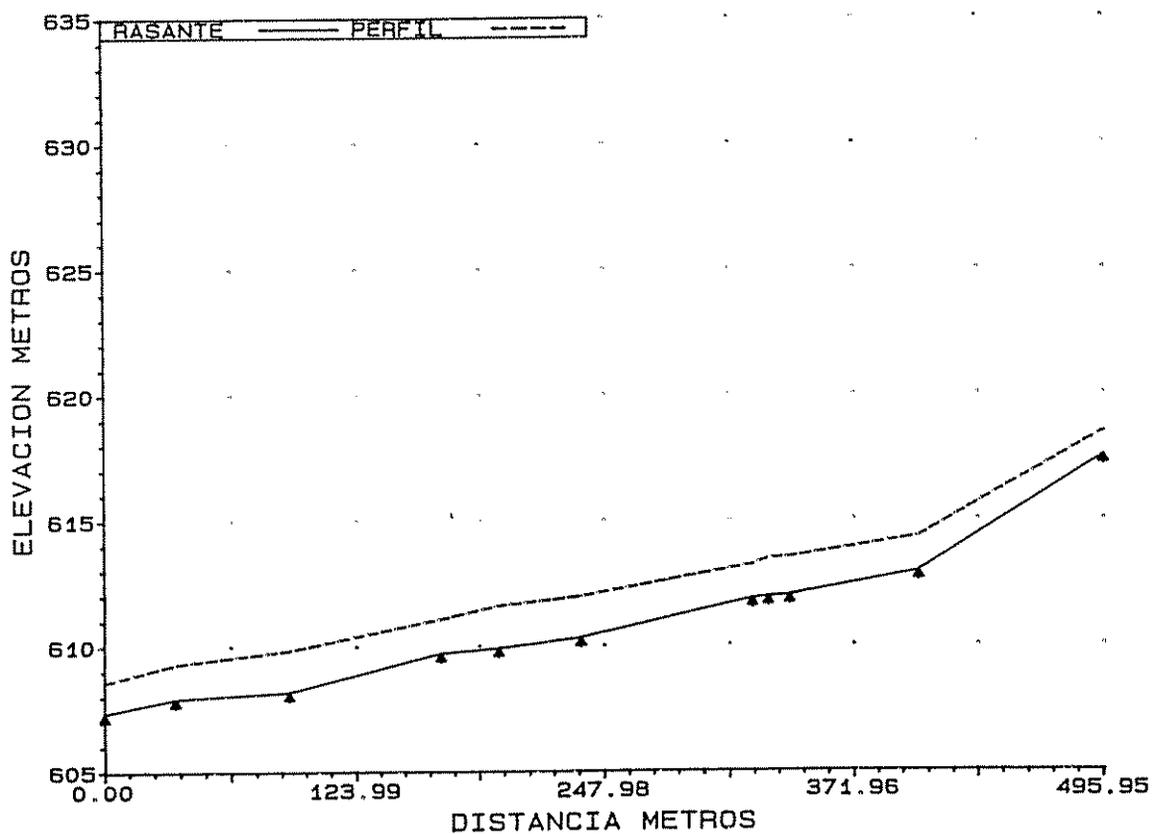


Figura 13A. Perfil La Gata para un período de retorno de 4.23 años.

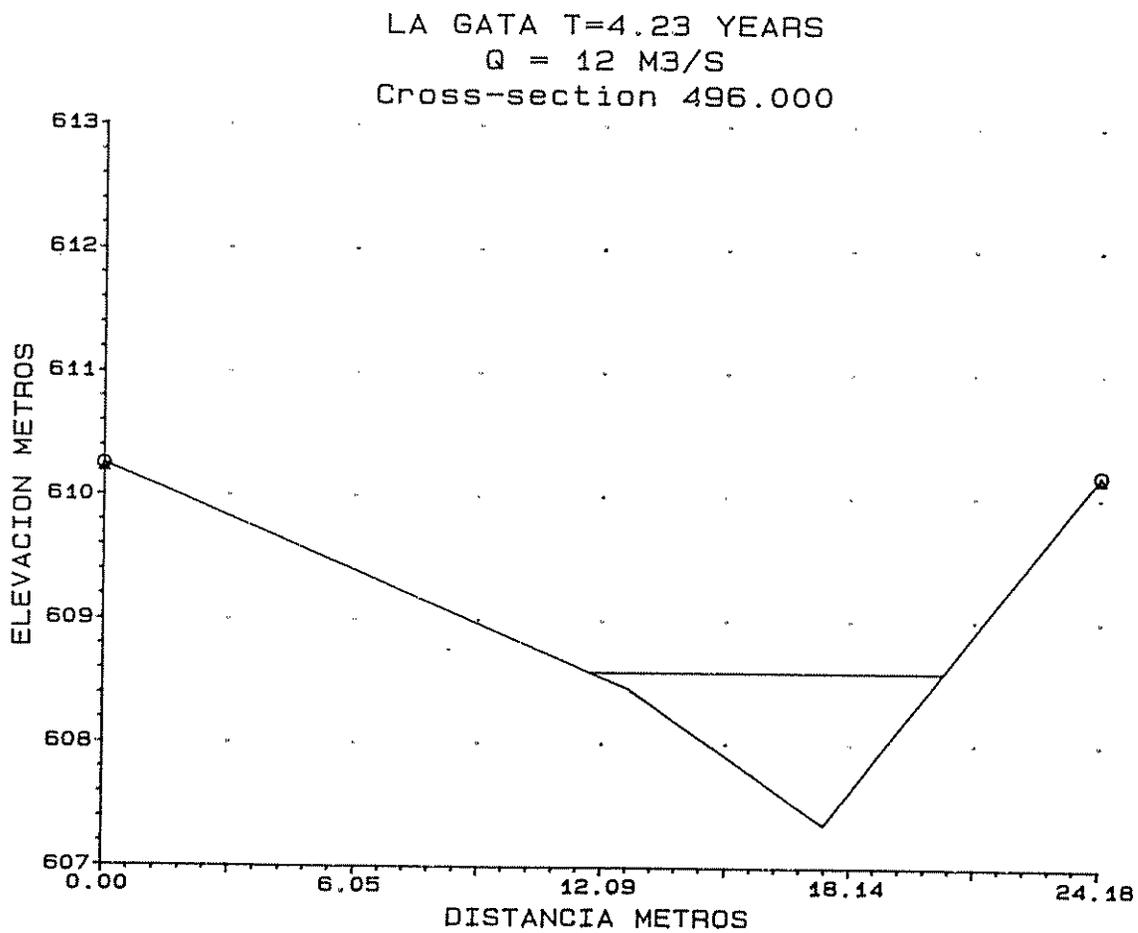


Figura 14A. Sección transversal La Gata #496 (T= 4.23 años)

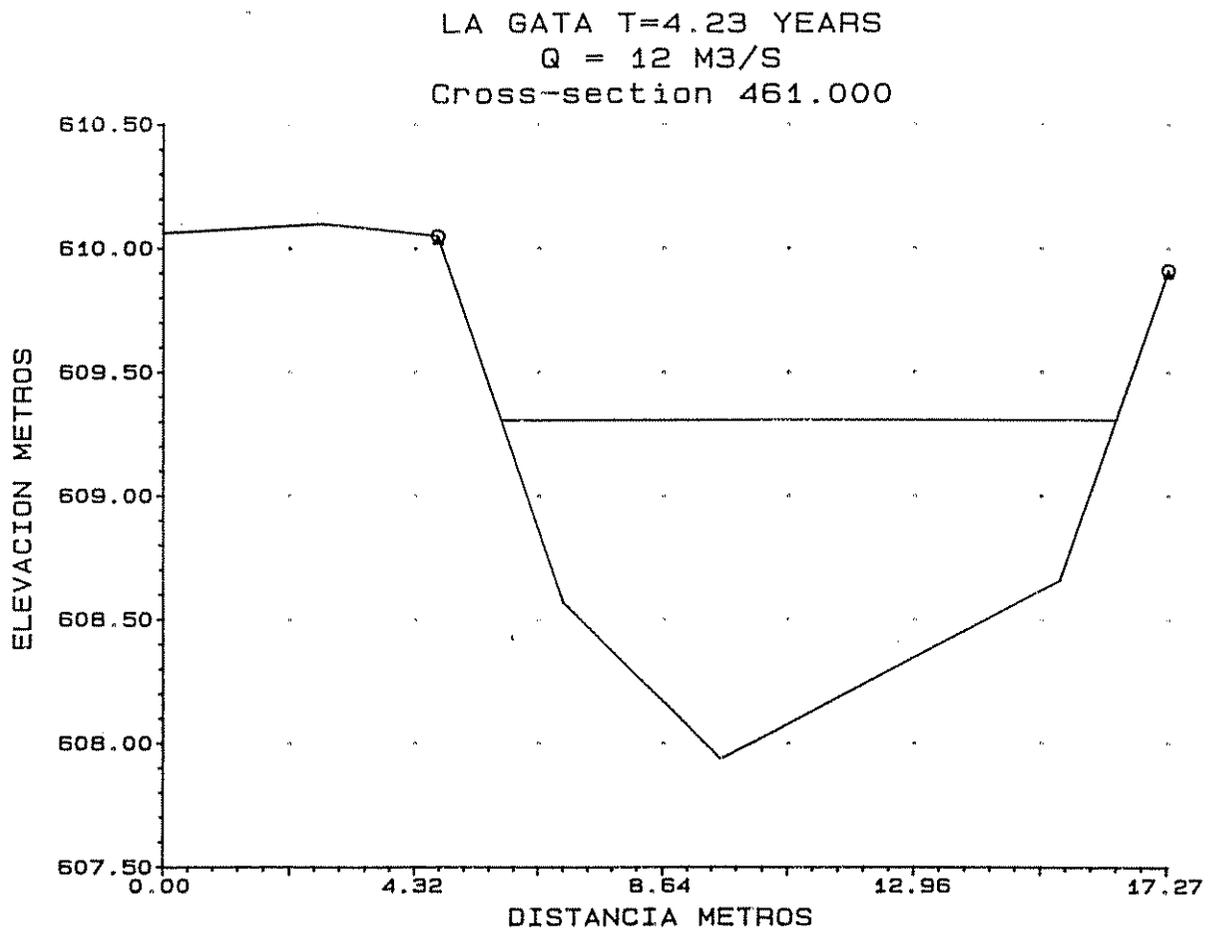


Figura 15A. Sección transversal La Gata #461 (T= 4.23 años)

LA GATA T=4.23 YEARS  
Q = 12 M3/S  
Cross-section 406.000

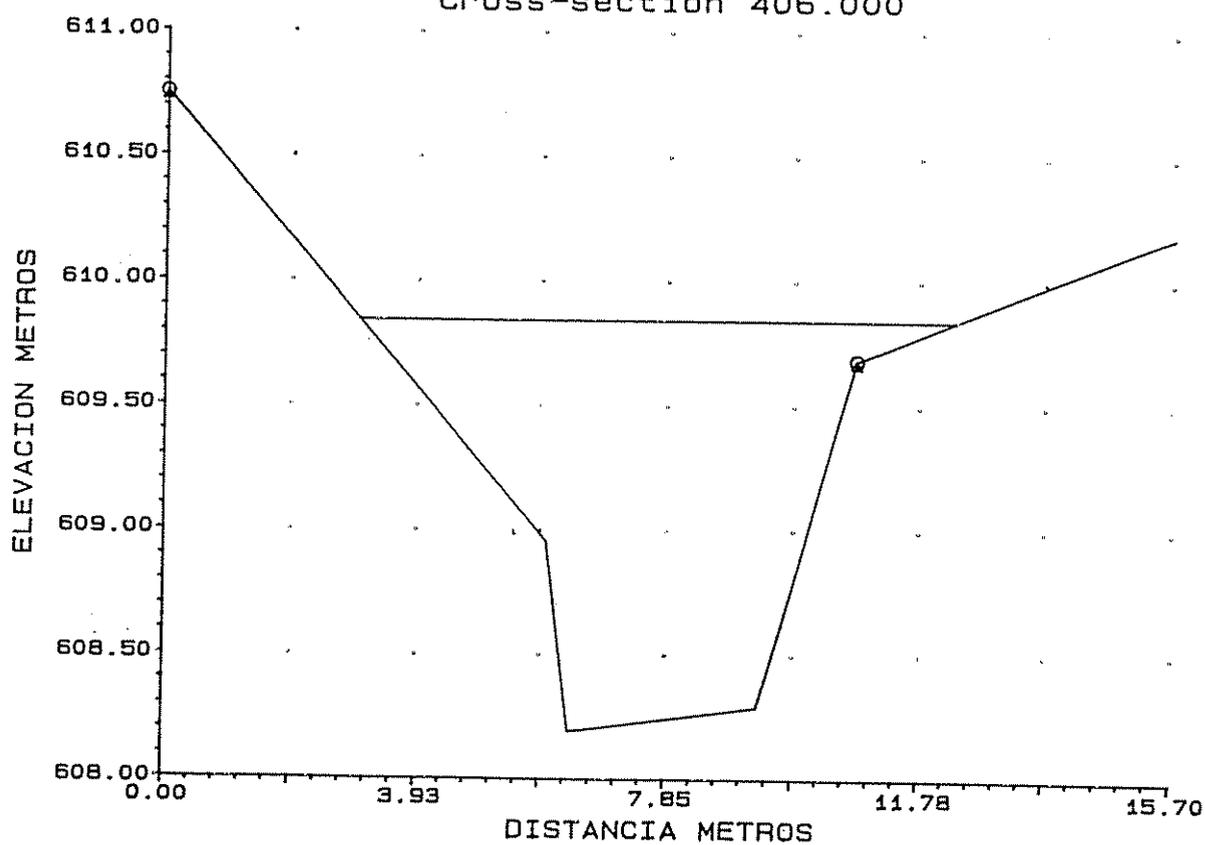


Figura 16A. Sección transversal La Gata #406 (T= 4.23 años)

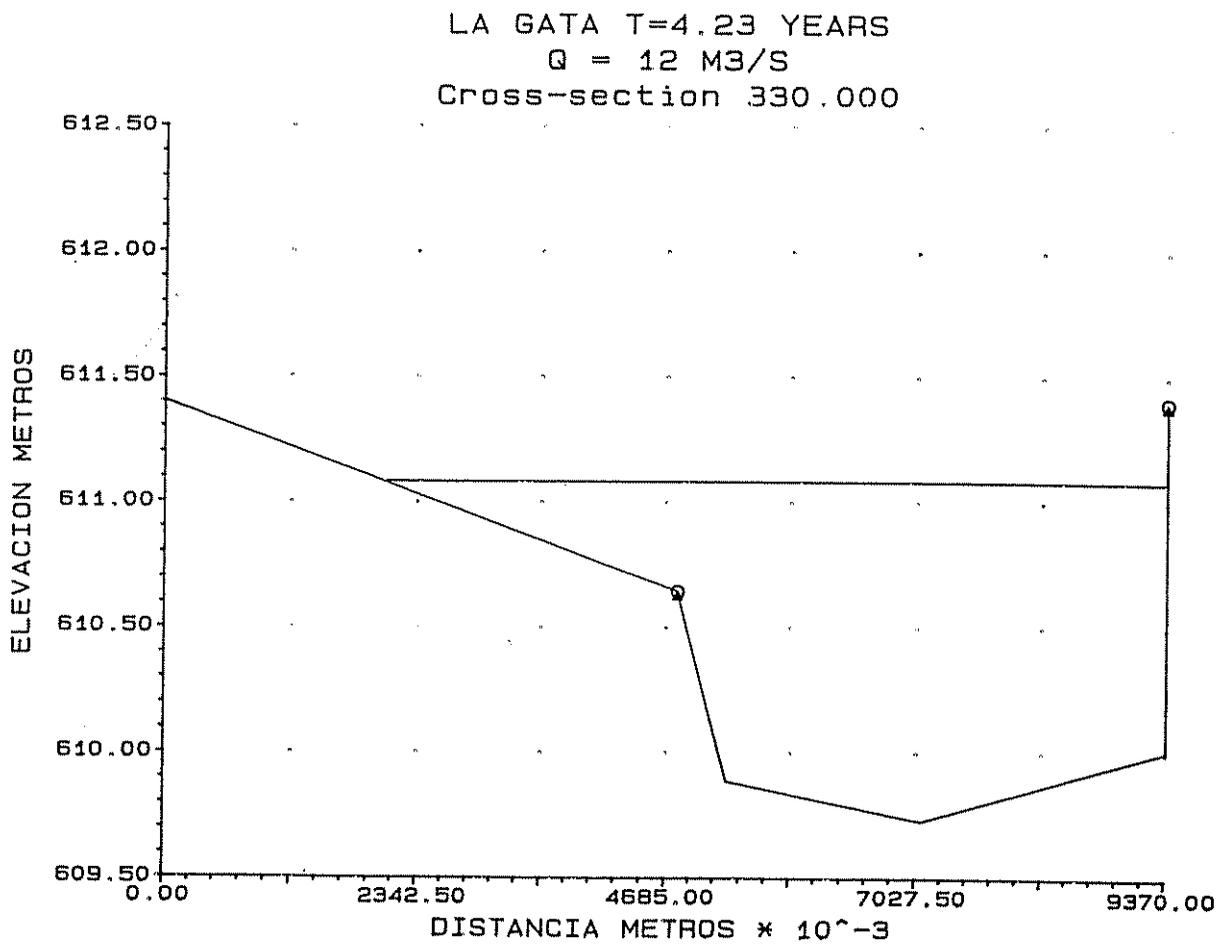


Figura 17A. Sección transversal La Gata #330 (T= 4.23 años)

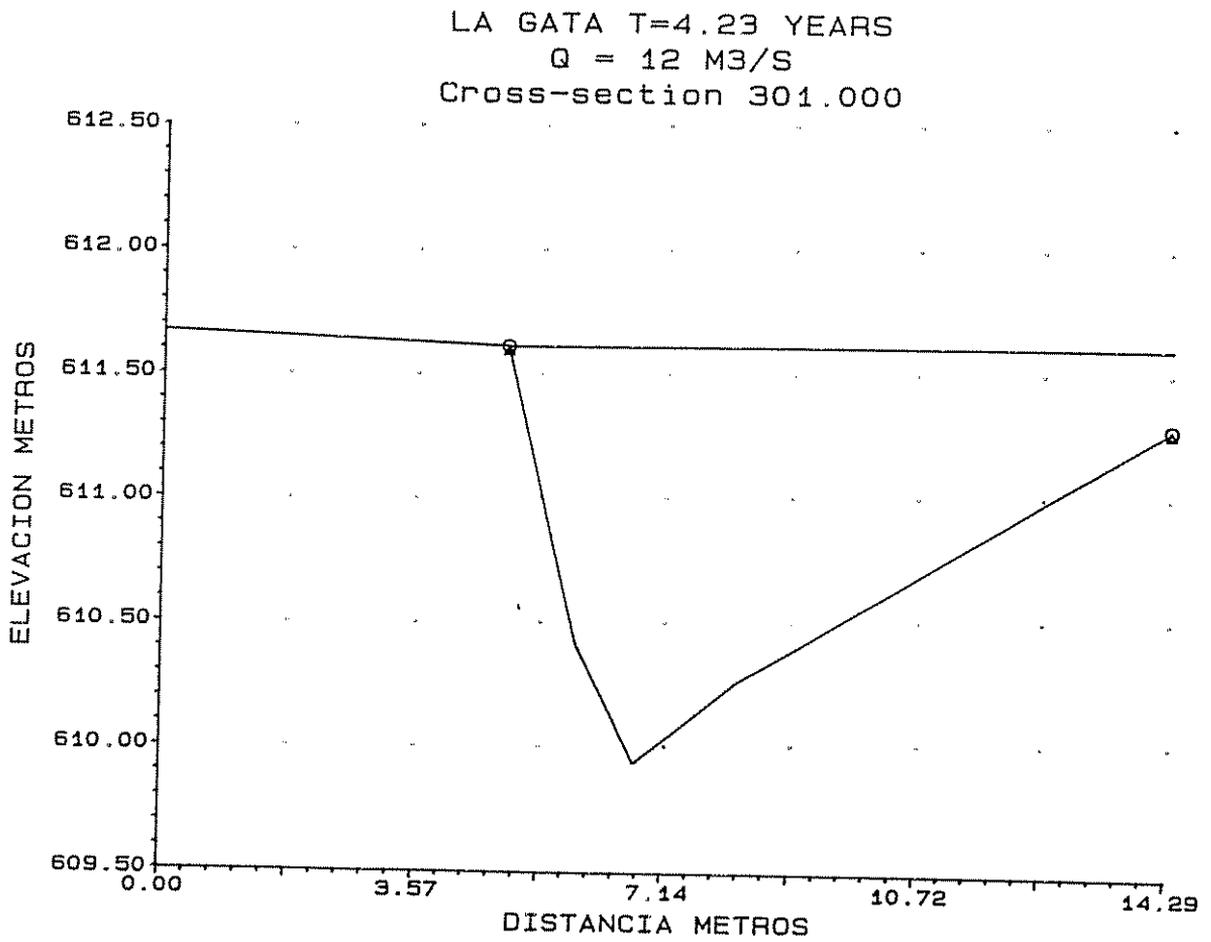


Figura 18A. Sección transversal La Gata #301 (T= 4.23 años)

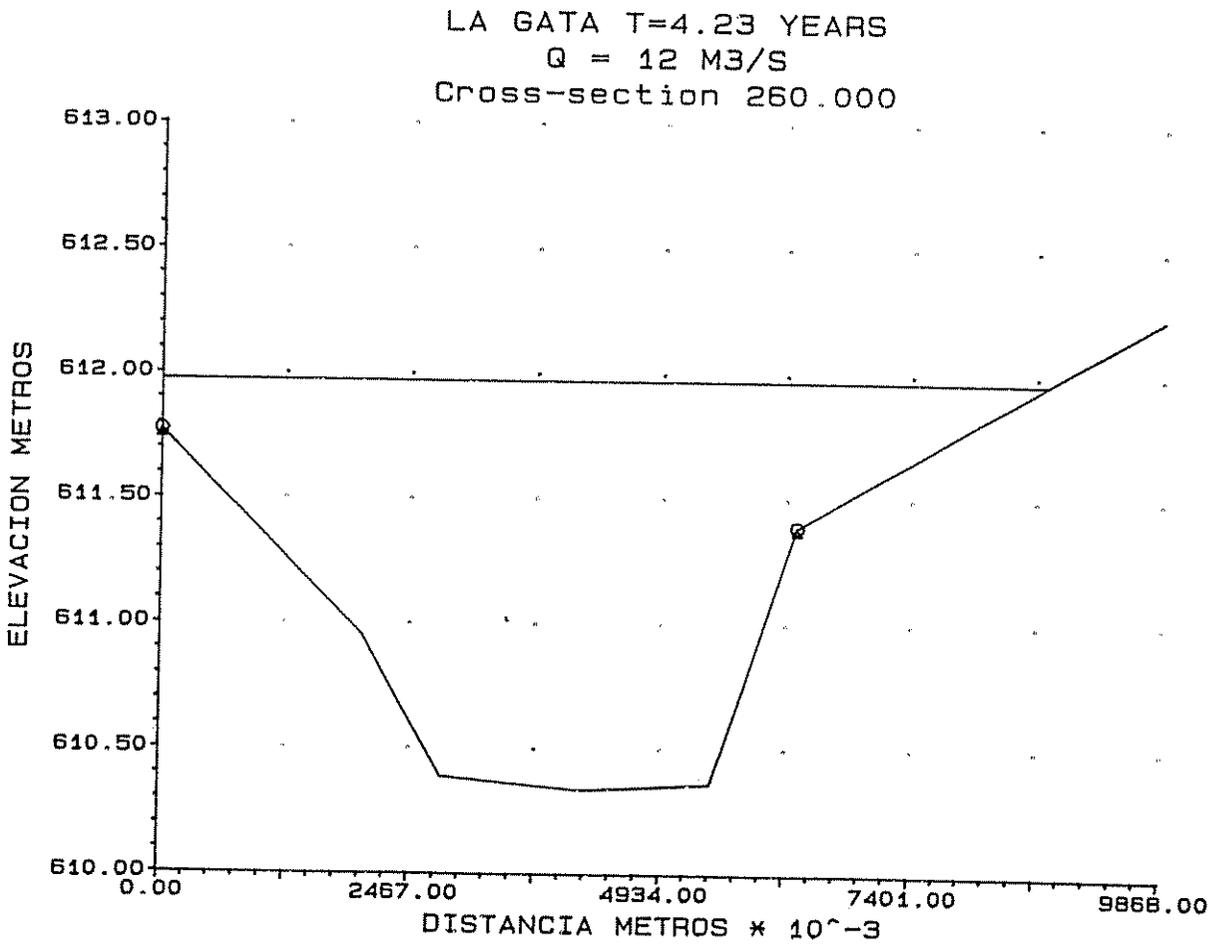


Figura 19A. Sección transversal La Gata #260 (T= 4.23 años)

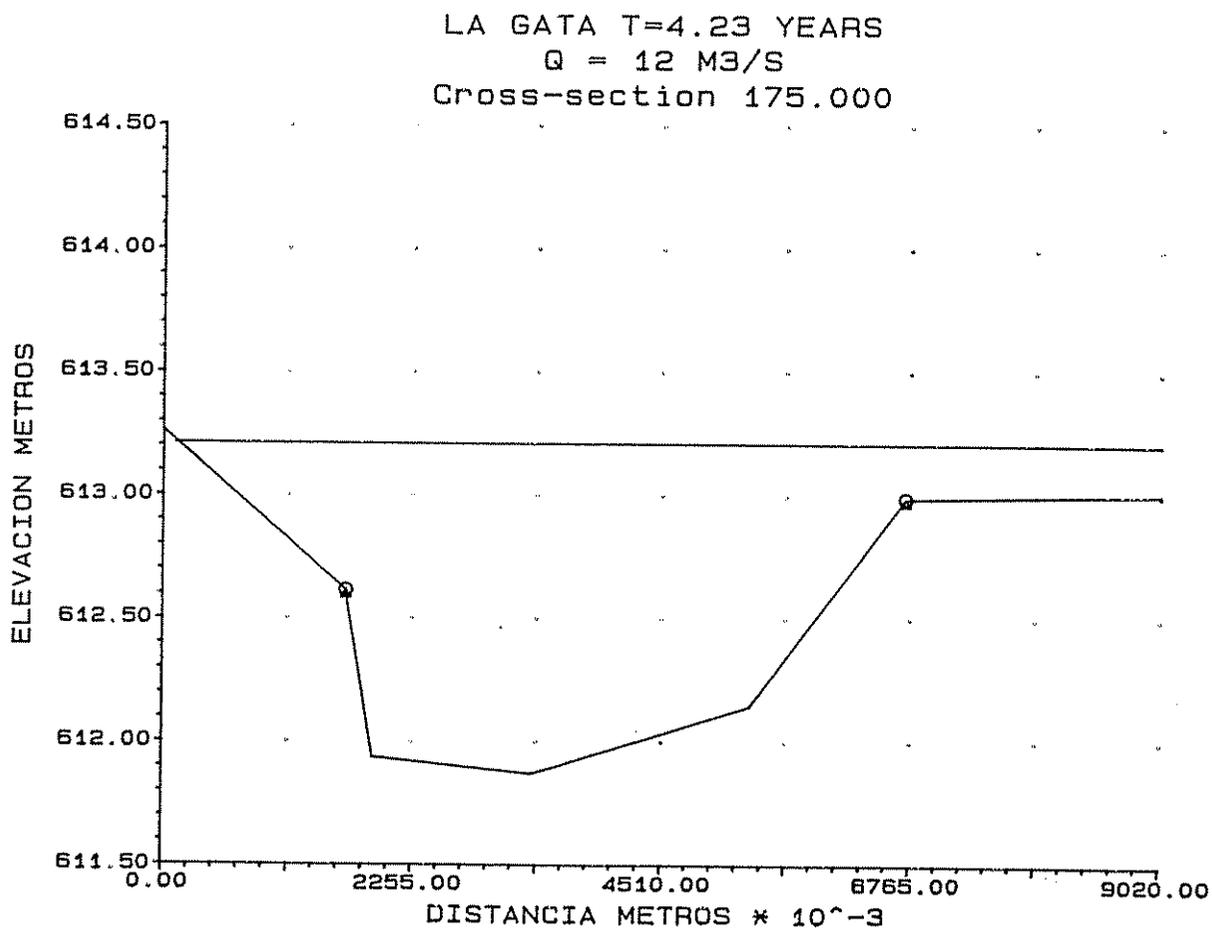


Figura 20A. Sección transversal La Gata #175 (T= 4.23 años)

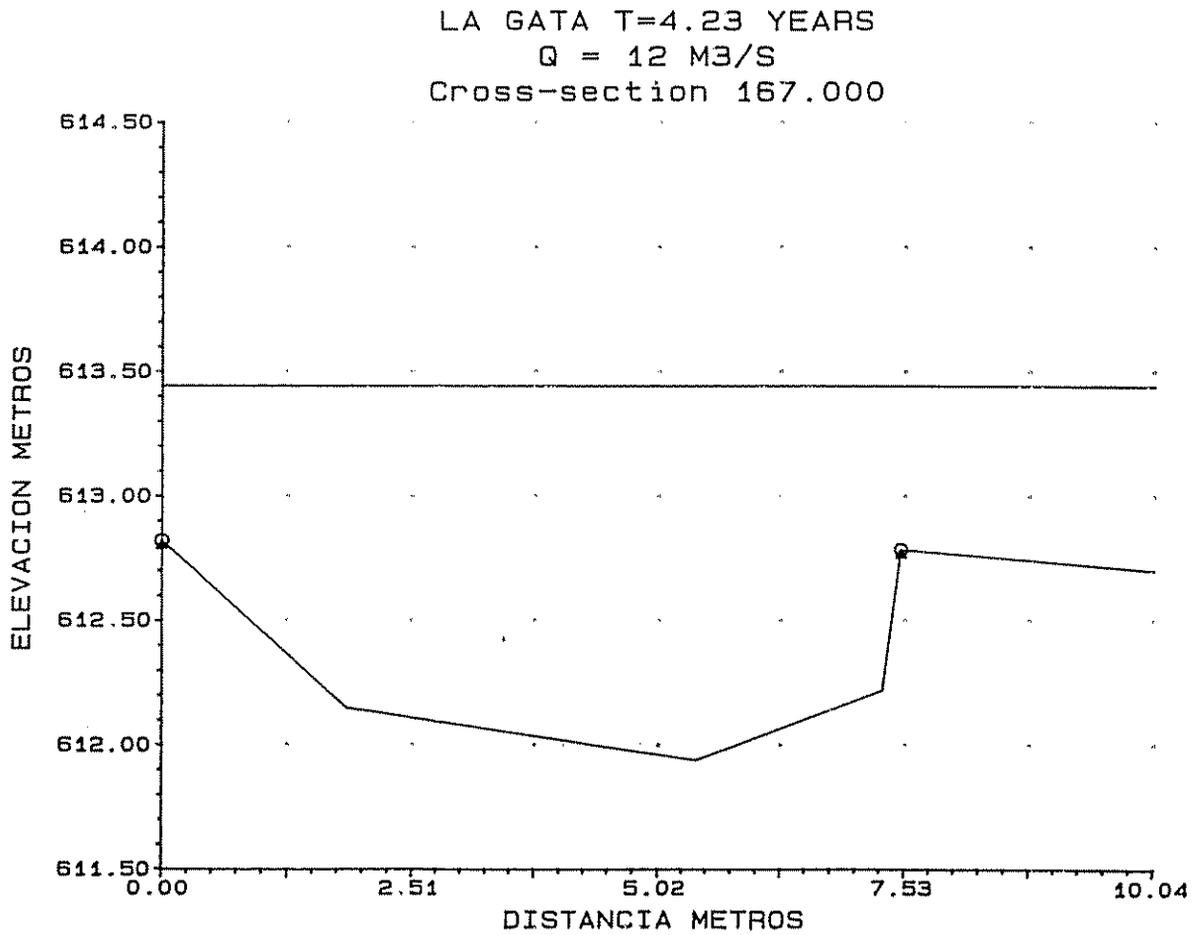


Figura 21A. Sección transversal La Gata #167 (T= 4.23 años)

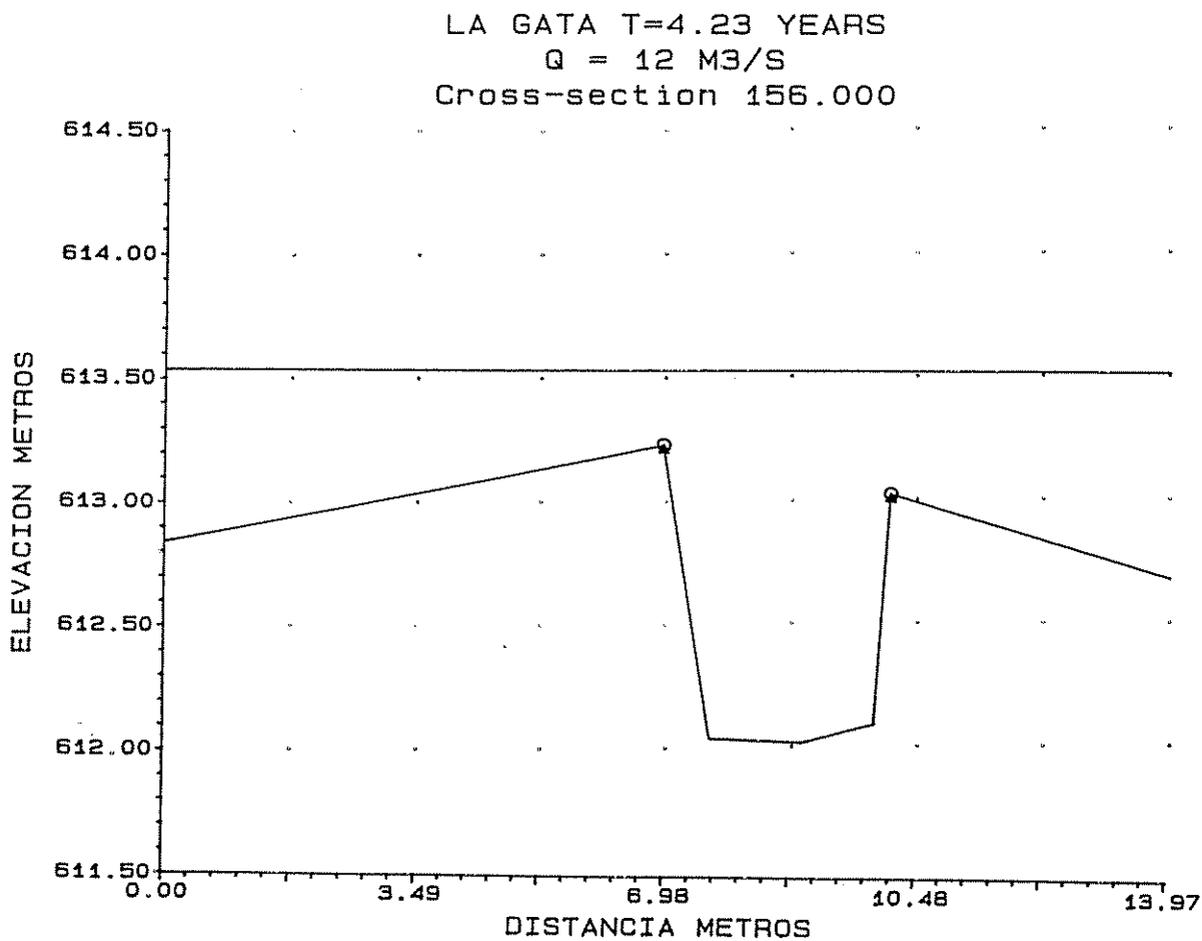


Figura 22A. Sección transversal La Gata #156 (T= 4.23 años)

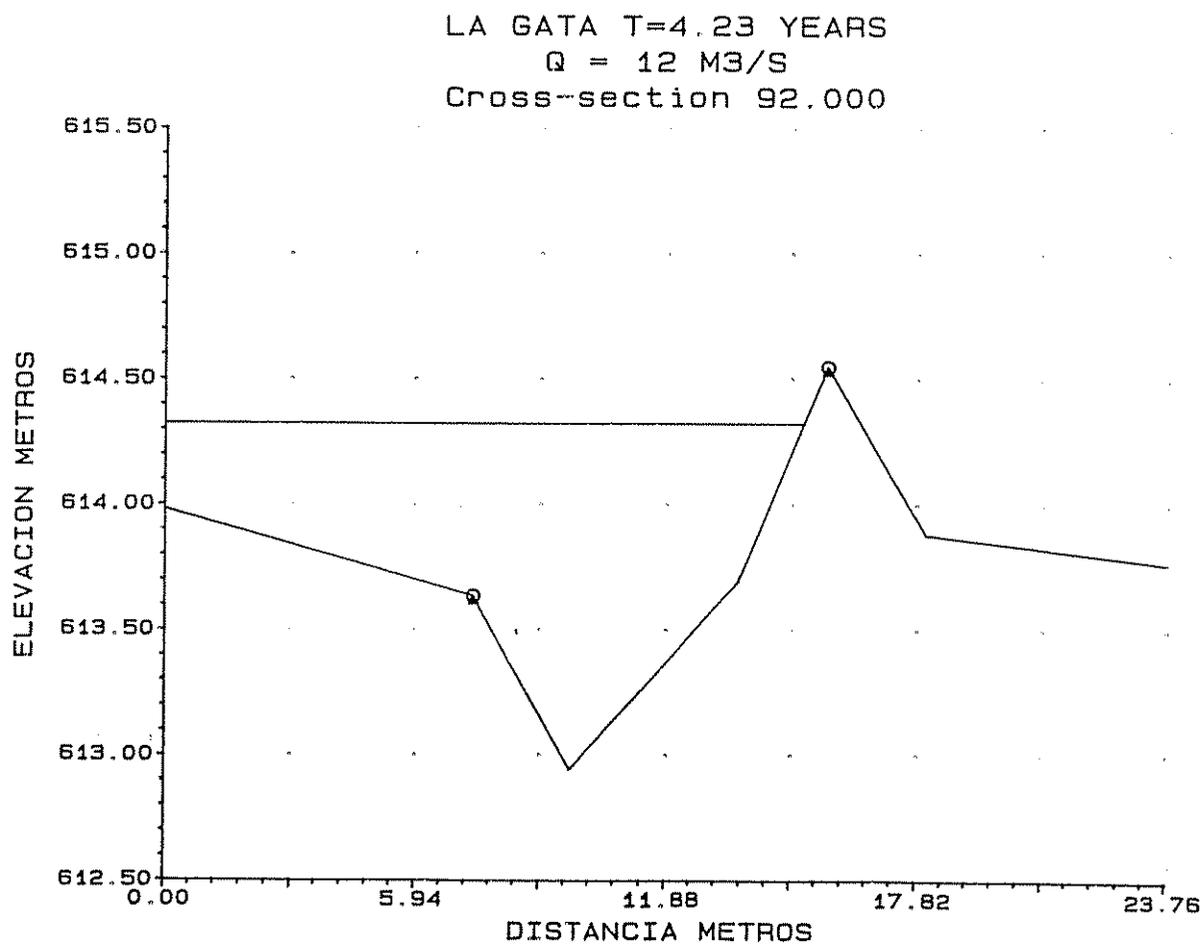


Figura 23A. Sección transversal La Gata #92 (T= 4.23 años)

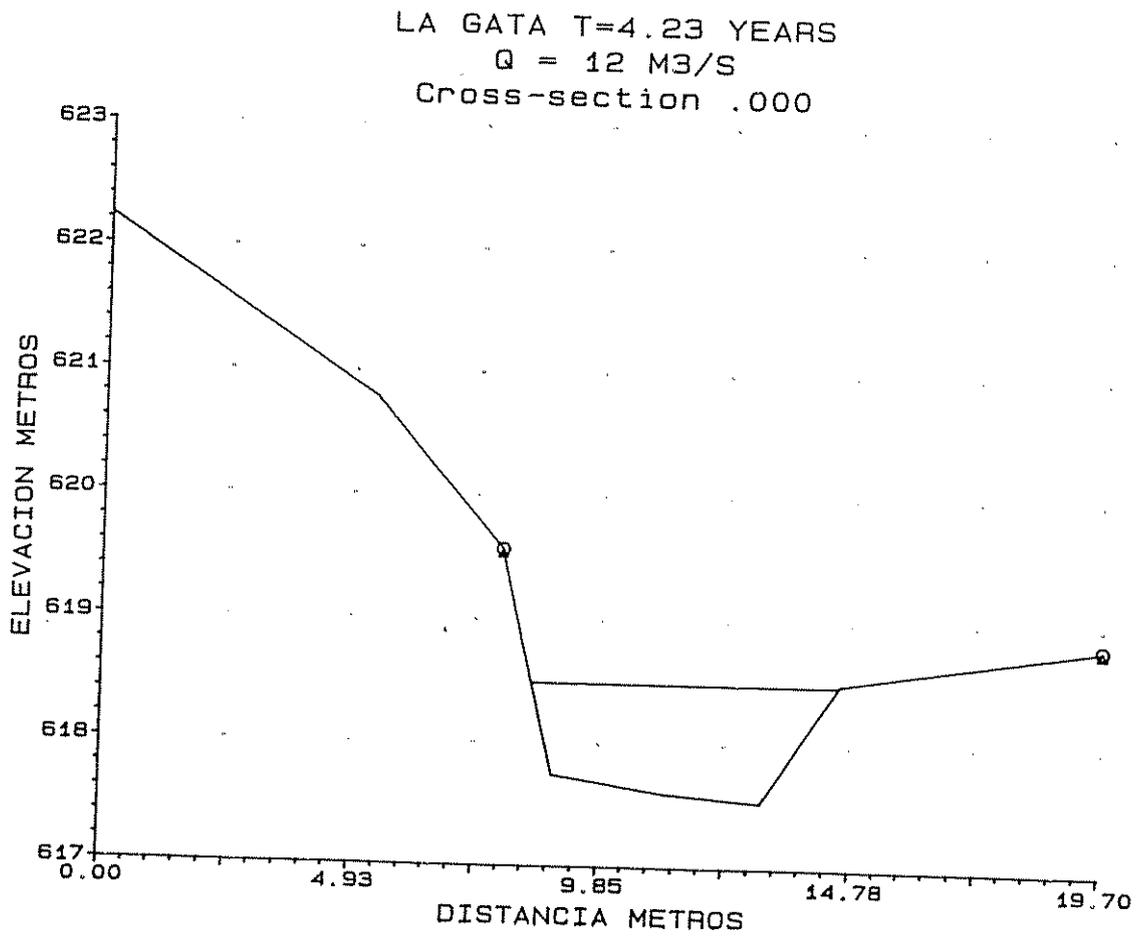


Figura 24A. Sección transversal La Gata #0 (T= 4.23 años)

- Obtención del período de retorno para la quebrada La Gata

Dado que no se tienen curvas de Gumbel para la quebrada La Gata se procede a seleccionar T a partir del fluviógrafo La Suiza del río Tuis con el siguiente procedimiento:

Paso 1: Se obtiene la relación (Rel) entre el caudal propuesto para un período de retorno T y el caudal calculado para T= 25 años. Esto es:

$$Rel_1 = \frac{3.85m^3/s}{20.67m^3/s} \approx 0.19$$

$$Rel_2 = \frac{12m^3/s}{20.67m^3/s} \approx 0.58$$

Paso 2: Se obtiene el caudal ( $Q_T$ ) mediante el producto de la relación anterior por el caudal del fluviógrafo La Suiza para T=25 años.

Esto es:

$$Q_{T1} = 0.19 * 412.81 m^3/s = 78.43 m^3/s$$

$$Q_{T2} = 0.58 * 412.81 m^3/s = 239.43 m^3/s$$

Paso 3: Se utiliza la curva de frecuencia obtenida con el método Gumbel para la estación fluviográfica La Suiza y un período de retorno de 25 años. Se entra con  $Q_{T1}$  y  $Q_{T2}$  por el eje de las ordenadas y se trazan horizontales hasta interceptar la línea recta, proyectando verticales por dichos puntos se obtienen los períodos de retornos en el eje de las abcisas.

Esto es:

$$T_1 = 1.282 \text{ años}$$

$$T_2 = 4.23 \text{ años}$$

## 9.2 Archivo de simulación hidráulica HHGAT5.DAT

```

ED
T1     ARCHIVO HHGAT5.DAT
T2     PERFIL PARA FLUJO SUBCRITICO
T3     QUEBRADA LA GATA
T4     PERIODO DE RETORNO 1.282 AÑOS Q= 3.85 M3/S
T5     METODO DEL AREA PENDIENTE
T6     CAUDAL MINIMO PARA TODO EL PERFIL SIN PROBLEMAS DE CAPACIDAD HDRAULICA
*     PERFIL INICIA CON ELEVACION APROXIMADA DE 607.756 M (J1.9)
*     PENDIENTE INICIAL DE LA LINEA DE ENERGIA DE 0.050 M/M (J1.5)
*     J1.4=0 FLUJO SUBCRITICO
*     J1.6=0 UNIDADES DEL SISTEMA METRICO
J1     0         0         0         0         0.05         1         0         3.85 607.756         0
* J2.1=1 LECTURA DE TARJETAS NC-EJ
* J2.4=0 AJUSTE AUTOMATICO DE LA ESCALA VERTICAL PARA SECCIONES
J2     1         0         0         0         0         0         0         0         0         0
* SALIDA: SECCION, ELEVACION MINIMA, ELEVACION DEL AGUA, ELEVACION DE LA
* MARGEN IZQUIERDA Y MARGEN DERECHA, ELEVACION DEL GRADIENTE ENERGETICO
* PENDIENTE DEL CANAL, VELOCIDAD, CAUDALES EN MARGENES IZQUIERDA, CANAL
* PRINCIPAL Y MARGEN DERECHA, TIRANTE NORMAL Y NUMERO DE FROUDE
* (13 VARIABLE COMO MAXIMO POR TABLA)
J3     38        42         1         62         24         3         33         26         13         14
J3     15         8         68
* J5 CONTROL DE IMPRESION PARA GRAFICO DE SECCIONES
* J5.2 NUMERO TOTAL DE SECCIONES
* J5.3 ...J5.N IDENTIFICACION DE CADA SECCION
* SECCIONES:          496         461         406         330         301         260         175         167
*   156          92          0
J5     -1         12         496         461         406         330         301         260         175         167
J5     156         92          0
J6     1
* COEFICIENTE DE CONTRACCION EN CANAL CC=0.1 Y DE EXPANSION CE=0.3
* COEFICIENTE DE "n" DE MANNING PARA CANAL PRINCIPAL DE 0.065 Y 0.1 EN MARGENES
NC     0.1        0.1        0.065        0.1        0.3
* SECCION 1: 0+496 CON 4 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 24.181 DISTANCIA 0
X1     496         4         0         24.181         0         0         0
X2
X3     10
GR610.25         0 608.441  12.76 607.346  17.486 610.185  24.181
* SECCION 2: 0+461 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 4.7 Y 17.275 DISTANCIA 34.73
X1     461         7         4.7 17.275  34.73  34.73  34.73
X2
X3     10
GR610.06         0 610.1  2.701 610.049  4.7 608.569  6.901 607.935  9.646
GR608.66 15.428 609.91 17.275
* SECCION 3: 0+406 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 10.781 DISTANCIA 55.66
* SE AGREGO UN PUNTO MAS EN LA MARGEN IZQUIERDA. EL PUNTO FUE TOMADO DE LOS
* ARCHIVOS EN DISKETTE DE LAS SECCIONES DEL RIO TUIS. LA VISITA AL CAMPO FUE
* REQUERIDA PARA VERIFICACION.
X1     406         6         0 10.781  55.66  55.66  55.66
X2

```



GR622.23	0	620.777	5.346	619.565	7.876	617.739	8.94	617.596	11.152
GR617.53	13.011	618.504	14.548	618.836	19.701				

EJ

ER

## 9.3 Archivo de simulación hidráulica HHGAT9.DAT

```

ED
T1     ARCHIVO HHGAT9.DAT
T2     PERFIL PARA FLUJO SUBCRITICO
T3     QUEBRADA LA GATA
T4     PERIODO DE RETORNO 4.23 AÑOS Q= 12.0 M3/S
T5     METODO DEL AREA PENDIENTE
T6     SECCIONES AGUAS ABAJO: 496, 461, 406 Y 330 TRANSPORTAN BIEN EL CAUDAL
T7     SECCION AGUAS ARRIBA: 0 TRANSPORTA BIEN EL CAUDAL
T8     SECCIONES INTERMEDIAS: 301, 260, 175, 167, 156 Y 92 SON MUY ESTRECHAS
*     PERFIL INICIA CON ELEVACION APROXIMADA DE 608.156 M (J1.9)
*     PENDIENTE INICIAL DE LA LINEA DE ENERGIA DE 0.050 M/M (J1.5)
*     J1.4=0 FLUJO SUBCRITICO
*     J1.6=0 UNIDADES DEL SISTEMA METRICO
J1     0     0     0     0     0.05     1     0     12 608.156     0
* J2.1=1 LECTURA DE TARJETAS NC-EJ
* J2.4=0 AJUSTE AUTOMATICO DE LA ESCALA VERTICAL PARA SECCIONES
J2     1     0     0     0     0     0     0     0     0     0
* SALIDA: SECCION, ELEVACION MINIMA, ELEVACION DEL AGUA, ELEVACION DE LA
* MARGEN IZQUIERDA Y MARGEN DERECHA, ELEVACION DEL GRADIENTE ENERGETICO
* PENDIENTE DEL CANAL, VELOCIDAD, CAUDALES EN MARGENES IZQUIERDA, CANAL
* PRINCIPAL Y MARGEN DERECHA, TIRANTE NORMAL Y NUMERO DE FROUDE
* (13 VARIABLE COMO MAXIMO POR TABLA)
J3     38     42     1     62     24     3     33     26     13     14
J3     15     8     68
* J5 CONTROL DE IMPRESION PARA GRAFICO DE SECCIONES
* J5.2 NUMERO TOTAL DE SECCIONES
* J5.3 ...J5.N IDENTIFICACION DE CADA SECCION
* SECCIONES:         496     461     406     330     301     260     175     167
*     156     92     0
J5     -1     12     496     461     406     330     301     260     175     167
J5     156     92     0
J6     1
* COEFICIENTE DE CONTRACCION EN CANAL CC=0.1 Y DE EXPANSION CE=0.3
* COEFICIENTE DE "n" DE MANNING PARA CANAL PRINCIPAL DE 0.065 Y 0.1 EN MARGENES
NC     0.1     0.1     0.065     0.1     0.3
* SECCION 1: 0+496 CON 4 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 24.181 DISTANCIA 0
X1     496     4     0     24.181     0     0     0
X2
X3     10
GR610.25     0 608.441     12.76 607.346     17.486 610.185     24.181
* SECCION 2: 0+461 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 4.7 Y 17.275 DISTANCIA 34.73
X1     461     7     4.7     17.275     34.73     34.73     34.73
X2
X3     10
GR610.06     0     610.1     2.701 610.049     4.7 608.569     6.901 607.935     9.646
GR608.66     15.428     609.91     17.275
* SECCION 3: 0+406 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 10.781 DISTANCIA 55.66
* SE AGREGO UN PUNTO MAS EN LA MARGEN IZQUIERDA. EL PUNTO FUE TOMADO DE LOS
* ARCHIVOS EN DISKETTE DE LAS SECCIONES DEL RIO TUIS. LA VISITA AL CAMPO FUE

```

\* REQUERIDA PARA VERIFICACION.

X1	406	6	0	10.781	55.66	55.66	55.66				1
X2											15
X3	10										
GR610.75		0	608.951	5.981	608.19	6.354	608.291	9.277	609.684	10.781	
GR610.19	15.701										

\* SECCION 4: 0+330 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 4.79 Y 9.37 DISTANCIA 76.06

\* SE AGREGO UN PUNTO MAS EN LA MARGEN DERECHA. EL PUNTO SE ELEVO VERTICALMENTE

\* SOBRE EL MURO DE LA SECCION. ESTO SE HIZO DESPUES DE LA INSPECCION EN

\* CAMPO

X1	330	6	4.79	9.37	76.06	76.06	76.06				1
X2											15
X3	10										
GR 611.4		0	610.643	4.79	609.886	5.261	609.728	7.072	610.012	9.37	
GR 611.4	9.37										

\* SECCION 5: 0+301 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 4.839 Y 14.287 DISTANCIA 29

X1	301	6	4.839	14.287	29	29	29				1
X2											15
X3	10										
GR611.66		0	611.604	4.839	610.406	5.848	609.924	6.69	610.247	8.116	
GR611.28	14.287										

\* SECCION 6: 0+260 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 6.270 DISTANCIA 41

X1	260	7	0	6.270	41	41	41				1
X2											15
X3	10										
GR611.77		0	610.951	1.992	610.387	2.776	610.335	4.155	610.364	5.437	
GR611.39	6.27	612.24	9.868								

\* SECCION 7: 0+175 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 1.648 Y 6.721 DISTANCIA 84.67

X1	175	7	1.648	6.721	84.67	84.67	84.67				1
X2											15
X3	10										
GR613.26		0	612.613	1.648	611.934	1.9	611.868	3.335	612.146	5.31	
GR612.99	6.721	613.011	9.02								

\* SECCION 8: 0+167 CON 6 ESTACIONES Y BANCOS A 0 Y 7.488 DISTANCIA 7.99

X1	167	6	0	7.488	7.99	7.99	7.99				1
X2											15
X3	10										
GR612.82		0	612.148	1.843	611.937	5.418	612.221	7.304	612.785	7.488	
GR 612.7	10.044										

\* SECCION 9: 0+156 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 6.940 Y 10.100 DISTANCIA 10.78

X1	156	7	6.94	10.1	10.78	10.78	10.78				1
X2											15
X3	10										
GR612.81		0	613.205	6.94	612.014	7.575	611.998	8.829	612.079	9.861	
GR613.01	10.1	612.673	13.968								

\* SECCION 11: 0+92 CON 7 ESTACIONES Y BANCOS A 7.305 Y 15.698. DISTANCIA 64.26

X1	92	7	7.305	15.698	64.26	64.26	64.26				1
X2											15
X3	10										
GR613.98		0	613.634	7.305	612.94	9.619	613.694	13.587	614.549	15.698	
GR613.88	18.026	613.765	23.759								

\* SECCION 12: 0+0 CON 8 ESTACIONES Y BANCOS A 7.876 Y 19.701 DISTANCIA 91.8

X1	0	8	7.876	19.701	91.8	91.8	91.8			371
X2										1
X3	10									15
GR622.23		0	620.777	5.346	619.565	7.876	617.739			
GR617.53	13.011	618.504	14.548	618.836	19.701			8.94	617.596	11.152
EJ										

ER