



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA



01162

100  
W

AVENIDAS DE DISEÑO Y TRANSITO DE AVENIDAS  
EN LA CUENCA BAJA DEL RIO GRIJALVA

# TESIS

PRESENTADA POR:

**CAROLA EUGENIA PEREIRA ROMERO**

COMO REQUISITO PARA OBTENER  
EL GRADO DE

**MAESTRIA EN INGENIERIA  
(HIDRAULICA)**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

CAMPUS MORELOS, MEXICO.

1996

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

**El presente trabajo se imprimió con el apoyo del  
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua**

*A mis padres*  
*Carlos M. Pereira González*  
*Carmen A. Romero de Pereira*

*A Víctor y a nuestro bebé en camino*

*A mis hermanos*

*A mis amigos y compañeros*

## ***Agradecimientos***

Deseo expresar mi más sincero agradecimiento:

A la Dirección General de Asuntos Culturales de la Secretaría de Relaciones Exteriores por su apoyo económico, el cual me permitió realizar mis estudios de Maestría.

Al Ministerio del Ambiente y Recursos Naturales Renovables del Gobierno de Venezuela que me dio la oportunidad de capacitarme en México.

Al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), cuyo respaldo técnico y económico me auxilió en el desarrollo de este trabajo.

Al Dr. Alvaro Muñoz Mendoza cuya gestión y atenciones me permitieron ingresar a la División de Estudios de Posgrado, Campus Morelos, de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

A mis profesores de esta institución académica, por la formación recibida.

A la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos de la Comisión Nacional del Agua (CNA), al Departamento de Aguas Superficiales de la Subgerencia Estatal de la CNA en Villahermosa, Tabasco, y al Centro de Consulta del Agua del IMTA.

A mis sinodales, Dr. Ramón Dominguez Mora, M. I. Aldo I. Ramírez Orozco y M. I. Jorge Sánchez Sesma.

De forma especial, agradezco al Dr. Francisco J. Aparicio Mijares, Coordinador de Tecnología Hidrológica del IMTA, por su orientación y supervisión en la realización de este trabajo.

A todas aquellas personas que contribuyeron con su amistad para el mejor logro del mismo.

## RESUMEN

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	<i>Antecedentes</i>	1
1.2	<i>Objetivo</i>	2
1.3	<i>Breve descripción del contenido</i>	2
2	LA CUENCA DEL RÍO GRIJALVA	4
2.1	<i>Características generales</i>	4
2.1.1	Localización, límites y extensión	4
2.1.2	Hidrografía	6
2.1.3	Precipitación	7
2.1.4	Clima y vegetación	7
2.1.5	Orografía	8
2.1.6	Suelos	9
2.2	<i>El río de La Sierra</i>	10
2.3	<i>Inundaciones del río Grijalva</i>	12
2.3.1	Antecedentes históricos	12
2.3.2	Inundaciones	15
2.3.2.1	Problemática actual de las inundaciones en la ciudad de Villahermosa	18
2.3.3	Obras de protección y control realizadas	19
3	ASPECTOS FÍSICOS Y SOCIOECONÓMICOS DE VILLAHERMOSA	23
3.1	<i>Localización geográfica y política</i>	23
3.2	<i>Aspectos demográficos</i>	23
3.2.1	Infraestructura	24
3.2.2	Vías de comunicación	24
3.2.3	Servicios públicos	25
3.3	<i>Aspectos socioeconómicos</i>	25

4 ESTIMACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO EN LAS ESTACIONES HIDROMÉTRICAS TAPIJULAPA, TEAPA, PUYACATENGO Y PICHUCALCO	26
4.1 <i>Avenidas de diseño por métodos estadísticos</i>	26
4.1.1 Cálculo de avenidas de diseño	34
4.1.1.1 Información disponible y recopilación de datos	34
4.1.1.2 Estimación del gasto máximo	34
4.1.1.3 Obtención del hidrograma de diseño en cada estación	43
5 TRÁNSITO DE AVENIDAS EN PLANICIES DE INUNDACIÓN APLICADO A LA CUENCA DEL RÍO GRIJALVA	50
5.1 <i>Bases teóricas y planteamiento del modelo matemático</i>	50
5.1.1 Ecuaciones básicas	50
5.1.2 Desarrollo de las ecuaciones dada la condición de gasto conocido en la frontera aguas abajo	53
5.2 <i>Definición de la zona de estudio</i>	56
5.3 <i>Recopilación de la información</i>	58
5.3.1 Información hidrométrica	58
5.3.1.1 Hidrogramas de entrada al modelo	59
5.3.1.2 Curvas de gasto	62
5.3.1.3 Limnogramas de salida	65
5.3.2 Información topográfica	67
5.3.3 Lagunas de inundación	71
5.4 <i>Adaptación del modelo de tránsito de avenidas</i>	74
5.4.1 Representación de la llanura de inundación	74
5.4.1.1 Red hidrográfica	74
5.4.1.2 Ordenamiento de ríos	76
5.4.1.3 Localización de tramos vertedores	77
5.4.2 Condiciones de frontera e iniciales	80
5.4.2.1 Condiciones de frontera	80
5.4.2.2 Condiciones iniciales	81

5.4.3	Identificación del área de estudio en campo	81
5.4.4	Ejecución del modelo de tránsito de avenidas	82
5.5	<i>Calibración del modelo</i>	84
5.5.1	Resultados	84
6	EFFECTO DE REMANSO DEL RÍO CARRIZAL EN LA ESTACIÓN LAS GAVIOTAS	91
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	97
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	99
APÉNDICE A	Modelo de Tránsito de Avenidas en Planicies de Inundación	104
APÉNDICE B	Programa GRIJAL para la Simulación del Tránsito de Avenidas	119
ANEXO 1	Información Topográfica	132
ANEXO 2	Curvas Elevaciones-Áreas-Volúmenes de las Lagunas	146
ANEXO 3	Informe Fotográfico	158



## INDICE DE FIGURAS

2.1	Cuenca del río Grijalva	5
2.2	Cuencas generadoras del río de La Sierra	11
2.3	Cambios que ha sufrido el cauce bajo del río Grijalva	14
2.4	Presas de regulación de avenidas construidas en la cuenca del río Grijalva	20
2.5	Obras de defensa en la cuenca baja del río Grijalva	22
4.1a	Curvas de ajuste en las estaciones Tapijulapa y Teapa	40
4.1b	Curvas de ajuste en las estaciones Puyacatengo y Pichucalco	41
4.2a	Hidrogramas registrados en las estaciones Tapijulapa y Teapa	45
4.2b	Hidrogramas registrados en las estaciones Puyacatengo y Pichucalco	46
4.3a	Hidrogramas de diseño en las estaciones Tapijulapa y Teapa	48
4.3b	Hidrogramas de diseño en las estaciones Puyacatengo y Pichucalco	49
5.1	Esquemas de análisis empleado para el desarrollo de las ecuaciones de continuidad y conservación de cantidad de movimiento	51
5.2	Zona en estudio	57
5.3a	Hidrogramas de entrada correspondientes a las avenidas de mayo de 1970 y mayo-agosto de 1967	60
5.3b	Hidrogramas de entrada correspondientes a las avenidas de agosto-octubre de 1967 y agosto-noviembre de 1973	61
5.4a	Curva de gasto en la estación Las Gaviotas para el período 1963-1985	62
5.4b	Curva de gasto en la estación Las Gaviotas para los años 1967 y 1970	63
5.4c	Curva de gasto en la estación Las Gaviotas para el año 1973	64
5.5a	Limnogramas registrados en mayo de 1970 y mayo-agosto de 1967 en la estación Las Gaviotas	65
5.5b	Limnogramas registrados en la estación Las Gaviotas en agosto-diciembre de 1967 y agosto-noviembre de 1973	66
5.6a	Perfiles longitudinales de los ríos Tacotalpa-de La Sierra y Pichucalco	68
5.6b	Perfiles longitudinales de los ríos Teapa y Puyacatengo	69
5.7	Representación de las lagunas de inundación	72
5.8	Red hidrográfica	75
5.9	Ordenamiento de ríos	76
5.10	Localización de tramos y puntos vertedores	78
5.11	Esquema del modelo de simulación	83

5.12a	Resultados del modelo en la estación Las Gaviotas para la avenida de mayo de 1970	87
5.12b	Resultados del modelo en la estación Las Gaviotas para la avenida de mayo-agosto de 1967	88
5.12c	Resultados del modelo en la estación Las Gaviotas para la avenida de agosto-diciembre de 1967	89
5.12d	Resultados del modelo en la estación Las Gaviotas para la avenida de agosto-noviembre de 1973	90
6.1	Esquema modificado del modelo de simulación	91
6.2	Hidrogramas de entrada correspondientes a las avenidas de agosto-octubre de 1967 y agosto-noviembre de 1973	94
6.3a	Resultados del modelo en la estación Las Gaviotas para la avenida de agosto-diciembre de 1967	95
6.3b	Resultados del modelo en la estación Las Gaviotas para la avenida de agosto-noviembre de 1973	96

## INDICE DE CUADROS

4.1	Valores del coeficiente de oblicuidad K en la distribución Log-Pearson tipo III	29
4.2	Valor de la variable reducida "Y"	31
4.3	Valores de $\sigma_{II}$ y $X_N$	32
4.4	Gastos máximos anuales en las estaciones Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco	35
4.5a	Análisis de frecuencia en las estaciones Tapijulapa y Teapa	36
4.5b	Análisis de frecuencia en las estaciones Puyacatengo y Pichucalco	37
4.6a	Datos estimados por las distribuciones Log-Pearson tipo III, Gumbel I y Gumbel II para las estaciones Tapijulapa y Teapa	38
4.6b	Datos estimados por las distribuciones Log-Pearson tipo III, Gumbel I y Gumbel II para las estaciones Puyacatengo y Pichucalco	39
4.7	Errores cuadráticos correspondientes a las funciones de distribución usadas	42
4.8	Gastos máximos estimados en las estaciones en estudio	42
4.9	Coefficientes de mayoración	43
4.10	Hidrogramas registrados en las estaciones Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco	44
4.11	Hidrogramas de diseño en las estaciones Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco	47
5.1	Información hidrométrica disponible	59
5.2	Parámetros de la curva de ajuste	64
5.3	Información topográfica disponible	67
5.4a	Características de las secciones transversales de los ríos Tacotalpa y Pichucalco	70
5.4b	Características de las secciones transversales de los ríos Teapa y Puyacatengo	71
5.5	Información topográfica utilizada en la definición y revisión de las lagunas de inundación	73
5.6	Características de las lagunas de inundación	73
5.7	Interacción entre cauces y lagunas	77
5.8a	Características de los tramos vertedores de los ríos Tacotalpa y Pichucalco	79
5.8b	Características de los tramos vertedores de los ríos Teapa y Puyacatengo	80

## RESUMEN

Frecuentemente, cuando se presentan avenidas en la cuenca baja del río Grijalva, la ciudad de Villahermosa y otras como Pueblo Nuevo, Tacotalpa, Teapa, Pichucalco, así como amplias zonas agrícolas, pecuarias y campos petroleros, se ven afectados por las inundaciones que provoca el sistema fluvial compuesto por los ríos Mezcalapa, Samaria, Grijalva, Carrizal y de La Sierra.

Para resolver este problema es necesario realizar estudios de protección contra inundaciones, que consideren a la región afectada en forma integral.

El presente trabajo comprende dos partes fundamentales: En la primera parte se realiza la estimación de avenidas de diseño por métodos estadísticos para las estaciones hidrométricas Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco. La segunda parte presenta la adaptación de un modelo matemático de tránsito de avenidas en llanuras de inundación para la simulación del comportamiento del río Grijalva, México. El modelo se basa en las ecuaciones de Saint Venant o ecuaciones fundamentales de la hidráulica, las cuales se resuelven por un esquema de diferencias finitas cuya solución da el nivel de la superficie libre del agua en puntos específicos de los cauces en diferentes tiempos.

La principal aportación de este trabajo consiste en la adaptación y calibración del modelo de tránsito de avenidas en planicies de inundación en la cuenca baja del río Grijalva. En este sentido, se cuenta ya con un instrumento que permitirá proponer alternativas de solución al problema de inundaciones de la región.

# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 *Antecedentes*

La cuenca baja del río Grijalva es una región de gran desarrollo urbano, agrícola y ganadero. Sin embargo, con frecuencia se ve afectada por las inundaciones producidas fundamentalmente por dos causas o la combinación de ellas: Una larga temporada de lluvias y las precipitaciones ocasionadas por las tormentas tropicales provenientes del Caribe.

De esta manera, la ciudad de Villahermosa y otras poblaciones como Pueblo Nuevo, Tacotalpa, Teapa y Pichucalco, así como extensas zonas agrícolas, pecuarias y campos petroleros, año tras año sufren la paralización de sus actividades económicas, con el consiguiente retraso del progreso de la cuenca.

Actualmente, las avenidas del río Grijalva son controladas por cuatro grandes obras de infraestructura hidráulica: las presas La Angostura, Chicoasén, Netzahualcóyotl y Peñitas, así como las obras de protección locales en su zona baja como son los bordos longitudinales en los ríos Samaria y Carrizal, una extensa red de drenes colectores, rectificación de meandros, entre otras, con lo cual ha disminuido el riesgo de inundaciones para la ciudad de Villahermosa y de toda la zona baja, aunque sin que se haya resuelto totalmente.

La situación crítica se presenta cuando los aportes de la cuenca baja, específicamente de los ríos de La Sierra y Pichucalco, se suman a los generados por la cuenca propia del río Mezcalapa y a los gastos turbinados en la presa Peñitas ocasionando inundaciones en la región, no obstante las obras de defensa con que se cuentan.

Lo anterior ha hecho ver la necesidad de que se realicen estudios de protección contra inundaciones que consideren a la región afectada en forma integral. Para realizar este tipo de estudios es necesario contar con una herramienta de cálculo que cuantifique las características del flujo cuando se desborda el agua e inunda las llanuras adyacentes a los cauces, las superficies que serán inundadas, en que condiciones y por cuánto tiempo, y que a su vez permita conocer el posible efecto de alternativas de solución como son la construcción de bordos, cauces de alivio y utilización de lagunas de inundación como vasos reguladores entre otros.

El tránsito de avenidas del sistema río-planicie permitirá conocer el comportamiento hidráulico de la cuenca baja del Grijalva, el cual aunado con las avenidas estimadas asociadas a su período de retorno, nos llevará a proponer alternativas de solución y definir el tipo de obra más adecuado para el control de inundaciones en la región.

## **1.2 Objetivo**

El presente estudio comprende dos objetivos:

- 1) Estimar avenidas de diseño para las estaciones hidrométricas Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco.
- 2) Adaptar el modelo matemático de tránsito de avenidas en planicies de inundación a la cuenca baja del río Grijalva.

A partir de los resultados obtenidos será posible diseñar obras de infraestructura para el control de inundaciones y disponer de una herramienta para la predicción de avenidas en esta cuenca.

## **1.3 Breve descripción del contenido**

El trabajo se desarrolla en siete capítulos distribuidos de la siguiente manera:

El capítulo 1 corresponde a esta introducción la cual abarca objetivo, antecedentes y descripción del contenido.

El capítulo 2 presenta una descripción general de la cuenca del río Grijalva, así como los antecedentes de inundaciones en la zona y las obras que hasta la fecha se han realizado para prevenir las inundaciones.

En el capítulo 3 se describen los aspectos físicos y socioeconómicos de la ciudad de Villahermosa.

En el capítulo 4 se realiza la estimación de las avenidas de diseño para las estaciones hidrométricas Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco por medio de métodos estadísticos.

El capítulo 5 comprende la adaptación, ejecución y calibración del modelo matemático de tránsito de avenidas en la cuenca del río Grijalva, con el fin de estudiar el comportamiento hidráulico de este río y su llanura de inundación.

En el capítulo 6 se aplica el modelo de tránsito de avenidas para estudiar de manera preliminar el efecto de remanso del río Carrizal en los niveles y gastos de la estación Las Gaviotas.

Se anexa a la tesis un disquet que contiene el programa usado en la simulación codificado en lenguaje Fortran y el programa ejecutable, los archivos con los datos

de entrada al modelo y los limnogramas registrados en la estación Las Gaviotas usados en la calibración.

Finalmente, en el capítulo 7 se presentan las conclusiones y recomendaciones que se derivan de este estudio. El alcance fundamental de esta tesis es la adaptación y calibración del modelo de tránsito de avenidas en planicies de inundación a la cuenca baja del río Grijalva.

## 2 LA CUENCA DEL RÍO GRIJALVA

### 2.1 *Características generales*

#### 2.1.1 Localización, límites y extensión

La cuenca del río Grijalva se encuentra ubicada al sureste de la República Mexicana y corresponde a la vertiente del Golfo de México.

Limita por el norte con el Golfo de México y la laguna de Términos, al sur con el territorio de Guatemala, la Sierra Madre del Sur y la costa de Chiapas, al este por la cuenca del río Usumacinta y al oeste por las cuencas de los ríos Tonalá, Coatzacoalcos y Ostuta.

Está comprendida entre los 14°55' y 18°35' de latitud norte y entre los 91°20' y 94°15' de longitud oeste. El área total de la cuenca es de 53120 km<sup>2</sup>, de los cuales 5600 km<sup>2</sup> corresponden a la República de Guatemala y los 47520 km<sup>2</sup> restantes abarcan parte de los estados de Tabasco, Chiapas, Veracruz y Oaxaca en el territorio mexicano.

La cuenca del río Grijalva confronta dos porciones geográficas bien definidas que se conocen con los nombres de Alto Grijalva y Bajo Grijalva. El Alto Grijalva comprende toda la zona montañosa, desde su nacimiento en la Sierra de Cuchumatanes en la vecina República de Guatemala, pasa por el estado de Chiapas e inicia el descenso a la planicie tabasqueña por el sitio de la presa Peñitas. El Alto Grijalva abarca toda el área de mayor elevación dentro del estado de Chiapas, teniéndose valles con alturas superiores a los 2000 m.s.n.m.

El Bajo Grijalva, abarca la planicie tabasqueña hasta el Golfo de México cerca de la población de Frontera. Está caracterizado por una escasa pendiente (hacia el mar) que da lugar a cauces divagantes en los ríos, que en ocasiones se separan en varios brazos y cuyo continuo depósito de sedimentos provoca que con relativa frecuencia algunos ríos abandonen su cauce formando otro nuevo, lo que localmente se conoce como "rompidos" (referencias 11 y 35). La escasa pendiente y la gran cantidad de escurrimientos con gastos considerables es lo que origina la existencia de una gran cantidad de lagunas en la zona.





### 2.1.2 Hidrografía

La corriente principal que da origen al río Grijalva nace en la sierra de Cuchumatanes dentro del territorio de Guatemala, a más de 2000 metros sobre el nivel del mar, formándose por la unión de los ríos San Gregorio y San Miguel. El primero nace cerca de Huehuetenango con el nombre de río Salegua o Santo Domingo y el segundo cerca de San Carlos con el nombre de río Cuilco. Estos dos ríos atraviesan por separado la frontera entre México y Guatemala y se unen en territorio mexicano.

En su cuenca alta recibe el nombre de río Grijalva, después se le conoce como grande de Chiapas, luego como Mezcalapa y finalmente a la altura de la ciudad de Villahermosa recupera su nombre original de Grijalva denominación que conserva hasta su desembocadura al mar en la barra de Frontera.

El Grijalva desde su formación sigue una dirección general hacia el noroeste, y después de unírsele al río de La Venta o Pueblo Viejo cambia de dirección hacia el norte hasta cerca del poblado de Cárdenas en el estado de Tabasco, en donde sigue hacia el este. Poco después de la ciudad de Villahermosa vuelve a cambiar de curso hacia el norte continuando así hasta su desembocadura en el Golfo de México, cerca de la población de Frontera, Tabasco, después de su confluencia con el río Usumacinta.

Los principales afluentes del río Grijalva son: por la margen izquierda, los ríos Salinas, Dorado, Santo Domingo, Suchiapa, Sabinal y de La Venta y por la margen derecha los ríos Blanco, La Angostura, Hondo, Chicoasén, Tzimbaschno, Sayula, Platanar, Pichucalco, de La Sierra, Tacotalpa, Macuspana y Tulijá (referencia 31).

La cuenca del río Grijalva se encuentra bien definida en su parte alta y media, en contraste con la parte baja, que es una zona deltaica que consiste en la bifurcación de los escurrimientos en varios canales antes de llegar al mar.

El río Grijalva a lo largo de su recorrido presenta diferentes formaciones como son meandros, marismas, esteros y sistemas lagunares. Los meandros se deben en gran parte a las características topográficas del terreno, que generalmente no presenta elevaciones o desniveles los cuales condicionen el curso de los ríos, así como a los fenómenos de deposición que han ido rellenoando los propios cauces provocando que los escurrimientos divaguen e invadan los terrenos adyacentes a su curso original originando extensas llanuras de inundación (referencia 11).

En general, en las sierra presentan patrones de drenaje dendrítico, radial y cárstico, mientras que en la planicie se tornan divagantes, formando patrones anastomosado, paralelo y lagunar.

### **2.1.3 Precipitación**

La precipitación varía a través de la región decreciendo gradualmente del sur, zona de Teapa y alrededores de la sierra Madrigal y Tapijulapa, donde caen 4500 mm anuales en promedio, hacia el norte, zona costera, con una precipitación media anual de 2000 a 2500 mm.

En gran parte del estado la precipitación es estacional. El período de lluvias abarca de junio a octubre, donde se presentan dos máximas, la primera en junio y la segunda en octubre, con un promedio de 380 mm. En agosto la lluvia decrece ligeramente, lo cual es denominado sequía de medio verano.

La temporada de secas ocurre en marzo y abril, la lámina media de precipitación es de 40 mm en la costa y de 100 mm en las laderas de las sierras, la lluvia invernal es consecuencia de los nortes.

La precipitación en verano y principios de otoño es originada por los procesos convectivos de las masas de aire caliente y húmedo que invaden al estado de Tabasco, sobre todo al incidir en la sierras que lo bordean por el sur. En los últimos meses de este período se incrementa la entrada de dichas masas a la entidad como consecuencia indirecta de los ciclones tropicales.

En los meses de octubre a marzo las precipitaciones predominantes son producto de frentes fríos o "nortes" que generalmente se presentan en forma de llovizna; durante este tiempo de 20 a 25 frentes atraviesan el Golfo e invaden el estado de Tabasco. La lluvia invernal se concentra en diciembre, enero y febrero, en cada uno de estos meses se presentan de 3 a 5 nortes, los cuales vienen acompañados por vientos con velocidad mayor de 40 km/h (referencia 31).

### **2.1.4 Clima y vegetación**

La cuenca comprende una gran variedad de climas, desde el clima semiseco de la Depresión Central, con invierno y parte de otoño y primavera secos; semicálidos, sin estación invernal definida, con temperatura media anual de 22 °C y temperaturas extremas de 2 °C y 38 °C en el alto Grijalva, hasta el clima muy húmedo sin estación seca bien definida; cálido, con estación invernal, con temperatura media anual de 25 °C y temperaturas extremas de 41 °C y 8 °C en las regiones intermedias de la cuenca, pasando por el clima húmedo, sin estación seca bien definida, cálido, sin estación invernal, con temperatura media anual de 26 °C y temperaturas extremas de 46 °C y 10 °C en la llanura costera o zona del bajo Grijalva (referencia 31).

Dentro de los tipos de vegetación que se encuentran, sobresale la asociación de tular-popal conformada por plantas herbáceas de 1 a 3 m de altura, con hojas grandes y anchas de color verde claro que sobresalen del agua y constituyen una masa muy densa la cual apenas deja entrever el pantano sobre el que se encuentra. Se distribuye por casi toda la cuenca en forma de manchones continuos paralelos al cordón litoral como en el extremo septentrional de la cuenca del río Tonalá y en algunas áreas aisladas entre los ríos Puxcatán, Tacotalpa y Pichucalco, así como en las cercanías de la población de Frontera. El desarrollo de esas comunidades vegetales hidrofitas está condicionado fundamentalmente por la presencia de zonas pantanosas y de inundación poco profundas, originadas por la abundante precipitación (2000 a 3000 mm anuales) sobre terrenos planos con suelos arcillosos y de drenaje lento.

Otro tipo de vegetación es el de selva, también distribuida en forma de manchones en casi toda la cuenca.

La vegetación de manglar está distribuida en la parte posterior del cordón litoral bordeando las lagunas Santa Anita y otras más, que se extienden paralelas a la costa y que tienen conexión con el mar. Asimismo, se localiza en la riberas cercanas a las desembocaduras de los ríos.

El pastizal inducido se distribuye también en forma de pequeños manchones por casi toda la cuenca. Está formado por especies herbáceas que llegan a medir hasta 2 m de altura. La mayor parte de la superficie correspondiente a este tipo de vegetación se dedica al aprovechamiento pecuario para la alimentación del ganado bovino y equino. Se encuentra ubicado en los alrededores de la ciudad de Villahermosa y de algunos poblados. Comparte la mayor parte de su extensión con la agricultura de temporal, el pastizal cultivado, el tular-popal, el manglar y la selva media subperennifolia (referencia 11).

### **2.1.5 Orografía**

La cuenca del río Grijalva está alojada en un complicado sistema orográfico que se inicia en la Sierra Madre del Sur o de Chiapas y se extiende al noroeste de la planicie costera del Pacífico y casi paralelamente a ella, continuando hacia Oaxaca y del otro lado de la frontera en Guatemala quedando su parteaguas a unos 80 km del litoral. En el estado de Chiapas, la sierra está limitada al noroeste por la Depresión Central de Chiapas con una longitud de 180 km y su ancho varía entre 50 y 65 km ocupando una superficie de 14000 km<sup>2</sup>. Esta es una región muy accidentada y va creciendo en altura conforme avanza hacia el sureste, siendo su mayor elevación el volcán de Tacaná con 4057 m.s.n.m.

La Depresión Central de Chiapas se extiende al noreste de la Sierra Madre paralelamente a ésta, quedando limitada al noreste por la altiplanicie de Chiapas y al norte por la Sierra Septentrional de Chiapas, tiene una longitud de 280 km y una anchura de 30 a 55 km, su superficie es de 9000 km<sup>2</sup> con una altitud media aproximada de 550 m, es una planicie accidentada irregularmente por la presencia de lomeríos, conos pequeños y serranías en algunas partes.

Varios contrafuertes delimitan las cuencas de captación de los afluentes del Grijalva, cuya cuenca queda separada de la cuenca del río Usumacinta por las sierras Independencia y San Cristóbal. Entre estas sierras y la Sierra Madre de Chiapas está alojada la llamada Meseta Central de Chiapas que tiene una altura media de 2000 m.s.n.m, su superficie es accidentada en gran parte, pero existen varias planicies de diferente altitud.

El sistema de serranías y contrafuertes va descendiendo hacia el Golfo de México, terminando en una cadena de lomeríos bajos situada a unos 100 km del litoral en las inmediaciones de Tacotalpa, que son estribaciones de la Mesa Central de Chiapas y entre los que se encuentran el Cerro del Mangle con una altura próxima a los 1000 m, iniciándose la planicie costera conocida como zona del Bajo Grijalva (referencias 11 y 35).

#### **2.1.6 Suelos**

Los tipos de suelos que existen en las distintas zonas que integran la cuenca del río Grijalva se clasifican en los siguientes grupos: suelos podzólicos que se extienden en la parte oriental de la Sierra Madre, en la Depresión Central, y en el noreste a partir de la Meseta Central; suelos complejos de montaña, localizados en el centro y oriente de la Sierra Madre, en la zona limítrofe de Oaxaca y Veracruz y en la región Lacandona; suelos de pradera existen en menor proporción sobre todo al sur de la Meseta Central; suelos negros en la depresión y Meseta Central de Chiapas así como en los valles y suelos gleisados que cubren prácticamente toda la zona conocida como del bajo Grijalva.

En general, los suelos son de moderada a alta fertilidad, pero en algunas porciones donde existen limitantes químicos y de saturación de bases, la fertilidad es baja. En orden de importancia por la extensión que ocupan, se encuentran gleysoles, acrisoles, vertisoles, cambisoles, regosoles, luvisoles, fluvisoles y solonchak (referencia 11).

## **2.2 El río de la Sierra.**

El río de La Sierra es afluente derecho del río Grijalva, con una cuenca total de 5117 km<sup>2</sup>. Su desarrollo a lo largo del cauce principal es de 200 km. Nace, con el nombre de Yoichib, a unos 2800 m de altitud en un punto situado a 12 km al noreste de San Cristóbal de Las Casas (cerro de Zontehuitz) en el estado de Chiapas. Recoge en su curso, muchos importantes ríos y arroyos y toma también las denominaciones de Almandro, Oxolotán y Tapijulapa y pasa al estado de Tabasco con el nombre de Tacotalpa.

El río Tacotalpa es el principal formador del río de La Sierra. Nace en la meseta central de Chiapas con el nombre de río Chacté en las inmediaciones de los poblados de Oxchuc y Pantelhó, pasa junto a la población de Sitalá y se dirige hacia el noroeste, recibiendo las aportaciones del río Plátanos a la altura de Simojovel, Chiapas y un poco más adelante las del río Zacatic, a esta altura se le conoce como río Almandro, continúa su curso y atraviesa el límite entre Chiapas y Tabasco en Oxolotán para pasar junto a Tacotalpa, Tabasco, en donde toma el nombre de río Tacotalpa, hasta su confluencia con el río Teapa. El área de la cuenca hasta la estación Tapijulapa es de 3219 km<sup>2</sup>.

El río Teapa nace al este de San Bartolomé Solistahuacán en las serranías de Pantepec, recibe por la margen derecha cerca de la población de Solosuchiapa al río Negro, pasa por Teapa y aguas abajo se le une por la derecha el río Puyacatengo y posteriormente el río Tacotalpa. El área drenada hasta el sitio de la estación Teapa es de 476 km<sup>2</sup>. Tiene una longitud de 82 km sobre el cauce principal.

El río Puyacatengo nace en el estado de Chiapas, recibe las aportaciones de los arroyos que bajan de los cerros Puyacatengo y Coconá y se une al río Teapa en el estado de Tabasco a la altura del poblado de San Antonio. El área drenada hasta la estación Puyacatengo es de 169 km<sup>2</sup>.

El río de La Sierra se afora en varios sitios de interés. Hacia la cuenca alta del río Tacotalpa se encuentra la estación Almandro sobre el propio río Tacotalpa y la estación San Pedro, sobre un afluente izquierdo del Tacotalpa, llamado río San Pedro. También en la cuenca alta, sobre el Oxolotán, situada a 30 km aguas abajo de la confluencia del río Plátanos con el Chacté, se encuentra la estación hidrométrica Oxolotán. La cuenca total hasta dicha estación es de 2901 km<sup>2</sup>.

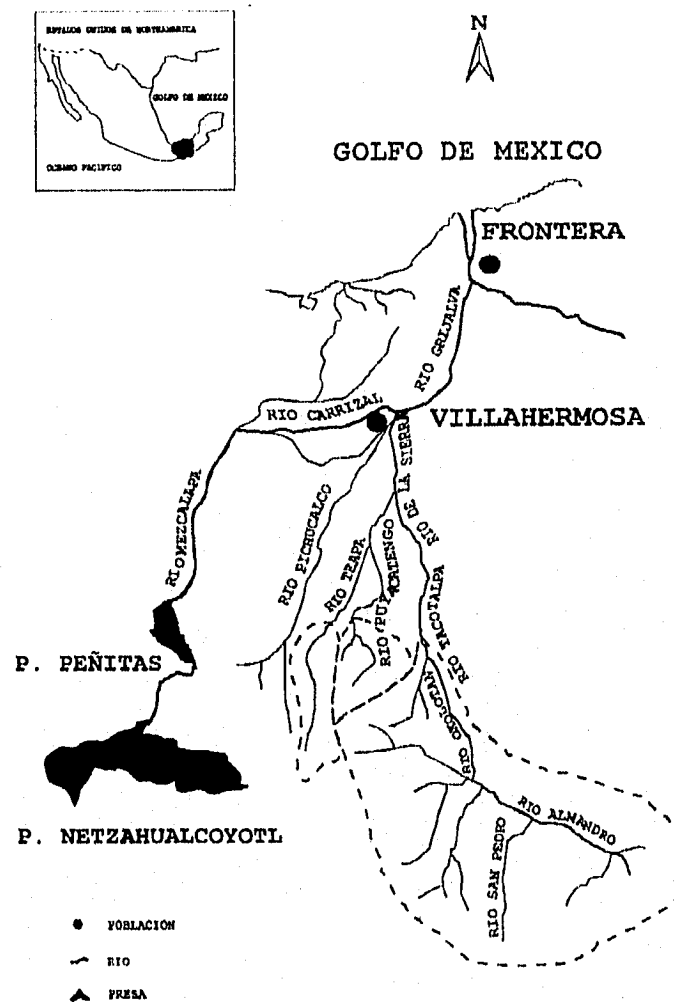
A 11 km aguas abajo de Oxolotán existe otra estación hidrométrica llamada Tapijulapa.

Sobre el río Teapa hay una estación que se llama Teapa situada en las inmediaciones de la ciudad con el mismo nombre.

Sobre el afluente derecho del río Teapa, el río Puyacatengo, hay otra estación hidrométrica llamada Puyacatengo, situada a 24 km aguas arriba de la confluencia del Puyacatengo con el río Teapa.

Finalmente 101 km aguas abajo de la confluencia del río Teapa y del río Tacotalpa se encuentra la estación Pueblo Nuevo a la cual corresponde una cuenca total de 4779 km<sup>2</sup> (referencia 31).

Figura 2.2 Cuencas generadoras del río de la Sierra



### **2.3 Inundaciones del río Grijalva**

El río Grijalva al llegar a la extensa planicie tabasqueña disminuye su pendiente considerablemente, sus trayectorias se vuelven meándricas y se comunican entre sí por medio de afluentes comunes, originando azolves en unos lugares y arrastres y socavaciones en otros, lo que ha dado origen a cambios frecuentes de su cauce.

#### **2.3.1 Antecedentes históricos**

Según se aprecia en planos de la época de la Colonia, el antiguo río Grijalva, antes de llegar a Villahermosa, lo era entonces el ahora llamado río de la Sierra, proveniente de la zona montañosa de Chiapas y cuyos afluentes principales son el río Tacotalpa, el Ixtacomitán, el Amatán, el Pichucalco y Teapa. El ahora Grijalva, después de pasar por Villahermosa, recibe el caudal de muchos ríos en su trayecto hacia el mar, como el Chilapilla, el Chilapa y los brazos del Usumacinta.

#### **Cambios que ha sufrido el cauce bajo del río Grijalva**

El río Grijalva, desde la presa Peñitas hasta frente a Cárdenas, corre por un cauce algo divagante, con dirección dominante de sur a norte. A partir de la curva que forma para tomar rumbo hacia el oriente se inicia la zona eminentemente divagante, donde hay numerosos lugares en los que el intenso ataque de la corriente provoca erosiones de importancia cortando en su mayoría el banco izquierdo del río, en los sitios que se han llamado "rompidos" y cuya reseña se hace a continuación:

A la llegada de los conquistadores españoles, el río Mezcalapa o bajo Grijalva después de pasar por Huimanguillo seguía por Nueva Zelandia, Cárdenas, Comalcalco y Paraíso, por el cauce del hoy llamado río Seco, para desembocar al mar por la barra de Dos Bocas, constituyendo un sistema diferente al del Grijalva-Usumacinta. Fue hasta 1675 cuando el río se desvió hacia el oeste, por un rompido en la margen derecha en Nueva Zelandia, siguiendo por el cauce divagante del río Viejo que se unía al de la Sierra, dos kilómetros al sur de Villahermosa, formando entre ambos el río Grijalva. Durante ese año ocurrieron grandes inundaciones en Villahermosa.

En 1881 se formó el "rompido de Manga de Clavo", por la margen izquierda, originándose el río Carrizal que se unía con el Medellín o González para descargar al mar en la barra de Chiltepec.

En 1904 se hizo el "rompido de La Pigua", volviendo a pasar las aguas del Carrizal al Grijalva y a descargar en el puerto de Frontera.

En 1932 se abrió por la margen izquierda una boca llamada el "rompido de Samaria"



que desvió las aguas del Mezcalapa hacia Cunduacán y Jalpa, segándose el río Carrizal. El rompido de Samaria eliminó el peligro de inundaciones en Villahermosa, pero ocasionó la inundación de parte de la zona agrícola de La Chontalpa, interrumpió la navegación por el río durante 20 años y aisló las poblaciones de Cunduacán, Jalpa y Nacajuca.

En 1940 se formó el "rompido de Cañas" que volvió parte de las aguas del rompido de Samaria al río Medellín.

En 1945 se inició al sur de Nueva Zelandia una divagación hacia el oeste que fue contenida oportunamente.

En 1946 principió una fuerte erosión frente al edificio principal del ingenio de Nueva Zelandia, también contenida.

En 1947 se inició entre Huimanguillo y el Dorado una seria divagación del río Mezcalapa hacia el poniente, amenazando con volver a tomar el cauce del río Seco.

En 1949 se comenzaron a erosionar los terrenos de El Habanero, lo cual terminó por formar en 1952 un nuevo rompido, en el lugar llamado el Veladero que puso en grave peligro las zonas de Cárdenas y Comalcalco.

En 1955 y 1959 ocurrieron nuevos desastres provocados por las avenidas, aunque las obras de protección ya construidas limitaron los daños (referencia 35).

En la actualidad el río tiene los siguientes cauces por los que descarga indistintamente, según los afluentes hagan aportaciones de importancia, aislada o colectivamente:

1. Por el rompido del "Habanero o Veladero" frente a la finca "El Carmen" por el cual las aguas del río Grijalva establecen comunicación por la margen izquierda al río Seco saliendo al mar en la bahía de Dos Bocas.
2. Por el rompido de Samaria el cual establece comunicación con el río Cañas o del Plátano, siguiendo por el Espino al río González a desembocar en la bahía de "Chiltepec".
3. Por el río Carrizal, las aguas pueden retornar al cauce del Grijalva o por el canal de La Pigua o por el río Medellín y además pueden pasar al río González y desembocar en la bahía de Chiltepec.
4. Las aguas que van por el río Cañas pueden comunicarse con el río Yolochochitl y pasar al río Cunduacán para salir al mar por la bahía de Chiltepec.

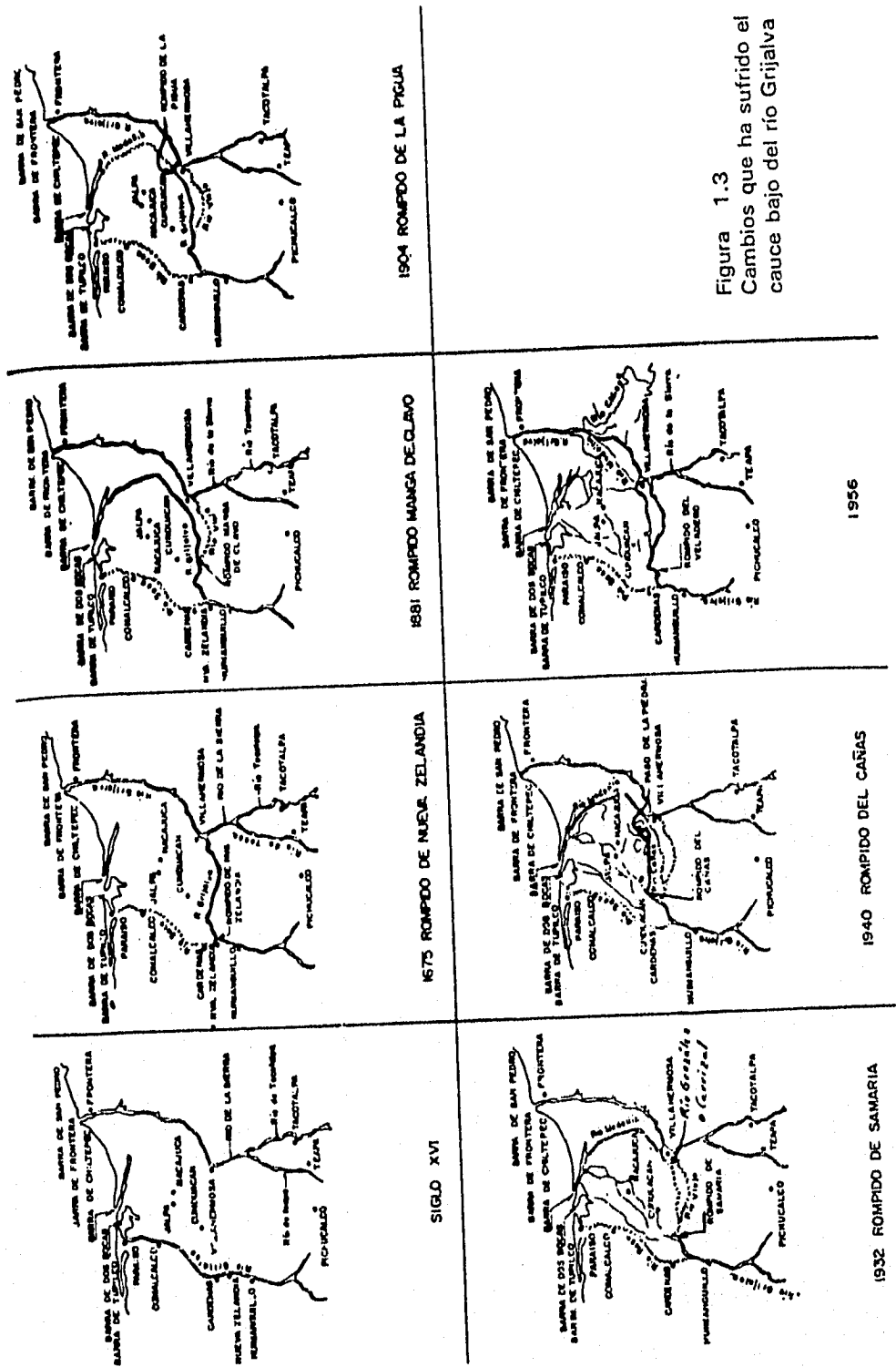


Figura 1.3  
Cambios que ha sufrido el  
cauce bajo del río Grijalva

### **2.3.2 Inundaciones**

La cuenca baja del río Grijalva es una de las cuencas del país que más sufre de inundaciones, las cuales han producido daños económicos y sociales así como, un efecto directo en el desarrollo agrícola, ganadero, industrial y urbano de la región. Entre las inundaciones registradas se encuentran la de 1955, 1963, 1967, 1970, 1973, 1980 y 1995. Las inundaciones más severas se han registrado en los años 1973 y 1995.

#### **La inundación de 1973**

Durante el año 1973, 14 ciclones afectaron al territorio mexicano, habiéndose presentando los primeros en el mes de junio y continuando con cierto intervalo de tiempo hasta el 26 de octubre. De ellos las tormentas tropicales Delia, proveniente del Atlántico, y Glenda, Heather e Irah, provenientes del Pacífico, afectaron indirectamente a la región del sureste del país y Brenda, proveniente del Atlántico, lo hizo en forma directa ya que penetrando por las costas de Tabasco desapareció en los límites del estado de Chiapas y la República de Guatemala.

Las condiciones meteorológicas que dieron origen a las avenidas que ocurrieron con picos máximos entre el día 21 de agosto y 4 de septiembre de 1973 fueron las mismas en todo el sureste del país, con algunas pequeñas variantes para la región.

Entre principios del mes de agosto y el día 18 del mismo, muy variadas perturbaciones del tipo tropical estuvieron afectando la región, con precipitaciones pluviales muy aisladas, notándose por su magnitud que fueron mas bien de tipo ordinario en el período de lluvias.

Su origen pudo deberse a los abundantes nublados que dejó en esta zona la tormenta tropical "Glenda" en el Océano Pacífico o posteriormente a la advección de aire húmedo que el día 6 cubrió a todo el territorio y que persistió durante algunos días más, uniéndose a una cuña moderada que apareció sobre la porción media y sur del Golfo de México, afectando la vertiente oriental y la Península de Yucatán con aire marítimo tropical e intensa nubosidad asociada.

A partir del día 18, condiciones meteorológicas especiales producidas por "Brenda" propiciaron fuertes crecientes, primero, por los días 21 y 22 de agosto en todos los ríos de la zona costera de la cuenca del Grijalva y Usumacinta y después por los días 24 a 26 de estas mismas corrientes, en la zona media del propio colector Grijalva y en los ríos altos como el río Paso Padres, Ixcán y Alto Usumacinta.

"Brenda" comenzó el día 18 presentándose como una onda tropical a lo largo de los 80 °W cambiándose en las siguientes 48 horas de una depresión tropical en el

Caribe noroccidental asociada a intensa inestabilidad convectiva o tormenta tropical, localizándose su centro el día 20 de agosto cerca de 20°7 N con 91°3 W, a 220 km al oeste de la ciudad de Mérida, Yucatán.

A las 7:00 horas del día 21 de agosto el huracán "Brenda" estaba en tierra en el estado de Tabasco, entre Ciudad de Carmen, Campeche y Villahermosa, Tabasco, afectando toda la región con fuerza huracanada de los vientos y moviéndose hacia el sur-suroeste, localizándose a los 18°5 N con 92°5 W.

Para el día 23 de agosto el ciclón "Brenda" había decrecido en intensidad, quedando solo su efecto en forma de abundante nubosidad y por tanto continuando las lluvias.

La tormenta tropical "Heather" afectó en el Océano Pacífico toda la zona sur de Oaxaca, Istmo de Tehuantepec y cuenca alta del río Grijalva y Usumacinta, durante los días 30 de agosto al 3 de septiembre de 1973 (referencia 31).

El efecto producido por las tormentas en la zona aportadora del río Mezcalapa fue notorio, registrándose en la estación de escala de El Muelle, situada en las inmediaciones de Villahermosa, que el nivel de la corriente alcanzó la lectura de 13.07 metros los días 28 y 29 de agosto, superior en 57 cm al nivel crítico de 12.50 m.

Como consecuencia del ciclón "Brenda" y de intensas precipitaciones en la cuenca del río Grijalva, se inundaron las partes bajas de Villahermosa. En el área rural, el desbordamiento del río de La Sierra por su margen derecha, inundó las poblaciones de Astapa, Jalapa y Tacotalpa, así como algunas rancherías.

Se interrumpió el servicio de energía eléctrica en Villahermosa, Macuspana, Ciudad Pemex, San José Colombo, Bernet y Tenosique. En las poblaciones Tres Brazos, Tabasquillo, Quintín Araus, Ribera Alta, Ribera Baja, Libertad, Juárez, Francisco I. Madero, Carrillo Sur y Carrillo Puerto, se registraron daños a casas y algunos cultivos fueron arrasados.

En Ciudad Frontera, próxima al lugar donde tocó tierra el huracán, se registraron daños en todos los ramos del servicio público, registrándose además pérdida de vidas y damnificados (referencia 23).

### **La inundación de 1995**

Del 27 de septiembre al 16 de octubre de 1995 el estado de Tabasco se mantuvo bajo la influencia de los huracanes Opal y Roxanne. Ambas tormentas se presentaron de manera continua en la región provocando inundaciones en la región.

El ciclón "Opal" se inició el 27 de septiembre como la depresión central número 17 del Atlántico , a 20 km al este sureste de Chetumal, Q. R. desplazándose hacia el noreste a 6 km/h. El día 28 entró a tierra a 35 km al noreste de Felipe Carrillo Puerto y a 185 al sureste de Puerto Morelos, Q. R. con dirección noroeste y velocidad de 6 km/h.

Durante los días 28 y 29, la depresión tropical atravesó el noreste de la península de Yucatán desplazándose lentamente hacia el noroeste para salir al Golfo de México por el norte de la península, en donde el día 30 se intensificó a la tormenta tropical "Opal" a una distancia de 130 km al este noreste de Progreso, Yuc. con vientos máximos de 75 km/h y rachas de 90 km/h. De aquí , con una trayectoria hacia el oeste se desplazó hacia la sonda de Campeche.

El día 2 de octubre "Opal" se intensificó a huracán a 230 km al oeste noroeste de Campeche, Camp. y a 420 km al este noroeste de Veracruz, Ver., presentando vientos máximos de 120 km/h y rachas de 140 km/H, con desplazamiento hacia el oeste y velocidad de 5 km/h.

Posteriormente, el día 3 de octubre, entró en una etapa de intensificación y su trayectoria cambió hacia el norte y noreste para atravesar el Golfo de México en donde llegó a alcanzar vientos máximos de 250 km/h y rachas de 300 km/h el día 4, cuando se localizaba a 245 km al sur suroeste de Pensacola, Florida y a 880 al nor noreste de Progreso, Yuc.

Penetró nuevamente a tierra a 55 km al nor noreste de Pensacola, Florida y a 1000 al norte de río Lagartos, Yuc. con vientos máximos de 205 km/h, rachas de 225 y velocidad de 40 km/h.

El día 5 de octubre, se degradó a tormenta tropical a 100 km al este de Huntsville, Alabama y más tarde a depresión tropical sobre Kentucky, EUA, con vientos máximos de 55 km/h, rachas de 90 y velocidad de 45 km/h.

Seguidamente, el 8 de octubre se formó la depresión tropical número 19 del Atlántico a 100 km al este de Honduras y a 605 km al este sureste de Chetumal, Q. R., intensificándose a tormenta tropical "Roxanne" el día 9, a 550 km al sureste de Puerto Morelos, Q. R. y a 570 km al sureste de Cancún, Q. R. con vientos máximos de 65 km/h y rachas de 85, así como un desplazamiento de 12 km/h hacia el nor noroeste.

"Roxanne" alcanzó la categoría de huracán el día 10 de octubre, a 305 km al este sureste de Puerto Morelos, Q. R. y a 315 de Cancún, en el mismo estado, con vientos máximos de 120 km/h, rachas de 155 y desplazamiento hacia el noroeste a 16 km/h.

El día 10 entró a tierra al noreste de la península de Yucatán, cerca de la población de Tulum, Q. R. con vientos máximos de 155 km/h y rachas de 195, desplazándose hacia el oeste a 19 km/h. El día 12, salió al Golfo de Campeche con trayectoria variable hacia el oeste y noroeste, degradándose a tormenta tropical a 110 km al nor noroeste de Frontera, Tabasco.

El 13 de octubre llegó a 315 km al noreste de Veracruz, Ver. y a 345 al este de Tuxpan, Ver. con vientos máximos de 85 km/h y rachas de 10 km/h.

El día 14, por efecto de la acción de una masa de aire polar, cambió radicalmente su trayectoria hacia el sureste y después de convertirse nuevamente en huracán, con vientos máximos de 120 km/h y rachas de 150, llegó por segunda ocasión a la sonda de Campeche, en donde nuevamente el día 16 modificó su trayectoria al noroeste y norte del Golfo de México, después de degradarse a tormenta tropical.

El día 19, siguió perdiendo intensidad hasta convertirse en depresión tropical a 245 km de Tampico, Tamps. y a 260 de Tuxpan, Ver. y aún cuando todavía presentó un ligero desplazamiento hacia el sur, el día 20 de octubre estaba en disipación a 195 km al este de Tuxpan, Ver. y a 210 al nor noreste de Veracruz, Ver.

Los huracanes "Opal" y "Roxanne" generaron precipitaciones de 543 mm en promedio con una máxima de 1067 mm en la estación Jalpa de Méndez, al noreste de Villahermosa.

Se produjeron importantes avenidas en los ríos de La Sierra, Samaria, Mezcalapa, Grijalva y Usumacinta, afectándose los municipios del Centro, Tacotalpa, Nacajuca, Cárdenas, Huimanguillo en Tabasco y Reforma en Chiapas.

Los niveles críticos en la ciudad de Villahermosa se tuvieron el día 12 de octubre con una escala de 13.10 m en El Muelle, superior en 60 cm al nivel crítico de 12.50 m.

Como consecuencia de las intensas precipitaciones en la cuenca del río Grijalva, se inundaron las partes bajas de Villahermosa. Se registraron daños en todos los ramos del servicio público y se interrumpió el servicio de energía eléctrica en varias poblaciones. Asimismo, las vías de comunicación se vieron afectadas y algunos cultivos fueron arrasados.

#### **2.3.2.1 Problemática actual de inundaciones en la ciudad de Villahermosa**

La ciudad de Villahermosa se encuentra a orillas del río Grijalva, aguas abajo de la confluencia del río de La Sierra y el río Pichucalco. Muy cerca de Villahermosa confluye al río Grijalva, el río Carrizal, brazo del río Mezcalapa.

Frecuentemente esta ciudad y otras como Pueblo Nuevo, Tacotalpa, Teapa, Pichucalco así como amplias zonas agrícolas y pecuarias, y campos petroleros se ven afectadas por las inundaciones que provoca el sistema fluvial compuesto por estos ríos conjuntamente con el Samaria y al Carrizal. Esto ocurre porque la mayor parte de la infraestructura para el control de avenidas se encuentra en el alto río Grijalva, y aunque también hay algunas obras en el cauce bajo, éstas han permitido de alguna manera disminuir los daños, pero no han podido eliminar completamente el problema de las inundaciones.

El río de La Sierra escurre libremente desde su nacimiento en el estado de Chiapas hasta su confluencia con el río Carrizal, a la altura de la ciudad de Villahermosa por lo que provoca importantes avenidas en su trayecto y ocasiona fuertes remansos en el río Carrizal.

De las últimas inundaciones se puede constatar que aunque las descargas de la presa Las Peñitas no fueron relevantes, se vieron afectadas las poblaciones asentadas en la planicie del río de La Sierra y la ciudad de Villahermosa.

### **2.3.3 Obras de control y protección realizadas**

Para el control de inundaciones y el aprovechamiento del río Grijalva se han realizado dos tipos principales de obras hidráulicas: en el cauce alto, presas para regulación de avenidas y generación hidroeléctrica y en el cauce bajo, obras consistentes en bordos marginales de defensa, rectificación de meandros y de encauzamientos, cauces de alivio y canales de drenaje de terrenos agrícolas.

#### **Presas de regulación de avenidas**

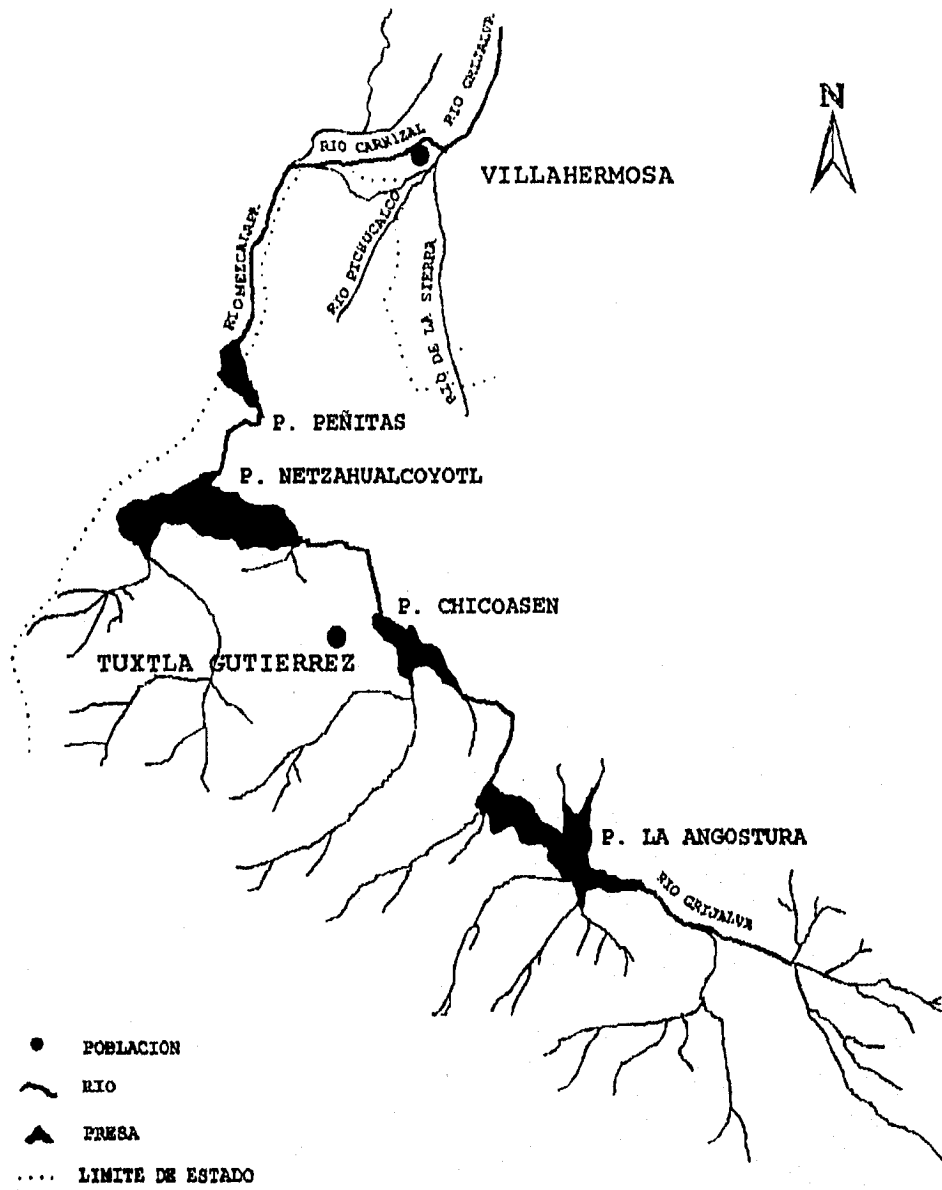
En el curso alto del río Grijalva, desde aguas arriba hacia aguas abajo se han construido cuatro grandes presas: la presa La Angostura, la presa Chicoasén, la presa Netzahualcóyotl (Malpaso) y la presa Peñitas. Estas presas forman parte del plan integral de aprovechamientos del Grijalva desarrollado por la Comisión Federal de Electricidad y la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

##### **Presa La Angostura.**

Ubicada en el estado de Chiapas, fue construida durante los años 1969 a 1974 con el objeto de contar con un almacenamiento que regularice los escurrimientos del Alto Río Grijalva estimados en 11800 Mm<sup>3</sup> anuales, lográndose así un aprovechamiento del río más eficiente en la generación hidroeléctrica.

La capacidad total del embalse es de 18500 Mm<sup>3</sup>. La capacidad útil de 8500 Mm<sup>3</sup> y la capacidad para control de avenidas de 8500 Mm<sup>3</sup>. El área máxima inundada es

Figura 2.4 Presas de regulación de avenidas construidas en la cuenca del río Grijalva





de 63600 ha.

La obra de toma tiene un caudal de diseño de 234 m<sup>3</sup>/s y la avenida de diseño de las obras de excedencias es de 23000 m<sup>3</sup>/s con una descarga máxima de 6900 m<sup>3</sup>/s. La capacidad instalada es de 920 MW y tiene una generación media anual de 2249.4 GWh.

#### Presa Chicoasén

Se encuentra en Chiapas. Localizada aguas abajo de la presa La Angostura, fue construida durante los años 1976 a 1982 para la generación de energía hidroeléctrica. La capacidad total del embalse es de 1705 Mm<sup>3</sup> y la capacidad útil de 270 Mm<sup>3</sup>. El área máxima inundada es de 3150 ha.

El caudal de diseño de la obra de toma es de 186.7 m<sup>3</sup>/s por toma (8 tomas en total) y la avenida de diseño de las obras de excedencias es de 17400 m<sup>3</sup>/s con una descarga máxima de 15000 m<sup>3</sup>/s. La capacidad instalada es de 307 MW y tiene una generación media anual de 2400 GWh.

#### Presa Netzahualcóyotl

La presa Netzahualcóyotl también llamada Malpaso, se encuentra en el municipio de Tectapán, estado de Chiapas. Fue construida durante los años 1959 a 1964 y cumple con diferentes propósitos como el control de avenidas e inundaciones en los campos y poblaciones de La Chontalpa y en la ciudad de Villahermosa, la generación de 2754 millones de kilowatts hora anuales de energía eléctrica, proporcionar riego complementario a 350000 ha en La Chontalpa, mantenimiento de niveles para navegación y otros usos secundarios.

La capacidad total del embalse es de 12960 Mm<sup>3</sup>. La capacidad útil es de 7300 Mm<sup>3</sup>, la capacidad para control de avenidas de 8500 Mm<sup>3</sup> y la capacidad para superalmacenamiento de 860 Mm<sup>3</sup>. El área máxima inundada es de 30000 ha.

El caudal de diseño de la obra de toma es de 1530 m<sup>3</sup>/s y la avenida de diseño de las obras de excedencias es de 20000 m<sup>3</sup>/s con una descarga máxima de 21750 m<sup>3</sup>/s. La capacidad instalada es de 1080 MW y tiene una generación media anual de 2754 GWh.

#### Presa Peñitas

Localizada en la parte baja del río Grijalva, al norte de Chiapas, próxima a los límites del estado de Tabasco, tiene como propósito la generación de energía hidroeléctrica. La capacidad total del embalse es de 1628 Mm<sup>3</sup>. La capacidad útil para generación es de 130537 Mm<sup>3</sup> y la capacidad para control de avenidas de 537 Mm<sup>3</sup>.

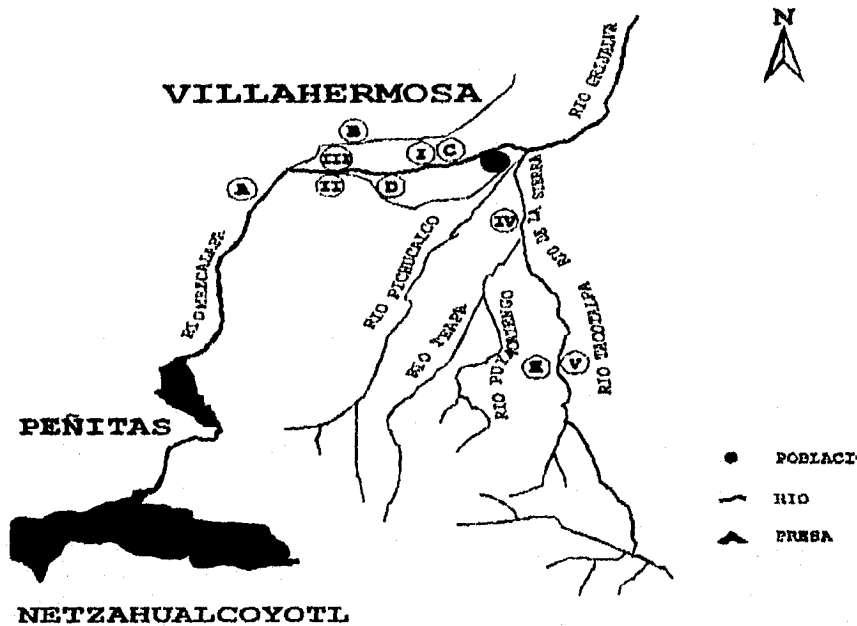
El gasto máximo por toma es de 360 m<sup>3</sup>/s (consta de 4 tomas). La avenida de diseño de las obras de excedencias es de 22877 m<sup>3</sup>/s con una gasto máximo de descarga total de 18700 m<sup>3</sup>/s. La potencia instalada es de 426 MW y la generación media anual es de 1912 GWh.

## Obras de defensa.

En el curso bajo del río Grijalva, cuya mayor área la ocupa La Chontalpa, se han realizado algunas obras de defensa entre las que se pueden mencionar: bordos izquierdo y derecho del río Samaria y rectificación conocida con el nombre de Cauce Piloto, bordo del paralelo 18 que aloja al camino circuito del Golfo, bordo Samaria-Zavala, bordo Huimanguillo en la margen izquierda del Mezcalapa, excavaciones de cauce recto o cortes para evitar los meandros y rompidos, y construcción de drenes como el Mezcalapa-Coatajapa, Santa Teresa, Samaria-Mecoacán, entre otros.

Se han construido otras obras de menor importancia, sin embargo a pesar de que las obras han sido modestas en relación a los problemas de inundación, de alguna manera han permitido disminuir los daños.

Figura 2.5 Obras de defensa en la cuenca baja del río Grijalva



### BORDOS

- BORDO HUIMANGUILLO-SAMARIA
- BORDO IZQUIERDO
- BORDO DERECHO
- BORDO SAMARIA-ZAVALA
- BORDO TACOTALPA

### CONTROL DE RIOS

- I. CAUCE PILOTO DEL RIO SAMARIA (3)
- II. CORTE MACAYO
- III. CORTE CORREGIDORA
- IV. CORTE SAN PEDRITO
- V. CORTE TACOTALPA

### **3 ASPECTOS FÍSICOS Y SOCIOECONÓMICOS DE VILLAHERMOSA**

Villahermosa, población fundada por los españoles en 1557 con el nombre de San Juan Bautista de Tabasco y a la que a principios del siglo XVII se le otorga la denominación de San Juan de Villahermosa - en homenaje a Juan de Grijalva - es desde 1641 la capital del estado de Tabasco. En 1827 obtiene la categoría de ciudad y se le vuelve a llamar San Juan Bautista de Tabasco, nombre que conserva hasta 1916 año en el cual se le asigna la denominación actual. Esta ciudad además de funcionar como centro político-administrativo, cuenta con la mayor zona industrial de la región, en donde se procesan diversos productos tales como: cacao, arroz, copra y carne. Asimismo, es el foco de atracción poblacional más relevante por los servicios que ofrece (referencia 29).

#### **3.1 Localización geográfica y política**

La ciudad de Villahermosa se encuentra en el municipio Centro y es la capital del estado de Tabasco. Sus límites son: al norte, el municipio Centla, al sur, los municipios Jalpa, Teapa y el estado de Chiapas, al este, el municipio Macuspana y al oeste los municipios Nacajuca y Cunduacán.

#### **3.2 Aspectos demográficos**

La población total en la ciudad de Villahermosa es de 261.231 habitantes (Censo General de Población y Vivienda, 1990).

La tasa media anual de crecimiento para el período 1980-1990 fue de 6.8 %.

La densidad demográfica es de 55.5 habitantes por kilómetro cuadrado de superficie.

La estructura por sexos de la población es de 126.164 hombres y de 135.067 mujeres.

La estructura por edades muestra un fuerte predominio de gente joven y una tendencia hacia un mayor rejuvenecimiento. La población menor de 15 años representa el 50 %.

La ciudad de Villahermosa ha mostrado un crecimiento acelerado de población en los últimos 50 años, lo cual se explica básicamente por la disponibilidad de oportunidades de empleo y por la consiguiente inmigración a este centro poblado. A esto se suma una tasa de natalidad alta y una mortalidad general baja, resultado en buena parte por la mejoría de las condiciones sanitarias y de vida, características del núcleo urbano.

### **3.2.1 Infraestructura**

Durante los últimos 20 años, Villahermosa ha sufrido una radical transformación urbana que aún no termina de efectuarse. La actual Villahermosa cuenta con instalaciones urbanas para atender la educación preescolar, primaria, medio básico, medio técnico, medio superior, educación normal, de investigación y nivel superior. Así mismo, en Villahermosa existen hospitales, clínicas y centros de salud de diferentes instituciones.

En el aspecto cultural cuenta con plazas cívicas, museos arqueológicos, bibliotecas, teatros, ciudad deportiva, modernos fraccionamientos, amplias avenidas arboladas así como jardines públicos, por lo que constituye el foco de atracción del estado (referencia 11).

### **3.2.2 Vías de comunicación**

Dentro de la red de carreteras destacan cuatro rutas federales que comunican internamente a la entidad, lo mismo que con los estados vecinos.

La carretera federal N° 180 a través de cuyo eje, la ciudad de Villahermosa queda comunicada por el oeste, noroeste y norte con Coatzacoalcos, Veracruz, Tampico y la ciudad fronteriza de Matamoros; y por el este y noreste con Ciudad del Carmen, Campeche y Mérida, entre otras.

La ruta que va de Villahermosa a Campeche, vía Escárcega, une las poblaciones de Macuspana y Emiliano Zapata. En este tramo penetra en la porción noreste de Chiapas.

La carretera que parte del puerto La Ceiba y llega a la presa Netzahualcóyotl o Malpaso, cruza la zona agrícola más importante del estado, en su recorrido por las localidades de Paraíso, Comalcalco, Cárdenas, Huimanguillo y estación Chontalpa.

La carretera N° 195 comunica a la capital estatal con Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, la cual une también a las poblaciones de Teapa y Pichucalco, entre otras.

La entidad tiene 306.47 km de vías férreas y las estaciones que se localizan en ella son las de Chontalpa, Macuspana, El Aguila y San Pedro.

La ciudad de Villahermosa cuenta también con un aeropuerto internacional que junto con la aeropistas localizadas en Balancán, Ciudad Pemex, Comalcalco, Emiliano Zapata, Jonuta, Macuspana, Puerto Alvaro Obregón, Rosario, Teapa y Tenosique, complementan la red de comunicaciones de la entidad (referencia 11).

### 3.2.3 Servicios públicos

Villahermosa provee, entre otros, los siguientes servicios públicos: agua potable y alcantarillado, energía eléctrica, alumbrado público y teléfono.

### 3.3 Aspectos socioeconómicos

Villahermosa absorbe el 50% de la población dedicada a proporcionar servicios. La población económicamente activa es de 90.038 habitantes y en esta predominan las actividades primarias. La relación de dependencia es de tres a uno, es decir uno de cada tres habitantes desarrolla una actividad productiva. En esta región la economía depende básicamente del campo.

A continuación se especifica la población según diferentes características (referencia 12):

Población total:	261.231 hab
Población económicamente activa:	90.038 hab
Población económicamente inactiva:	94.750 hab
Población ocupada:	88.195 hab
Población ocupada en el sector primario:	2.018 hab
Población ocupada en el sector secundario:	22.261 hab
Población ocupada en el sector terciario:	59.284 hab
No especificado:	4.632 hab

La población económicamente activa está distribuida de la forma siguiente:

Sector primario:	2.5%
Sector secundario:	25 %
Sector terciario:	67%
Actividades no especificadas:	5.5%

Entre las actividades económicas que se desarrollan en el municipio destacan la agricultura, ganadería, industria, pesca, comercio y turismo.

En la industria, Villahermosa concentra la mayor parte de establecimientos identificados como industriales en el estado. Así mismo, se hallan instalados grandes e importantes centros comerciales a los que concurre la población estatal. En los que respecta al turismo, esta ciudad cuenta con infraestructura propia para el desarrollo de esta actividad.

#### 4 ESTIMACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO EN LAS ESTACIONES HIDROMÉTRICAS TAPIJULAPA, TEAPA, PUYACATENGO Y PICHUCALCO

La estimación de los caudales máximos es un aspecto fundamental en el diseño de obras hidráulicas cuyo fin sea controlar el agua proveniente de las avenidas, debido a que una falla en su estructura podría ocasionar daños materiales, interrupción de los servicios públicos e incluso pérdida de vidas humanas.

De aquí, la importancia de un estudio amplio y racional de las avenidas de diseño y de que existan diferentes métodos y procedimientos prácticos en hidrología aplicables de acuerdo con los requerimientos del proyecto en análisis.

En este capítulo se realiza la estimación de las avenidas de diseño para las estaciones hidrométricas Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco por medio de métodos estadísticos.

##### 4.1 Avenidas de diseño por métodos estadísticos

Estos métodos consisten en estimar la avenida máxima de un río a partir de un registro de gastos máximos anuales instantáneos conocidos, con base en la extrapolación de la probable función de distribución de probabilidades y para diversos períodos de retorno.

Los parámetros de las funciones de distribución de probabilidades usadas en hidrología para el ajuste de series de avenidas máximas están en función de diversas propiedades estadísticas de la serie, como son: la media aritmética o logarítmica, la desviación típica, el coeficiente de asimetría absoluta, etc.

La ecuación general para el análisis hidrológico de frecuencia fue propuesta por Ven Te Chow (referencia 25) y se expresa como:

$$x = \bar{x} + K(S) \quad (4.1)$$

o bien

$$\frac{x}{\bar{x}} = 1 + K(Cv) \quad (4.2)$$

donde  $x$  = Variable aleatoria  
 $\bar{x}$  = Valor medio de la serie  
 $S$  = Desviación típica de la serie  
 $C_v$  = Coeficiente de variación de la serie  
 $K$  = Factor de frecuencia función del período de retorno  
y del tipo de distribución de probabilidad usado.

En los métodos estadísticos se usan distribuciones de valores extremos del fenómeno aleatorio estudiado para determinar la avenida de un período de retorno específico. Entre las funciones más usadas se tienen (referencia 25):

1. Distribución Log-Pearson tipo III.
2. Distribución de valores extremos tipo I o Gumbel Simple.
3. Distribución Gumbel de dos poblaciones.
4. Distribución logarítmica de Hazen.
5. Distribución Log-Normal o de Galton.
6. Distribución de Foster tipo I y III.
7. Distribución de Frechet o Log-Gumbel.
8. Distribución Gamma incompleta.

En este subcapítulo se realiza un análisis de frecuencias por medio de las funciones de distribución Log-Pearson tipo III, Gumbel simple y Gumbel dos poblaciones a los datos de gasto máximo anual de las estaciones Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco, obteniéndose de esta manera el gasto máximo para diferentes períodos de retorno. A partir de estos gastos se calculan los hidrogramas que serán usados cuando se aplique el tránsito de avenidas para el diseño de una obra.

Se explican brevemente las funciones de distribución empleadas en este estudio.

### **DISTRIBUCIÓN LOG-PEARSON TIPO III**

La distribución Log-Pearson tipo III (referencia 25) se caracteriza porque cuando su coeficiente de asimetría ( $g$ ) vale cero se obtiene una distribución Log-Normal, es decir será una línea recta en el papel de probabilidad Log-Normal.

En esta función el valor de  $x$  para cualquier período de retorno o nivel de probabilidad se calcula a partir de la ecuación (4.1) modificada:

$$\log x = \overline{\log x} + (S_{\log x}) K \quad (4.1a)$$

siendo K el factor de oblicuidad de la curva función del período de retorno y del valor del coeficiente de asimetría (véase cuadro 4.1).

Fórmulas de la distribución.

Esta distribución requiere del cálculo de tres parámetros que se estiman a partir de los logaritmos decimales de los datos.

Los parámetros son:

log media:

$$\overline{\log x} = \frac{\sum \log x}{n} \quad (4.3)$$

log desviación típica:

$$S_{\log x} = \sqrt{\frac{\sum (\log x - \overline{\log x})^2}{n - 1}} \quad (4.4)$$

log coeficiente de asimetría:

$$g = \frac{n \sum (\log x - \overline{\log x})^3}{(n-1)(n-2)(S_{\log x})^3} \quad (4.5)$$

Los parámetros  $S_{\log x}$  y  $g$  se pueden expresar en forma explícita de cálculo de la manera siguiente:

$$S_{\log x} = \sqrt{\frac{\sum (\log x)^2 - \frac{(\sum \log x)^2}{n}}{(n - 1)}} \quad (4.4a)$$

$$g = \frac{n^2 \sum (\log x)^3 - 3n \sum \log x \sum (\log x)^2 + 2(\sum \log x)^3}{n(n-1)(n-2)(S_{\log x})^3} \quad (4.5a)$$



Cuadro 4.1 Valores del coeficiente de oblicuidad K en la distribución Log-Pearson tipo III  
Fuente: Manual para la estimación de avenidas máximas en cuencas y presas pequeñas, SARH, 1982

COEF. DE ASIMETRIA	PERIODOS DE RETORNO, EN AÑOS										
	1.01	1.05	1.11	1.25	2	5	10	25	50	100	200
Positive Skew											
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.656	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.690	-0.688	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.740	-0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.832	-0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.755	4.515
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.990	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-1.037	-0.984	-0.920	-0.788	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-1.087	-1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-1.140	-1.056	-0.970	-0.808	-0.268	0.650	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-1.197	-1.093	-0.991	-0.817	-0.254	0.653	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-1.256	-1.131	-1.018	-0.825	-0.240	0.650	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-1.318	-1.168	-1.041	-0.832	-0.225	0.655	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-1.383	-1.206	-1.064	-0.838	-0.210	0.659	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.652	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-1.518	-1.280	-1.107	-0.848	-0.180	0.645	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.636	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
.9	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.626	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
.8	-1.733	-1.388	-1.166	-0.856	-0.132	0.616	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
.7	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.606	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
.6	-1.880	-1.458	-1.200	-0.857	-0.099	0.600	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
.5	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.600	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
.4	-2.029	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.616	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
.3	-2.104	-1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.624	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
.2	-2.178	-1.586	-1.258	-0.850	-0.033	0.630	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
.1	-2.252	-1.616	-1.270	-0.846	-0.017	0.636	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0	0.642	1.282	1.751	2.051	2.326	2.576
Negative Skew											
-1	-2.400	-1.673	-1.292	-0.836	0.017	0.646	1.270	1.718	2.000	2.252	2.482
-2	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.650	1.258	1.680	1.945	2.178	2.384
-3	-2.544	-1.726	-1.309	-0.824	0.050	0.653	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-4	-2.615	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.655	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-5	-2.686	-1.774	-1.323	-0.808	0.083	0.656	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-6	-2.755	-1.797	-1.328	-0.800	0.099	0.657	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-7	-2.824	-1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.657	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-8	-2.891	-1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.656	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-9	-2.957	-1.858	-1.339	-0.769	0.148	0.654	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-10	-3.022	-1.877	-1.340	-0.758	0.164	0.652	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-11	-3.087	-1.894	-1.341	-0.745	0.180	0.648	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-12	-3.149	-1.910	-1.340	-0.732	0.195	0.644	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-13	-3.211	-1.925	-1.339	-0.719	0.210	0.639	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-14	-3.271	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.632	1.041	1.195	1.270	1.318	1.351
-15	-3.330	-1.951	-1.333	-0.690	0.240	0.625	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-16	-3.388	-1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.617	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-17	-3.444	-1.972	-1.324	-0.660	0.268	0.608	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
-18	-3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.282	0.599	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-19	-3.553	-1.989	-1.310	-0.627	0.294	0.588	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-20	-3.605	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.577	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-21	-3.656	-2.001	-1.294	-0.592	0.319	0.565	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-22	-3.705	-2.006	-1.284	-0.574	0.330	0.552	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-23	-3.753	-2.009	-1.274	-0.555	0.341	0.539	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-24	-3.800	-2.011	-1.262	-0.537	0.351	0.525	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-25	-3.845	-2.012	-1.250	-0.518	0.360	0.511	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-26	-3.889	-2.013	-1.238	-0.499	0.368	0.496	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-27	-3.932	-2.012	-1.224	-0.479	0.376	0.481	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-28	-3.973	-2.010	-1.210	-0.460	0.384	0.466	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-29	-4.013	-2.007	-1.195	-0.440	0.390	0.451	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
-30	-4.051	-2.003	-1.180	-0.420	0.396	0.436	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667

Ahor Water Resources Council, Bulletin No. 11.

## DISTRIBUCIÓN DE VALORES EXTREMOS TIPO I O GUMBEL SIMPLE.

De acuerdo a esta distribución para  $N$  valores extremos  $(x_1, x_2, \dots, x_N)$  máximos o mínimos observados en  $N$  muestras de igual tamaño  $m$ , cuando  $N$  y  $m$  se aproximan al infinito, la probabilidad acumulada de que cualquiera de los extremos  $N$ , sea inferior a  $x$ , tiende a la expresión

$$P(X \leq x) = e^{-e^y} \quad (4.6)$$

siendo:

$x$  = Variable cuyo campo es de  $-\infty$  a  $+\infty$ .

$e$  = Base de los logaritmos naturales.

$y$  = Variable reducida, por definición igual a:

$$y = c (x - a) \quad (4.7)$$

en donde  $a$  = parámetro de escala o moda de la distribución.

$c$  = parámetro de forma.

De acuerdo a la ecuación (4.6), la variable reducida es igual a:

$$y = -\ln [ -\ln P (X \leq x) ] \quad (4.6a)$$

A esta distribución se le conoce como DISTRIBUCIÓN GUMBEL ya que fue E. J. GUMBEL el primero en aplicarla en 1941 al análisis de frecuencia de gastos máximos (referencia 25). Es de fácil aplicación y muy utilizada ya que sólo requiere el cálculo de la media y de la desviación típica de la muestra. Tiene como inconveniente que es algo rígida al depender sólo de los dos parámetros citados y tener un coeficiente de asimetría constante e igual a 1.14.

Para determinar si los datos se ajustan a la distribución (tendencia a una línea recta), se grafican en un papel Gumbel-Powell.

Fórmulas de la distribución.

Para estimar los parámetros  $c$  y  $a$ , Gumbel utiliza las siguientes expresiones:

$$c = \frac{\sigma_N}{S} \quad (4.8)$$

$$a = \bar{x} - 1/c (\bar{X}_N) \quad (4.9)$$

donde  $\sigma_N$  y  $X_N$  son constantes teóricas función del tamaño de la muestra (veáse cuadro 4.3).

Sustituyendo las ecuaciones (4.8) y (4.9) en la (4.7) y despejando a  $x$ , se tiene:

$$y = c(x - a) = \frac{\sigma_N}{S}x - \bar{x} + 1/c(\bar{X}_N) \therefore x = \bar{x} + \frac{S}{\sigma_N}(y - \bar{X}_N) \quad (4.10)$$

o bien

$$x = \bar{x} + S \left( \frac{y - \bar{X}_N}{\sigma_N} \right) \quad (4.11)$$

La ecuación anterior es equivalente a la ecuación (4.1) considerando

$$K = (y - \bar{X}_N) / \sigma_N \quad (4.12)$$

Cuadro 4.2 Valor de la variable reducida "y"

PUNTO	P(X ≤ x)	P(X ≥ x)	PERIODO DE RETORNO (años)	VARIABLE REDUCIDA Y
1	0.010	0.990	1.01	-1.527
2	0.100	0.900	1.11	-0.834
3	0.200	0.800	1.25	-0.476
4	0.500	0.500	2	0.367
5	0.571	0.429	2.33 <sup>1</sup>	0.579
6	0.800	0.200	5	1.500
7	0.950	0.050	20	2.970
8	0.990	0.010	100	4.600
9	0.998	0.002	500	6.214
10	0.999	0.001	1000	6.908

<sup>1</sup> El U.S. Geological Survey define como avenida media anual la que tiene período de retorno igual a 2.33 años.

Cuadro 4.3 Valores de  $\sigma_N$  y  $\bar{X}_N$ .

Fuente: Manual para la estimación de avenidas máximas en cuencas y presas pequeñas, SARH, 1982

$N$	$\sigma_N$	$\bar{X}_N$	$N$	$\sigma_N$	$\bar{X}_N$
8	0.9043	0.4843	49	1.1590	0.5481
9	0.9288	0.4902	50	1.16066	0.54854
10	0.9497	0.4952	51	1.1623	0.5489
11	0.9676	0.4996	52	1.1638	0.5493
12	0.9833	0.5035	53	1.1653	0.5497
13	0.9972	0.5070	54	1.1667	0.5501
14	1.0095	0.5100	55	1.1681	0.5504
15	1.02057	0.5128	56	1.1693	0.5506
16	1.0316	0.5157	57	1.1708	0.5511
17	1.0411	0.5181	58	1.1721	0.5515
18	1.0493	0.5202	59	1.1734	0.5518
19	1.0566	0.5220	60	1.17467	0.55208
20	1.06283	0.52355	62	1.1770	0.5527
21	1.0696	0.5252	64	1.1793	0.5533
22	1.0754	0.5268	66	1.1814	0.5538
23	1.0811	0.5283	68	1.1834	0.5543
24	1.0864	0.5296	70	1.18536	0.55477
25	1.09145	0.53088	72	1.1873	0.5552
26	1.0961	0.5320	74	1.1890	0.5557
27	1.1004	0.5332	76	1.1906	0.5561
28	1.1047	0.5343	78	1.1923	0.5565
29	1.1086	0.5353	80	1.19382	0.55688
30	1.11238	0.53622	82	1.1953	0.5572
31	1.1159	0.5371	84	1.1967	0.5576
32	1.1193	0.5380	86	1.1980	0.5580
33	1.1226	0.5388	88	1.1994	0.5583
34	1.1255	0.5396	90	1.20073	0.55860
35	1.12847	0.54034	92	1.2020	0.5589
36	1.1313	0.5410	94	1.2032	0.5592
37	1.1339	0.5418	96	1.2044	0.5595
38	1.1363	0.5424	98	1.2055	0.5598
39	1.1388	0.5430	100	1.20649	0.56002
40	1.14132	0.54362	150	1.22534	0.56461
41	1.1438	0.5442	200	1.23598	0.56715
42	1.1458	0.5448	250	1.24292	0.56878
43	1.1480	0.5453	300	1.24788	0.56993
44	1.1499	0.5458	400	1.25450	0.57144
45	1.15185	0.54630	500	1.25880	0.57240
46	1.1538	0.5468	750	1.26506	0.57377
47	1.1557	0.5473	1000	1.26851	0.57450
48	1.1574	0.5477	∞	1.28255	0.57722

## DISTRIBUCIÓN GUMBEL PARA MUESTRAS CON DATOS PROCEDENTES DE DOS POBLACIONES DIFERENTES O GUMBEL II

En las estaciones pluviométricas o hidrométricas localizadas en zonas afectadas por los ciclones, es común la presencia en sus registros de datos procedentes de dos poblaciones diferentes, una debida a las condiciones reinantes en la región y otra debida a los ciclones. Esto se demuestra al graficar los datos de una muestra en papel Gumbel-Powell y observar que los puntos se ajustan a dos rectas de pendientes diferentes, la primera de menor pendiente originada por los datos no ciclónicos y la segunda de pendiente mayor generada por los eventos ciclónicos.

Fórmulas de la distribución (referencia 25):

La ecuación general de la distribución es la siguiente:

$$P(X \leq x) = e^{-e^{\left(\frac{x-a_1}{c_1}\right)}} \left[ p + (1-p)e^{-e^{\left(\frac{x-a_2}{c_2}\right)}} \right] \quad (4.16)$$

siendo:  $x$  = valor esperado (evento extremo).  
 $e$  = base de los logaritmos naturales.  
 $a_1$  = parámetro de escala de la población no ciclónica.  
 $c_1$  = parámetro de forma de la población no ciclónica.  
 $a_2$  = parámetro de escala de la población ciclónica.  
 $c_2$  = parámetro de forma de la población ciclónica.

Los parámetros anteriores se evalúan por medio de las expresiones siguientes:

$$c_1 = 0.7797 S_1 \quad (4.17)$$

$$a_1 = 0.577c_1 - \bar{x}_1 \quad (4.18)$$

$$c_2 = 0.7797 S_2 \quad (4.17a)$$

$$a_2 = 0.577c_2 - \bar{x}_2 \quad (4.18a)$$

$$p = \frac{\text{número de eventos de la población no ciclónica}}{\text{número total de eventos}} \quad (4.19)$$

$\bar{x}_1$ ,  $S_1$  y  $\bar{x}_2$ ,  $S_2$  son la media y la desviación típica de las poblaciones no ciclónica y ciclónica, respectivamente y  $p$  es la probabilidad de que el evento máximo sea no ciclónico.

#### 4.1.1 Cálculo de avenidas de diseño por métodos estadísticos

##### 4.1.1.1 Información disponible y recopilación de datos

Para realizar el análisis de frecuencias, se recopiló la información de gastos máximos anuales en las estaciones hidrométricas existentes en la zona en estudio. Estas estaciones son: Tapijulapa sobre el río Tacotalpa, Teapa sobre el río Teapa, Puyacatengo sobre el río Puyacatengo y Pichucalco sobre el río Pichucalco <sup>2</sup>. A continuación se especifica el período de datos disponible para cada estación:

Estación Tapijulapa:	1965 -1985
Estación Teapa:	1951 -1985
Estación Puyacatengo:	1951 -1982
Estación Pichucalco:	1956 -1985

De la misma manera se obtuvieron las avenidas máximas registradas en cada una de las estaciones durante el período de datos (véase cuadro 4.4).

Estación Tapijulapa:	Octubre, 1967
Estación Teapa:	Septiembre, 1974
Estación Puyacatengo:	Noviembre, 1951
Estación Pichucalco:	Diciembre, 1967

##### 4.1.1.2 Estimación del gasto máximo.

Los gastos máximos en cada estación se estimaron por medio de las funciones de distribución Log-Pearson tipo III, Gumbel Simple y Gumbel de dos poblaciones para posteriormente definir la de mejor ajuste. En aquellas regiones donde un solo efecto, ya sea un ciclón u otro tipo de fenómeno meteorológico, es el que lo provoca, los gastos máximos se ajustaron a distribuciones de probabilidad de Gumbel o Log-Pearson. Cuando los gastos máximos son producidos por fenómenos de origen diferente, se ajustaron a distribuciones dobles de Gumbel, con el fin de tomar en cuenta los efectos aislados o combinados de ambos.

En los cuadros 4.5a y 4.5b se muestra el análisis de frecuencias para cada una de las estaciones y en los cuadros 4.6a y 4.6b se presentan los gastos estimados por las distribuciones Log-Pearson, Gumbel I y Gumbel II.

---

<sup>2</sup> Los datos de la estación Pueblo Nuevo no son utilizados ya que se tiene referencia de que en épocas de avenidas la estación se inunda y por consiguiente los datos no son confiables.

Cuadro 4.4 Gastos máximos anuales en las estaciones Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco

ESTACIÓN: TAPIJULAPA PERÍODO: 1965-1985			ESTACIÓN: TEAPA PERÍODO: 1951-1985		
Año	Día/mes	Q máx. (m <sup>3</sup> /s)	Año	Día/mes	Q máx. (m <sup>3</sup> /s)
1965	03/OCTUBRE	1009.18	1951	03/NOVIEMBRE	1600.00
1966	29/JUNIO	1328.88	1952	05/DICIEMBRE	1018.00
1967	/OCTUBRE	3386.00	1953	09/NOVIEMBRE	1004.00
1968	22/OCTUBRE	1080.20	1954	24/FEBRERO	587.00
1969	20/NOVIEMBRE	1760.00	1955	09/OCTUBRE	980.00
1970	27/AGOSTO	1541.04	1956	22/NOVIEMBRE	692.00
1971	16/NOVIEMBRE	1367.10	1957	30/NOVIEMBRE	1000.00
1972	16/DICIEMBRE	1149.76	1958	09/JUNIO	822.00
1973	22/AGOSTO	3142.25	1959	14/ABRIL	692.00
1974	20/SEPTIEMBRE	3200.00	1960	25/OCTUBRE	386.00
1975	30/OCTUBRE	2020.00	1961	16/OCTUBRE	794.00
1976	30/AGOSTO	1207.50	1962	06/OCTUBRE	499.00
1977	11/NOVIEMBRE	1363.50	1963	27/SEPTIEMBRE	704.00
1978	16/OCTUBRE	2365.00	1964	09/ABRIL	1496.00
1979	05/OCTUBRE	1880.00	1965	18/FEBRERO	765.00
1980	14/SEPTIEMBRE	876.00	1966	20/OCTUBRE	655.14
1981	19/SEPTIEMBRE	1713.00	1967	18/OCTUBRE	935.60
1982	24/SEPTIEMBRE	1097.00	1968	13/ENERO	746.80
1983	03/SEPTIEMBRE	1128.00	1969	10/NOVIEMBRE	781.60
1984	02/OCTUBRE	1878.52	1970	01/OCTUBRE	881.00
1985	16/SEPTIEMBRE	642.64	1971	07/MARZO	376.52
			1972	16/DICIEMBRE	1868.00
			1973	22/AGOSTO	1979.20
			1974	19/SEPTIEMBRE	2375.00
			1975	13/NOVIEMBRE	1850.30
			1976	09/OCTUBRE	937.50
			1977	11/NOVIEMBRE	863.07
			1978	09/DICIEMBRE	1585.20
			1979	16/SEPTIEMBRE	969.88
			1980	01/FEBRERO	659.00
			1981	11/MAYO	970.00
			1982	07/FEBRERO	523.00
			1983	26/OCTUBRE	372.20
			1984	19/SEPTIEMBRE	587.50
			1985	14/OCTUBRE	615.50

ESTACIÓN: PUYACATENGO PERÍODO: 1951-1982			ESTACIÓN: PICHUCALCO PERÍODO: 1956-1985		
Año	Día/mes	Q máx. (m <sup>3</sup> /s)	Año	Día/mes	Q máx. (m <sup>3</sup> /s)
1951	03/NOVIEMBRE	915.00	1956	22/NOVIEMBRE	679.00
1952	05/DICIEMBRE	235.00	1957	01/DICIEMBRE	757.00
1953	12/SEPTIEMBRE	263.00	1958	01/NOVIEMBRE	434.00
1954	05/NOVIEMBRE	282.00	1959	01/NOVIEMBRE	526.00
1955	09/OCTUBRE	399.00	1960	16/JULIO	386.00
1956	19/MAYO	420.00	1961	16/OCTUBRE	658.75
1957	30/NOVIEMBRE	280.00	1962	06/OCTUBRE	408.00
1958	09/JULIO	302.00	1963	24/ENERO	453.68
1959	28/NOVIEMBRE	541.00	1964	06/DICIEMBRE	919.40
1960	16/JULIO	221.00	1965	18/FEBRERO	850.99
1961	16/OCTUBRE	335.00	1966	27/JUNIO	333.60
1962	29/OCTUBRE	250.00	1967	23/DICIEMBRE	1368.08
1963	03/AGOSTO	423.00	1968	14/ENERO	937.12
1964	09/ABRIL	535.00	1969	26/NOVIEMBRE	1031.80
1965	18/FEBRERO	503.50	1970	31/ENERO	609.99
1966	10/ABRIL	254.00	1971	12/NOVIEMBRE	359.78
1967	23/DICIEMBRE	667.37	1972	16/DICIEMBRE	816.00
1968	13/ENERO	358.68	1973	22/AGOSTO	812.67
1969	04/ENERO	335.00	1974	20/SEPTIEMBRE	780.00
1970	31/ENERO	342.00	1975	30/OCTUBRE	620.00
1971	10/NOVIEMBRE	252.60	1976	09/OCTUBRE	532.75
1972	16/DICIEMBRE	389.80	1977	11/NOVIEMBRE	711.00
1973	28/NOVIEMBRE	364.90	1978	10/DICIEMBRE	1024.00
1974	05/ABRIL	485.38	1979	09/DICIEMBRE	601.50
1975	13/NOVIEMBRE	403.37	1980	01/FEBRERO	970.00
1976	02/MAYO	406.00	1981	14/FEBRERO	698.00
1977	21/DICIEMBRE	519.00	1982	07/FEBRERO	667.43
1978	09/DICIEMBRE	544.00	1983	30/DICIEMBRE	295.17
1979	29/NOVIEMBRE	250.00	1984	19/SEPTIEMBRE	429.00
1980	26/NOVIEMBRE	396.50	1985	14/OCTUBRE	380.00
1981	15/FEBRERO	272.50			
1982	07/FEBRERO	360.50			

Cuadro 4.5a Análisis de frecuencia en las estaciones Tapijulapa y Teapa

ESTACIÓN: TAPIJULAPA PERÍODO: 1965-1985				ESTACIÓN: TEAPA PERÍODO: 1951-1985			
n	Q máx. (m3/s)	X <sub>0</sub> (m3/s)	T <sub>r</sub>	n	Q máx. (m3/s)	X <sub>0</sub> (m3/s)	T <sub>r</sub>
1	1009.12	3386.00	22	1	1600.00	2375.00	36
2	1328.88	3199.99	11	2	1018.00	1979.20	18
3	3386.00	3142.25	7.33	3	1004.00	1868.00	12
4	1080.20	2365.00	5.50	4	587.00	1850.30	9
5	1760.00	2020.00	4.40	5	980.00	1600.00	7.20
6	1541.04	1880.00	3.67	6	692.00	1585.20	6
7	1367.10	1878.52	3.14	7	1000.00	1496.00	5.14
8	1149.80	1760.00	2.75	8	822.00	1018.00	4.50
9	3142.25	1713.00	2.44	9	692.00	1004.00	4
10	3200.00	1541.04	2.20	10	386.00	1000.00	3.60
11	2020.00	1367.10	2	11	794.00	980.00	3.27
12	1207.50	1363.50	1.83	12	499.00	970.00	3
13	1363.50	1328.88	1.69	13	704.00	969.88	2.77
14	2365.00	1207.50	1.57	14	1496.00	937.50	2.57
15	1880.00	1149.76	1.47	15	765.00	935.60	2.40
16	876.00	1128.00	1.38	16	655.14	881.00	2.25
17	1713.00	1097.00	1.29	17	935.60	863.07	2.12
18	1097.00	1080.20	1.22	18	746.80	822.00	2
19	1128.00	1009.12	1.16	19	781.60	794.00	1.89
20	1878.52	876.00	1.10	20	881.00	781.60	1.80
21	642.64	642.64	1.05	21	376.52	765.00	1.71
	Gasto máximo registrado (m3/s):	3386.00		22	1868.00	746.80	1.64
	Media (m3/s):	1673.12		23	1979.20	704.00	1.57
	Desviación estándar:	776.26		24	2375.00	692.00	1.50
	Varianza:	602587.07		25	1850.30	692.00	1.44
				26	937.50	659.00	1.38
				27	863.07	655.14	1.33
				28	1585.20	615.50	1.29
				29	969.88	587.60	1.24
				30	659.00	587.00	1.20
				31	970.00	523.00	1.16
				32	523.00	499.00	1.13
				33	372.20	386.00	1.09
				34	587.50	376.52	1.06
				35	615.50	372.20	1.03
					Gasto máximo registrado (m3/s):	2375.00	
					Media (m3/s):	959.17	
					Desviación estándar:	489.30	
					Varianza:	239417.42	



Cuadro 4.5b Análisis de frecuencia en las estaciones Puyacatengo y Pichucalco

ESTACIÓN: PUYACATENGO PERÍODO: 1951-1982				ESTACIÓN: PICHUCALCO PERÍODO: 1956-1985			
n	Q máx. (m <sup>3</sup> /s)	X <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> /s)	T <sub>r</sub>	n	Q máx. (m <sup>3</sup> /s)	X <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> /s)	T <sub>r</sub>
1	915.00	915.00	33	1	679.00	1368.08	31
2	235.00	667.37	16.50	2	757.00	1031.80	15.50
3	253.00	544.00	11	3	434.00	1024.00	10.33
4	252.00	541.00	8.25	4	526.00	970.00	7.75
5	399.00	535.00	6.60	5	386.00	937.12	6.20
6	420.00	519.00	5.50	6	658.75	919.40	5.17
7	280.00	503.50	4.71	7	408.00	851.00	4.43
8	302.00	485.38	4.13	8	453.68	816.00	3.88
9	541.00	423.00	3.67	9	919.40	812.67	3.44
10	221.00	420.00	3.30	10	850.99	780.00	3.10
11	335.00	406.00	3	11	333.50	757.00	2.82
12	250.00	402.37	2.75	12	1368.08	711.00	2.58
13	423.00	399.00	2.54	13	937.12	698.00	2.38
14	535.00	396.50	2.36	14	1031.80	679.00	2.21
15	503.50	369.80	2.20	15	609.99	667.43	2.07
16	254.00	364.90	2.06	16	359.78	658.75	1.94
17	667.37	360.50	1.94	17	816.00	620.00	1.82
18	358.68	358.69	1.83	18	812.67	610.00	1.72
19	335.00	342.00	1.74	19	780.00	601.50	1.63
20	342.00	335.00	1.65	20	620.00	632.75	1.55
21	252.60	335.00	1.57	21	500.00	526.00	1.48
22	369.80	302.00	1.50	22	711.00	453.68	1.41
23	364.90	280.00	1.43	23	1024.00	434.00	1.35
24	485.38	272.50	1.38	24	601.50	429.00	1.29
25	403.37	254.00	1.32	25	970.00	408.00	1.24
26	406.00	253.00	1.27	26	698.00	386.00	1.19
27	519.00	252.60	1.22	27	667.43	380.00	1.15
28	544.00	252.00	1.18	28	295.17	359.80	1.11
29	250.00	250.00	1.14	29	429.00	333.50	1.07
30	396.50	250.00	1.10	30	380.00	295.17	1.03
31	272.50	235.00	1.06				
32	360.50	221.00	1.03				
	Gasto máximo registrado (m <sup>3</sup> /s):	915.00			Gasto máximo registrado (m <sup>3</sup> /s):	1368.08	
	Media (m <sup>3</sup> /s):	388.94			Media (m <sup>3</sup> /s):	667.26	
	Desviación estándar:	147.35			Desviación estándar:	253.80	
	Varianza:	21712.92			Varianza:	64413.68	

Cuadro 4.6a Datos estimados por las distribuciones Log-Pearson III, Gumbel I y Gumbel II para las estaciones Tapijulapa y Teapa

ESTACIÓN: TAPIJULAPA PERÍODO: 1965-1985						ESTACIÓN: TEAPA PERÍODO: 1951-1985							
LOG-PEARSON III		GUMBEL I		GUMBELII		LOG-PEARSON III		GUMBEL I		GUMBELII			
$\log \bar{x} = 3.18$		$\sigma_n = 1.07$		$x1 = 1355.43$		$\log \bar{x} = 2.93$		$\sigma_n = 1.13$		$x1 = 743.48$			
$SlogX = 0.19$		$X_n = 0.53$		$S1 = 390.00$		$SlogX = 0.20$		$X_n = 0.54$		$S1 = 200.15$			
$g = 0.26$		$c = 0.49$		$c1 = 304.09$		$g = 0.32$		$c = 0.48$		$c1 = 156.06$			
		$a = 1669$		$a1 = -1179.97$				$a = 955$		$a1 = -653.43$			
				$x2 = 3023.31$						$x2 = 1821.96$			
				$S2 = 451.03$						$S2 = 301.41$			
				$c2 = 351.67$						$c2 = 235.01$			
				$a2 = -2820.40$						$a2 = -1686.36$			
				$p = 0.8095$						$p = 0.8000$			
$T_r$ (años)	K	$X_e$ (m <sup>3</sup> /s)	Y	$X_e$ (m <sup>3</sup> /s)	F(x)	$X_e$ (m <sup>3</sup> /s)	$T_r$ (años)	K	$X_e$ (m <sup>3</sup> /s)	Y	$X_e$ (m <sup>3</sup> /s)	F(x)	$X_e$ (m <sup>3</sup> /s)
22	1.73	3248.44	3.01	3477.05	0.95	3285.44	36	2.02	2204.28	3.30	2154.02	0.97	2133.68
11	1.34	2739.50	2.09	2807.33	0.91	2985.80	18	1.60	1815.46	2.77	1927.68	0.94	1951.03
7.33	1.05	2411.64	1.73	2546.27	0.86	2763.65	12	1.38	1639.68	2.19	1672.73	0.92	1833.51
6	0.87	2233.44	1.55	2416.15	0.82	2523.62	9	1.21	1514.21	1.89	1545.25	0.89	1738.26
4.40	0.65	2026.88	1.29	2230.35	0.77	2111.80	7.20	1.04	1394.76	1.72	1468.76	0.86	1650.82
3.67	0.44	1847.72	1.04	2047.61	0.73	1869.19	6	0.92	1320.39	1.60	1417.77	0.83	1558.78
3.14	0.29	1727.73	0.86	1914.94	0.68	1715.82	5.14	0.84	1269.58	1.51	1381.22	0.81	1434.41
2.75	0.17	1644.39	0.72	1817.33	0.60	1613.09	4.50	0.68	1178.36	1.33	1300.48	0.78	1209.94
2.44	0.08	1581.02	0.62	1739.67	0.59	1531.46	4	0.53	1100.67	1.16	1225.73	0.75	1081.17
2.20	0.01	1533.64	0.50	1651.57	0.55	1462.59	3.60	0.41	1042.22	1.02	1165.89	0.72	1009.29
2	-0.04	1495.25	0.37	1558.31	0.50	1402.06	3.27	0.32	996.37	0.91	116.510	0.69	958.26
1.83	-0.23	1380.17	0.18	1419.62	0.45	1347.10	3	0.24	960.36	0.81	076.141	0.67	919.13
1.69	-0.38	1292.06	0.02	1305.46	0.41	1296.15	2.77	0.17	930.73	0.73	1041.75	0.64	886.37
1.57	-0.51	1221.06	-0.12	1207.55	0.36	1247.67	2.57	0.11	905.68	0.66	1011.84	0.61	857.91
1.47	-0.61	1164.90	-0.23	1125.98	0.32	1200.79	2.40	0.06	884.93	0.60	986.38	0.68	833.27
1.38	-0.71	1116.54	-0.33	1052.53	0.27	1154.30	2.25	0.02	867.01	0.53	953.65	0.56	810.94
1.29	-0.81	1070.19	-0.43	979.16	0.23	1107.23	2.12	-0.02	851.75	0.44	917.44	0.53	790.70
1.22	-0.94	1011.77	-0.55	890.83	0.18	1057.98	2	-0.05	837.94	0.37	884.01	0.50	771.26
1.16	-1.11	939.10	-0.71	779.50	0.14	1004.45	1.89	-0.17	793.15	0.24	830.42	0.47	752.53
1.10	-1.30	862.41	-0.90	636.38	0.09	942.02	1.80	-0.27	758.29	0.14	786.54	0.44	736.36
1.05	-1.57	768.44	-1.25	384.91	0.05	858.33	1.71	-0.36	724.97	0.04	742.66	0.42	719.27
							1.64	-0.44	700.07	-0.04	708.58	0.39	705.16
							1.57	-0.51	676.03	-0.12	674.45	0.36	690.21
							1.50	-0.59	652.79	-0.20	640.33	0.33	674.15
							1.44	-0.65	633.53	-0.26	611.10	0.31	659.45
							1.38	-0.72	614.84	-0.33	581.84	0.28	643.39
							1.33	-0.77	599.66	-0.39	557.47	0.25	628.84
							1.29	-0.81	587.82	-0.43	538.00	0.22	612.91
							1.24	-0.88	568.80	-0.50	507.39	0.19	598.77
							1.20	-0.99	540.18	-0.60	463.03	0.17	583.20
							1.16	-1.10	513.01	-0.70	418.72	0.14	565.38
							1.13	-1.19	493.52	-0.78	385.42	0.12	550.02
							1.09	-1.34	458.55	-0.97	303.16	0.08	525.43
							1.06	-1.50	426.88	-1.18	213.02	0.06	501.40
							1.03	-1.82	367.49	-1.39	122.87	0.03	466.42

$X_e$  = Gasto estimado en m<sup>3</sup>/seg

Cuadro 4.6b Datos estimados por las distribuciones Log-Pearson III, Gumbel I y Gumbel II para las estaciones Puyacatengo y Pichucalco

ESTACIÓN: PUYACATENGO PERÍODO: 1951-1982							ESTACIÓN: PICHUCALCO PERÍODO: 1956-1986				
LOG-PEARSON III			GUMBEL I		GUMBELII		LOG-PEARSON III			GUMBEL I	
$\log \bar{x} = 2.56$			$\sigma_H = 1.12$		$x1 = 322.29$		$\log \bar{x} = 2.79$			$\sigma_H = 1.11$	
$SlogX = 0.15$			$X_H = 0.54$		$S1 = 67.35$		$SlogX = 0.17$			$X_H = 0.54$	
$g = 0.59$			$c = 0.48$		$c1 = 52.52$		$g = -0.14$				
			$a = 385$		$a1 = -291.98$						
					$x2 = 588.78$						
					$S2 = 142.73$						
					$c2 = 111.29$						
					$a2 = -524.57$						
					$p = 0.7500$						
Tr	K	Xe	Y	Xe	F(x)	Xe	Tr	K	Xe	Y	Xe
(años)		(m3/s)		(m3/s)		(m3/s)	(años)		(m3/s)		(m3/s)
33	2.07	738.28	3.23	743.85	0.97	753.06	31	1.76	1231.54	3.19	1273.68
16.50	1.44	596.97	2.63	663.82	0.94	668.72	15.50	1.42	1079.80	2.53	1121.93
11	1.12	535.76	2.09	592.86	0.91	615.93	10.33	1.27	1019.58	2.02	1008.32
8.25	0.97	509.21	1.82	557.38	0.88	575.50	7.75	1.08	944.75	1.77	948.64
6.60	0.88	494.47	1.66	536.10	0.85	541.45	6.20	0.95	898.71	1.69	913.99
5.60	0.83	484.88	1.55	521.90	0.82	511.14	5.17	0.86	869.37	1.52	890.97
4.71	0.71	466.68	1.40	502.29	0.79	483.20	4.43	0.69	813.84	1.30	842.30
4.13	0.54	440.09	1.20	475.95	0.76	458.11	3.88	0.54	767.67	1.11	799.02
3.67	0.40	420.07	1.04	455.05	0.73	435.10	3.44	0.42	732.63	0.96	764.38
3.30	0.29	404.65	0.91	438.26	0.70	415.08	3.10	0.33	706.67	0.84	737.62
3	0.20	392.55	0.81	424.63	0.67	398.16	2.82	0.25	685.97	0.75	715.58
2.75	0.13	382.75	0.72	413.28	0.64	383.85	2.58	0.18	668.70	0.67	696.69
2.54	0.06	374.70	0.65	403.74	0.61	371.72	2.38	0.13	654.66	0.60	680.95
2.36	0.01	367.94	0.59	395.56	0.58	361.16	2.21	0.08	642.96	0.50	659.43
2.20	-0.04	362.03	0.50	383.21	0.55	351.61	2.07	0.04	633.46	0.41	638.92
2.06	-0.08	356.95	0.41	371.37	0.51	342.98	1.94	-0.04	612.31	0.30	613.27
1.94	-0.16	347.58	0.30	357.42	0.48	335.30	1.82	-0.18	580.67	0.16	582.50
1.83	-0.27	334.76	0.18	341.14	0.45	327.99	1.72	-0.30	555.65	0.05	556.85
1.74	-0.36	324.62	0.07	327.83	0.43	321.69	1.63	-0.40	533.69	-0.05	533.76
1.65	-0.45	314.79	-0.03	314.51	0.39	315.06	1.55	-0.49	515.33	-0.14	513.25
1.57	-0.53	306.31	-0.12	302.87	0.36	308.82	1.48	-0.57	499.63	-0.22	495.29
1.50	-0.60	299.06	-0.20	292.31	0.33	302.97	1.41	-0.65	484.39	-0.30	477.34
1.43	-0.67	292.00	-0.27	281.95	0.30	296.70	1.35	-0.72	471.71	-0.36	461.96
1.38	-0.73	287.05	-0.33	274.55	0.28	291.88	1.29	-0.79	459.36	-0.43	446.58
1.32	-0.79	281.22	-0.40	265.68	0.24	285.58	1.24	-0.87	445.57	-0.50	430.27
1.27	-0.84	276.46	-0.45	258.28	0.21	279.81	1.19	-1.03	417.99	-0.63	401.32
1.22	-0.94	267.16	-0.55	245.22	0.18	273.36	1.15	-1.16	397.15	-0.73	377.98
1.18	-1.05	257.37	-0.66	231.75	0.15	267.53	1.11	-1.30	377.35	-0.83	354.83
1.14	-1.16	247.95	-0.76	218.29	0.12	260.84	1.07	-1.56	341.40	-1.11	291.39
1.10	-1.29	236.98	-0.90	199.07	0.09	252.77	1.03	-1.39	280.96	-1.39	228.14
1.08	-1.50	221.19	-1.18	162.57	0.06	242.12					
1.03	-1.82	198.50	-1.39	135.20	0.03	230.08					

Xe = Gasto estimado en m<sup>3</sup>/seg

En las figuras 4.1a y 4.1b se muestran las curvas de ajuste de cada distribución en las estaciones Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco.

Figura 4.1a Curvas de ajuste en las estaciones Tapijulapa y Teapa

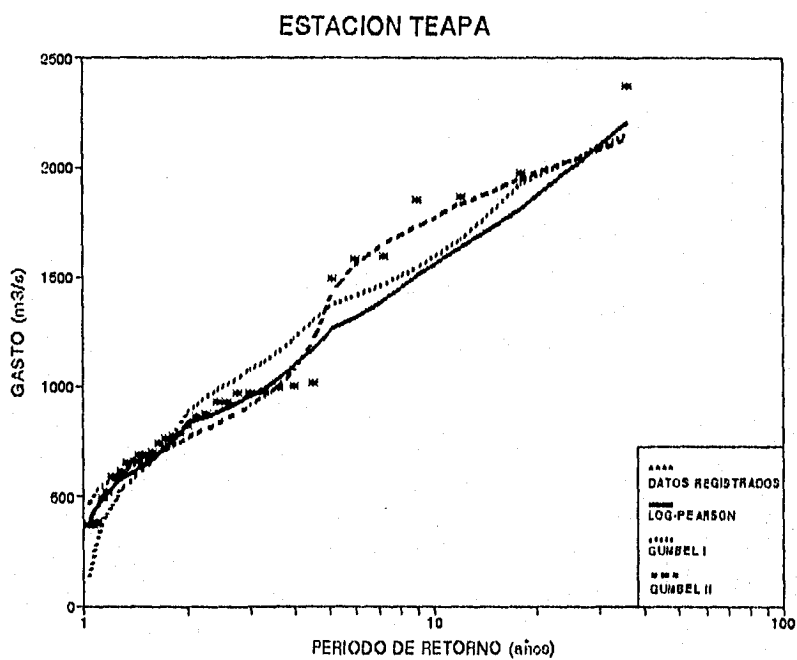
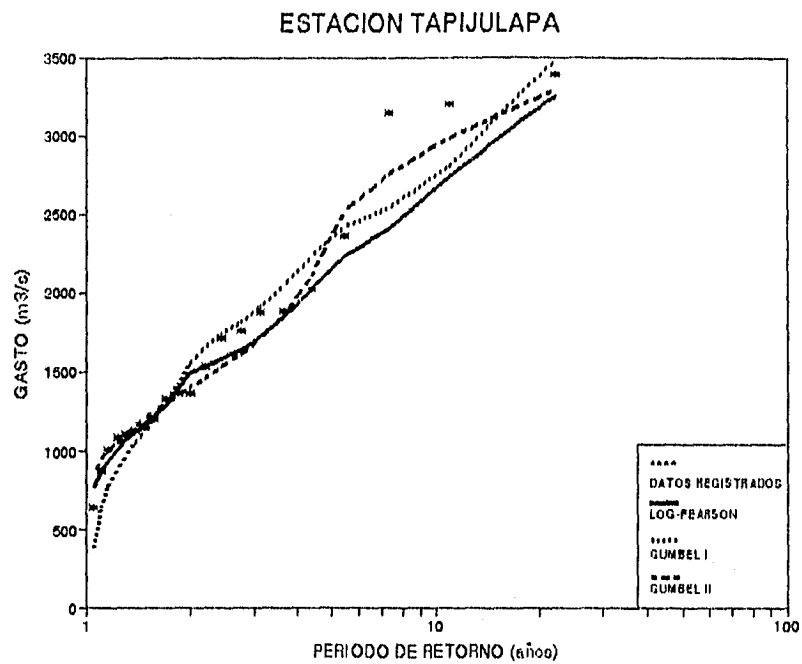
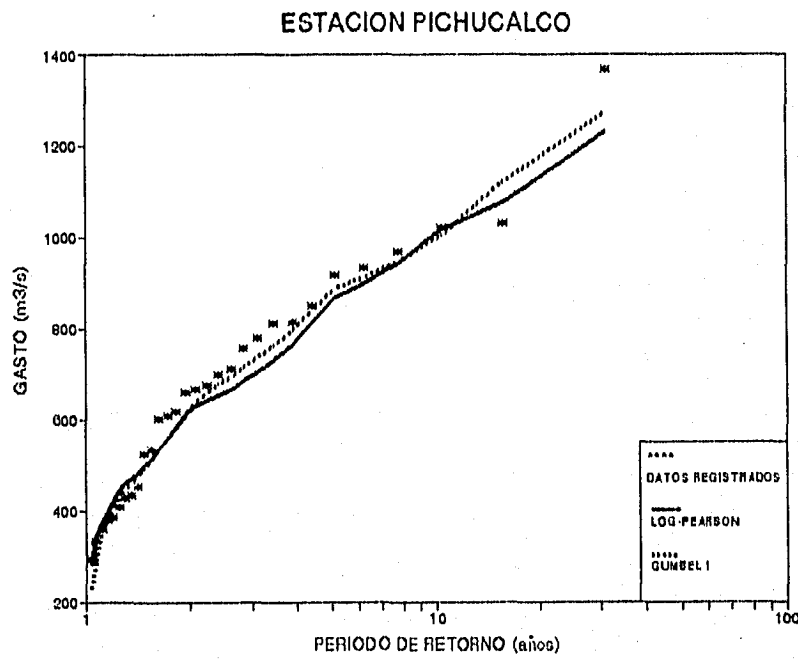
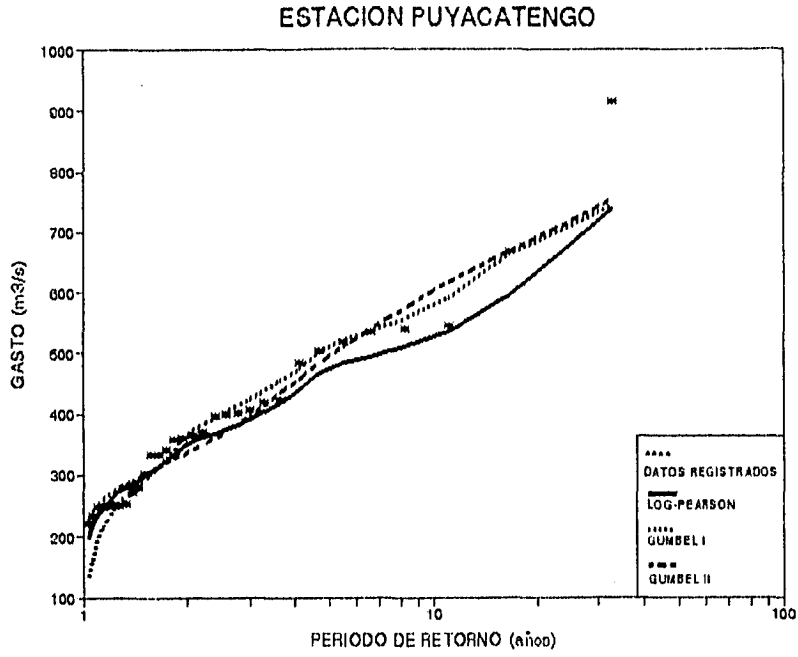


Figura 4.1b Curvas de ajuste en las estaciones Puyacatengo y Pichucalco



Para conocer cual de las funciones de distribución se ajustó mejor a los datos registrados, se aplicó la prueba del error cuadrático mínimo, la cual consiste en calcular para cada función de distribución el error cuadrático dado por:

$$C = [\sum (x_{e_i} - x_{o_i})^2]^{1/2} \quad (4.21)$$

donde  $x_{e_i}$  es el  $i$ ésimo dato estimado y  $x_{o_i}$  es el  $i$ ésimo dato calculado con la función de distribución bajo análisis. Por ende, se seleccionará la función con menor error cuadrático. En el cuadro 4.7 se observa que el error cuadrático mínimo se obtuvo con la función Gumbel II en las estaciones Tapijulapa y Teapa y con la función Gumbel I en las estaciones Puyacatengo y Pichucalco.

Seleccionada la función de mejor ajuste se calculó el gasto máximo  $Q_e$  para diferentes períodos de retorno (véase cuadro 4.8).

Cuadro 4.7 Errores cuadráticos correspondientes a las funciones de distribución usadas

VALORES DE C			
ESTACIÓN / FUNCIÓN	LOG-PEARSON	GUMBEL I	GUMBEL II
TAPIJULAPA	923.82	806.15	567.46
TEAPA	575.66	618.52	333.96
PUYACATENGO	219.64	190.08	201.45
PICHUCALCO	253.92	198.13	-----

Cuadro 4.8 Gastos máximos estimados en las estaciones en estudio

ESTACIÓN	TAPIJULAPA	TEAPA	PUYACATENGO	PICHUCALCO
FUNCION	GUMBEL II	GUMBEL II	GUMBEL I	GUMBEL I
$T_r$ (años)	$Q_e$ máx. (m <sup>3</sup> /s)			
1.01	728.95	422.39	116.96	196.52
1.05	863.31	491.49	153.42	259.72
1.11	954.30	538.49	208.19	354.63
1.25	1078.03	602.48	255.32	436.32
2	1401.98	771.27	366.30	628.65
2.33	1499.78	822.87	394.21	677.02
5	2382.51	1399.82	515.45	887.16
10	2938.49	1774.64	579.96	998.95
25	3336.09	2039.85	722.40	1245.82
50	3599.79	2215.96	789.41	1361.95
100	3850.00	2385.64	923.56	1594.45
200	4097.10	2552.71	976.75	1686.62
500	4416.27	2761.75	1136.04	1962.69

### 4.1.1.3 Obtención del hidrograma de diseño en cada estación

Para obtener los hidrogramas de diseño por estación y para diferentes períodos de retorno se uso un método muy sencillo el cual consiste en multiplicar las ordenadas de un hidrograma conocido por un factor de mayoración que se obtiene al efectuar el cociente entre el gasto máximo estimado y el pico de la avenida máxima registrada, es decir:

$$KM = \frac{Q_e}{Q_r} \quad (4.22)$$

donde  $KM$  = Factor de mayoración  
 $Q_e$  = Gasto máximo estimado  
 $Q_r$  = Pico de la avenida máxima registrada

En este caso en particular, las avenidas seleccionadas fueron las siguientes:

Estación	Tapijulapa	Teapa	Puyacatengo	Pichucalco
Fecha	18/10/1967	19/09/1974	03/11/1951	23/11/1951

En el cuadro 4.9 se muestran los coeficientes de mayoración obtenidos para estas avenidas.

Cuadro 4.9 Coeficientes de mayoración

ESTACION: TAPIJULAPA				ESTACION: TEAPA			
Qr	Tr	Qe	KM	Qr	Tr	Qe	KM
3386.00	50	3599.79	1.063	2375.00	50	2215.00	0.933
	100	3850.00	1.137		100	2385.64	1.004
	200	4097.10	1.210		200	2552.71	1.075
	500	4416.27	1.304		500	2761.75	1.183
ESTACION: PUYACATENGO				ESTACION: PICHUCALCO			
Qr	Tr	Qe	KM	Qr	Tr	Qe	KM
915.00	50	789.41	0.861	1368.00	50	1361.95	0.906
	100	923.56	1.009		100	1594.95	1.165
	200	976.75	1.067		200	1686.62	1.233
	500	1136.04	1.242		500	1962.69	1.435

En el cuadro 4.10 y en las figuras 4.2a y 4.2b se muestran los hidrogramas registrados. En el cuadro 4.11 y en las figuras 4.3a y 4.3b se muestran los hidrogramas de diseño obtenidos.

Cuadro 4.10 Hidrogramas registrados en las estaciones Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco

ESTACIÓN: TAPIJULAPA FECHA: OCTUBRE/1967			ESTACIÓN: TEAPA FECHA: SEPTIEMBRE/1974		
Día	Tiempo (h)	Gasto (m <sup>3</sup> /s)	Día	Tiempo (h)	Gasto (m <sup>3</sup> /s)
16	0	104.69	17	0	86.30
16	6	106.08	17	6	68.60
16	12	113.67	17	12	59.60
17	18	121.79	17	18	415.20
17	24	134.25	18	24	271.30
17	30	273.00	18	30	163.30
17	36	869.25	18	36	238.00
18	42	2086.40	18	38	831.00
18	48	3386.00	19	39	1616.50
18	54	3220.40	19	40	1955.60
18	60	2099.20	19	41	2114.50
19	66	1437.00	19	42	2375.00
19	72	1188.75	20	48	1101.00
19	78	1015.50	20	54	737.80
19	84	850.00	20	60	488.20
20	90	706.67	20	66	407.00
20	96	589.50	21	68	324.90
20	102	491.67	21	72	264.50
20	108	422.75	21	78	209.70
21	114	367.08	21	84	180.10
21	120	333.75			
21	126	265.50			Q máx = 2375.00
21	132	216.00			
22	138	190.33			
22	144	176.67			
22	150	165.67			
		Q máx = 3386.00			
ESTACIÓN: PUYACATENGO FECHA: NOVIEMBRE/1951			ESTACIÓN: PICHUCALCO FECHA: NOVIEMBRE/1951		
Día	Tiempo (h)	Gasto (m <sup>3</sup> /s)	Día	Tiempo (h)	Gasto (m <sup>3</sup> /s)
1	0	7.94	22	0	4.32
2	6	7.47	22	6	112.80
2	12	6.60	23	12	933.36
2	18	6.00	23	18	1368.08
2	24	460.00	23	24	1241.12
3	30	915.00	23	30	1114.17
3	36	751.00	24	36	981.45
3	42	225.00	24	42	883.35
3	48	208.00	24	48	789.09
4	54	190.00	24	54	698.72
4	60	174.00	25	60	613.76
4	66	152.00	25	66	446.88
4	72	144.00	25	72	274.32
5	78	136.00	25	78	219.60
5	84	120.00	26	84	181.20
5	90	107.00	26	90	139.44
5	96	81.00	26	96	131.76
6	102	55.00	26	102	104.59
6	108	44.80	27	108	94.80
6	114	35.90	27	114	87.53
6	120	35.00	27	120	77.15
		Q máx = 915.00			Q máx = 1368.08



Figura 4.2a Hidrogramas registrados en las estaciones Tapijulapa y Teapa

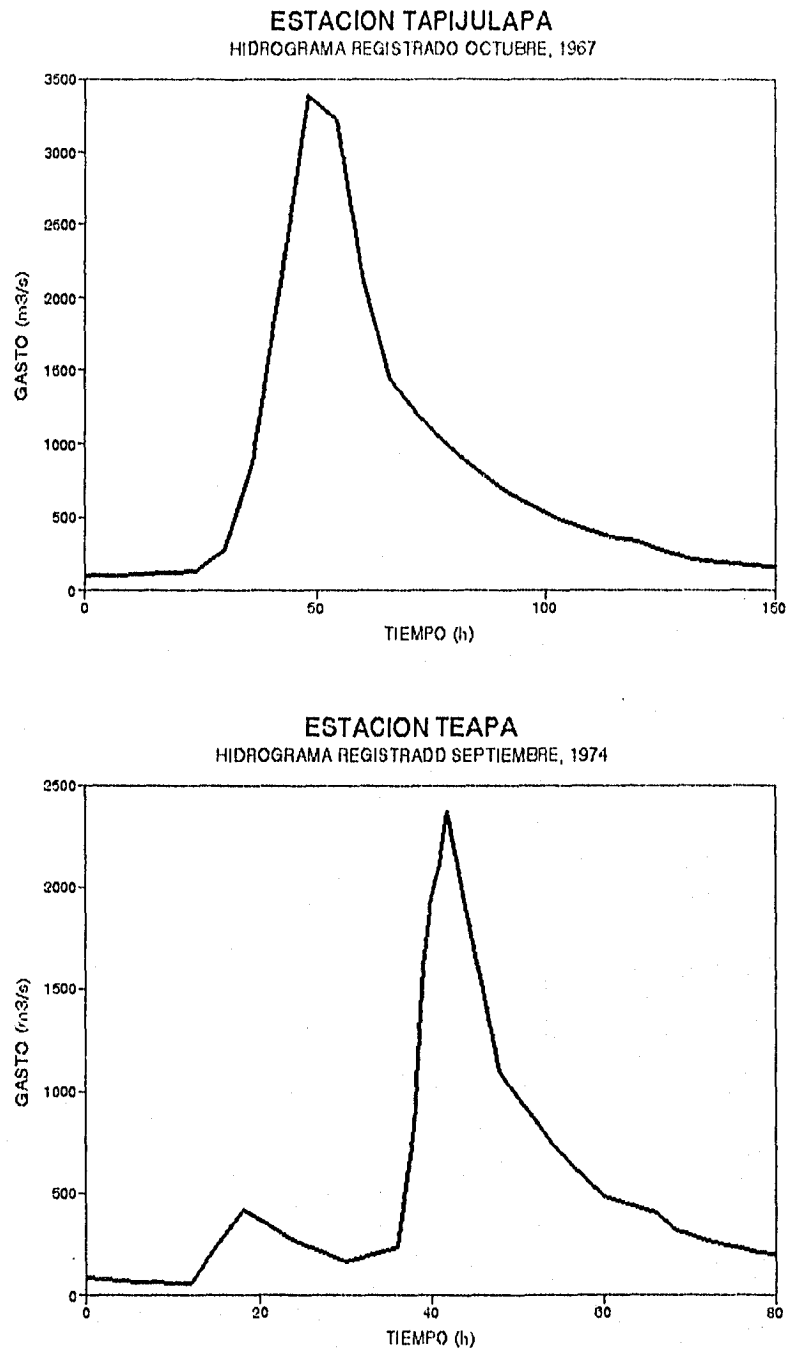
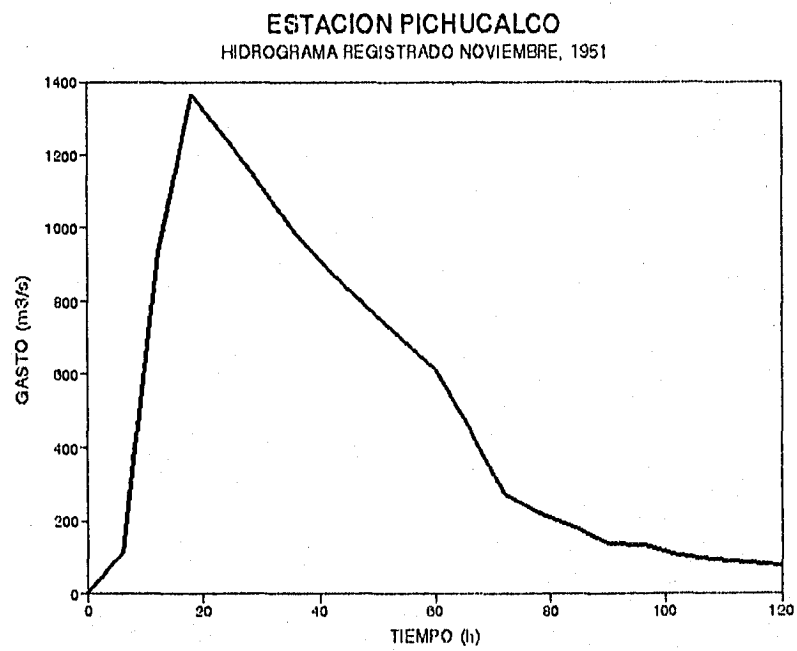
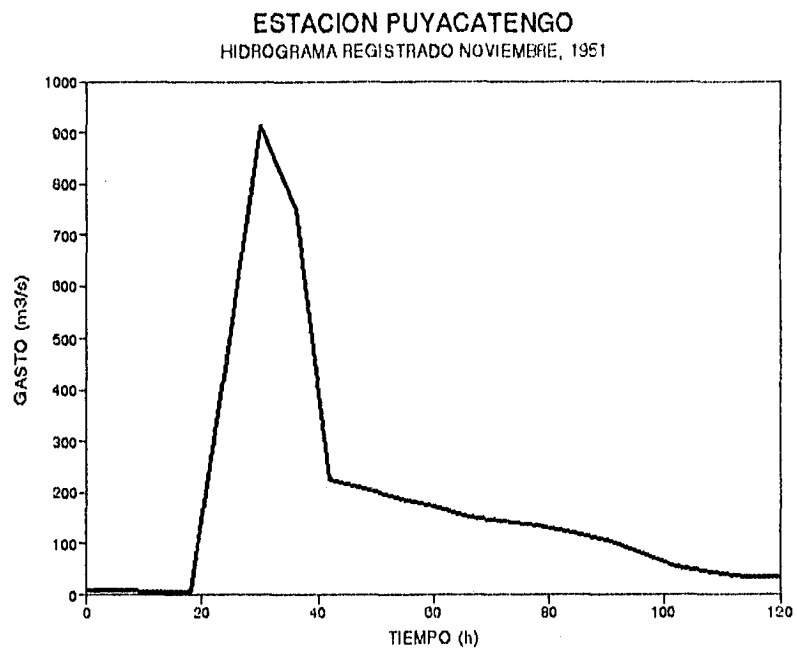


Figura 4.2b Hidrogramas registrados en las estaciones Puyacatengo y Pichucalco



Cuadro 4.11 Hidrogramas de diseño en las estaciones Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco

ESTACIÓN: TAPIJULAPA					ESTACIÓN: TEAPA				
Tr	50	100	200	500	Tr	50	100	200	500
KM	1.063	1.137	1.210	1.304	KM	0.933	1.004	1.075	1.163
Tiempo (h)	Gasto (m <sup>3</sup> /s)				Tiempo (h)	Gasto (m <sup>3</sup> /s)			
0	111.30	119.04	126.68	136.54	0	80.52	86.69	92.76	100.35
6	112.78	120.62	128.36	138.36	6	64.01	68.91	73.73	79.77
12	120.85	129.26	137.54	148.26	12	55.61	59.87	64.06	69.31
18	129.48	138.48	147.37	158.85	18	387.40	417.06	446.27	482.81
24	142.71	152.65	162.44	175.10	24	253.13	272.52	291.60	315.48
30	290.24	310.41	330.33	356.07	30	152.36	164.03	175.52	189.89
36	924.14	988.37	1051.80	1133.74	36	222.06	239.07	255.81	276.76
42	2218.14	2372.31	2524.57	2721.24	38	775.35	834.72	893.18	966.32
48	3599.79	3850.00	4097.10	4418.27	39	1508.25	1623.74	1737.46	1879.73
54	3423.74	3661.71	3896.73	4200.29	40	1824.64	1964.36	2101.93	2274.05
60	2231.75	2386.86	2540.06	2737.93	41	1972.90	2123.98	2272.72	2458.83
66	1527.73	1633.92	1738.79	1874.24	42	2215.96	2385.64	2552.71	2761.75
72	1263.81	1351.65	1438.40	1550.46	48	1027.27	1105.93	1183.38	1280.29
78	1079.62	1154.66	1228.77	1324.49	54	688.39	741.11	793.01	857.94
84	903.67	966.48	1028.51	1108.63	80	455.51	490.39	524.73	567.70
90	751.29	803.51	855.08	921.69	66	379.74	408.82	437.45	473.28
96	626.72	670.28	713.30	768.87	68	303.14	326.36	349.21	377.81
102	522.71	559.05	594.93	641.27	72	246.79	265.69	284.29	307.57
108	449.44	480.68	511.53	551.38	78	195.66	210.64	225.39	243.85
114	390.26	417.38	444.17	478.77	84	168.04	180.91	195.38	209.43
120	354.82	379.49	403.84	435.30					
126	282.28	301.88	321.26	346.29					
132	229.64	245.60	261.36	281.72					
138	202.35	216.41	230.30	248.24					
144	187.83	200.88	213.77	230.43					
150	176.13	188.37	200.46	216.08					

ESTACIÓN: PUYACATENGO					ESTACIÓN: PICHUCALCO				
Tr	50	100	200	500	Tr	50	100	200	500
KM	0.861	1.009	1.067	1.242	KM	0.996	1.165	1.233	1.435
Tiempo (h)	Gasto (m <sup>3</sup> /s)				Tiempo (h)	Gasto (m <sup>3</sup> /s)			
0	6.85	8.01	8.48	9.86	0	4.30	5.03	6.33	6.20
6	6.44	7.54	7.97	9.27	6	112.29	131.46	139.06	161.83
12	5.89	6.66	7.05	8.19	12	929.18	1087.80	1150.68	1339.03
18	5.18	6.08	6.40	7.45	18	1361.95	1594.45	1686.62	1962.69
24	396.86	464.30	491.04	571.12	24	1235.56	1448.48	1530.10	1780.55
30	789.41	923.56	978.75	1136.04	30	1109.18	1298.52	1373.59	1598.43
36	647.92	758.03	801.68	932.42	36	977.05	1143.84	1209.97	1408.02
42	194.12	227.11	240.18	279.35	42	879.39	1029.51	1089.03	1267.28
48	179.45	209.95	222.04	258.25	48	785.56	919.65	972.82	1132.05
54	163.92	191.78	202.82	235.90	54	695.59	814.33	861.41	1002.41
60	150.12	175.63	185.74	216.03	60	611.01	715.31	756.67	880.52
66	131.14	153.42	162.26	188.72	66	444.88	520.82	550.93	641.11
72	124.24	145.35	153.72	178.79	72	273.09	319.71	338.19	393.55
76	117.33	137.27	145.18	168.85	78	218.62	255.94	270.73	315.05
84	103.53	121.12	128.10	148.99	84	180.39	211.18	223.39	259.96
90	92.31	108.00	114.22	132.85	90	138.82	162.51	171.91	200.05
96	69.88	81.76	86.47	100.57	96	131.17	153.66	162.44	189.03
102	47.45	55.51	58.71	68.29	102	104.12	121.90	128.94	150.05
108	38.65	45.22	47.82	55.62	108	94.38	110.49	116.87	136.00
114	30.97	36.24	38.32	44.57	114	87.14	102.01	107.91	125.57
120	30.20	35.33	37.36	43.46	120	76.80	82.92	95.11	110.68

Figura 4.3a Hidrogramas de diseño en las estaciones Tapijulapa y Teapa

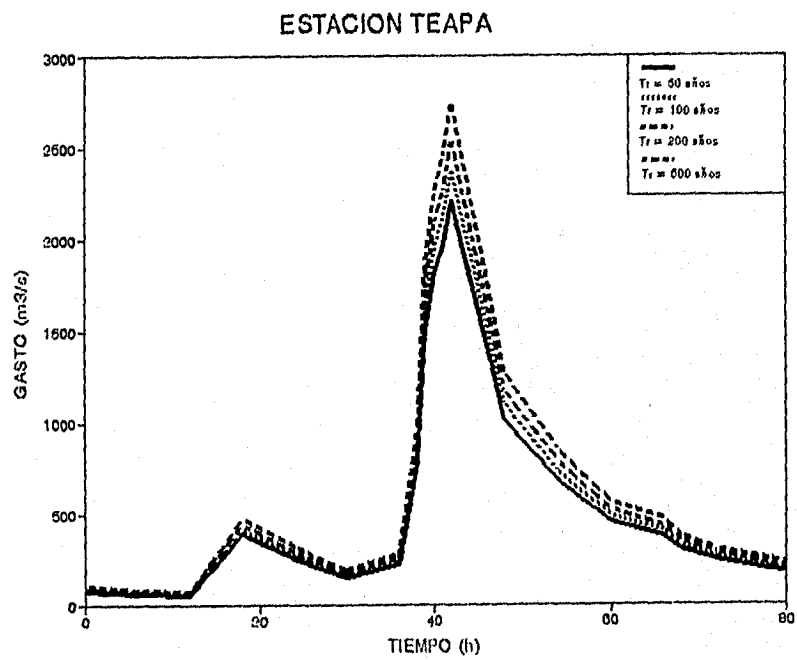
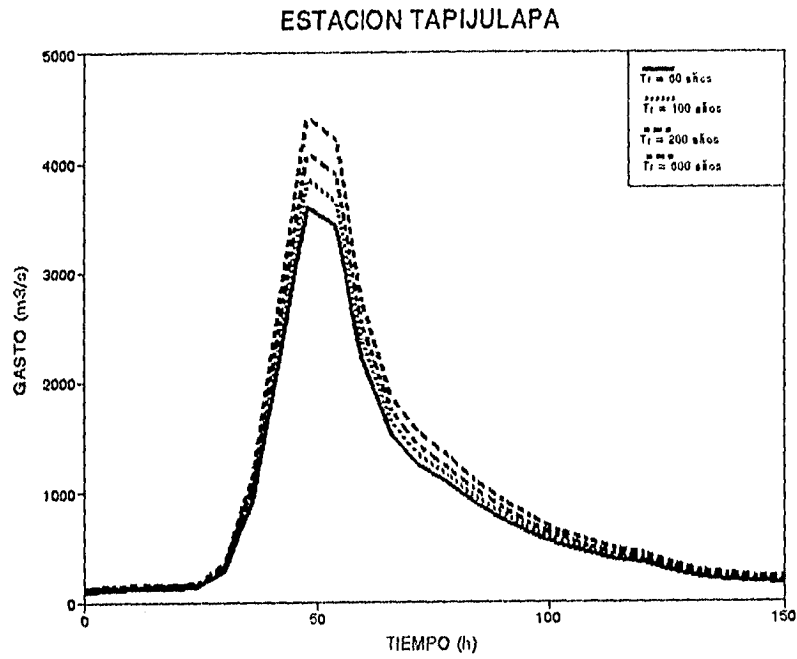
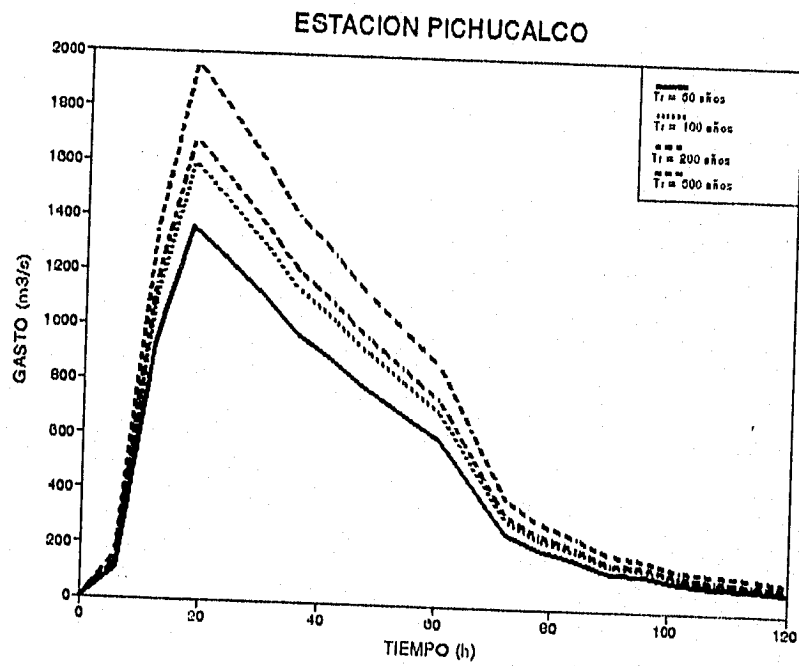
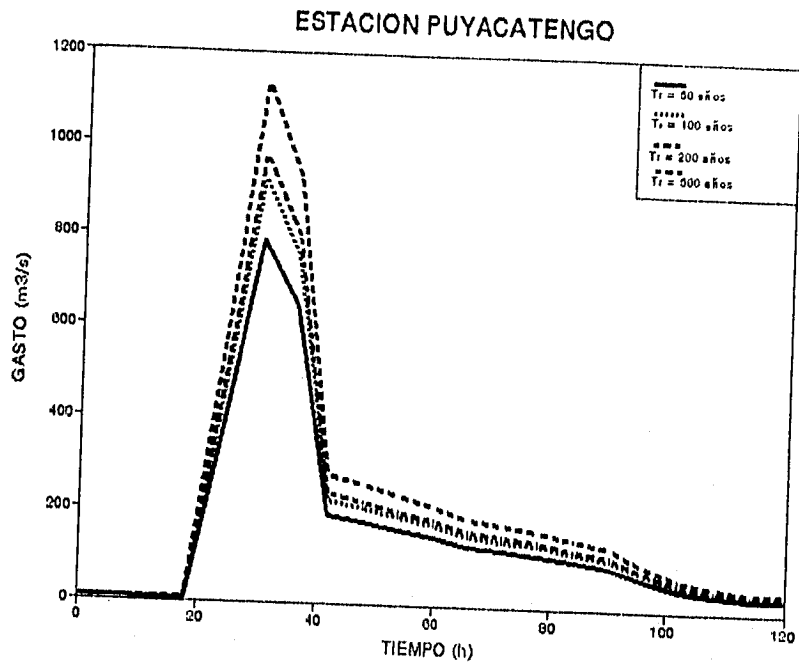


Figura 4.3b Hidrogramas de diseño en las estaciones Puyacatengo y Pichucalco



## 5 TRÁNSITO DE AVENIDAS EN PLANICIES DE INUNDACIÓN APLICADO A LA CUENCA DEL RÍO GRIJALVA

### 5.1 Bases teóricas y planteamiento del modelo matemático

#### 5.1.1 Ecuaciones básicas

El modelo matemático usado para el tránsito de avenidas en cauces con planicies de inundación (referencias 1, 5 y 34) se basa en las ecuaciones diferenciales de flujo no establecido o fundamentales en la hidráulica: la ecuación de conservación de masa (continuidad) y la de conservación de cantidad de movimiento (impulso), expresadas respectivamente como:

$$\frac{\partial}{\partial x} (VA) + T \frac{\partial y}{\partial t} + q = 0 \quad (5.1)$$

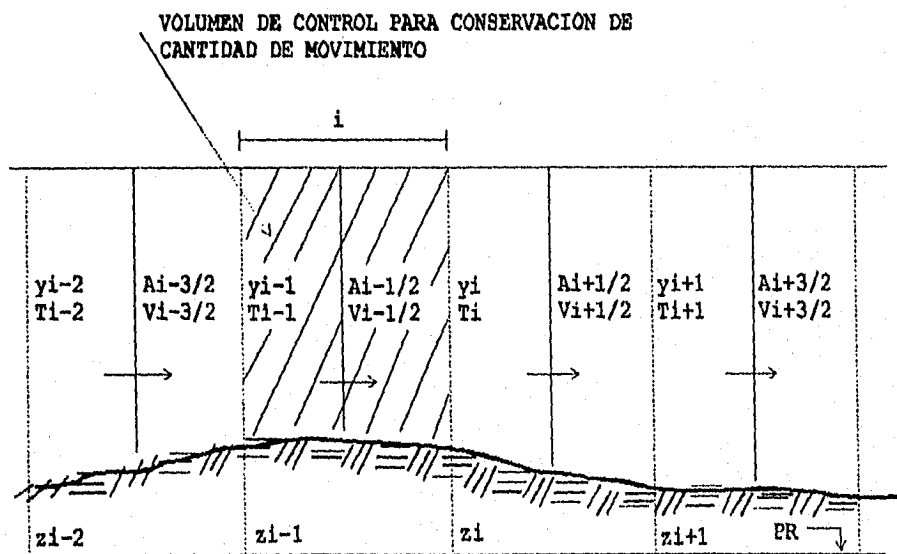
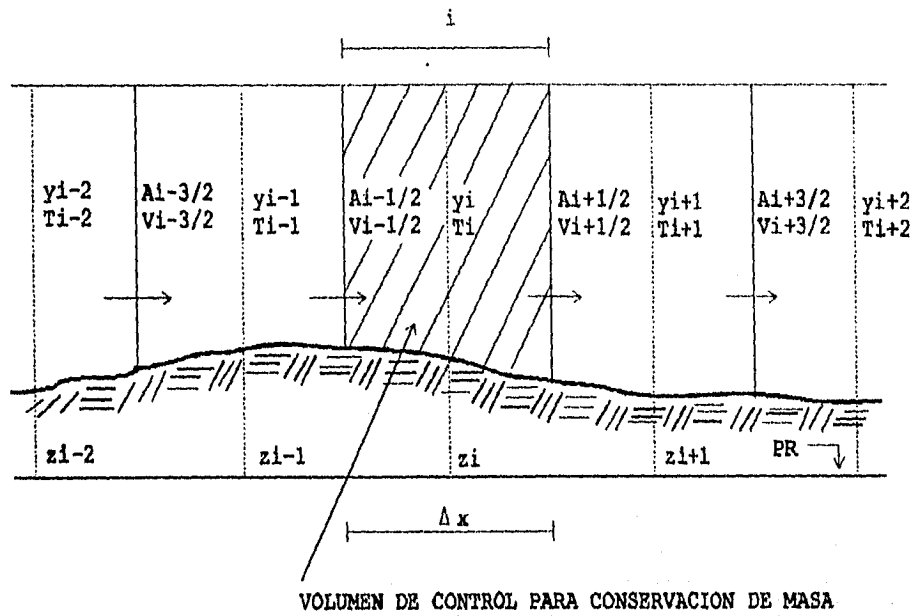
$$g \frac{\partial y}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t} + g \frac{\partial z}{\partial x} + g Sf = 0 \quad (5.2)$$

donde:

V	velocidad media
A	área hidráulica
x	longitud
y	tirante en la sección
t	tiempo de análisis
z	elevación del fondo del cauce
T	ancho de la superficie libre del agua
q	gasto de ingreso lateral por unidad de longitud
g	aceleración de la gravedad
Sf	pendiente de fricción

Si se desarrollan ambas ecuaciones en diferencias finitas para los volúmenes de control mostrados en la figura 5.1 respectivamente y se combinan sus resultados, se obtiene la ecuación

Figura 5.1 Esquemas de análisis empleados para el desarrollo de la ecuación de conservación de masa y la ecuación de conservación de cantidad de movimiento



$$T_i^k y_i^{k+1} = T_i^k y_i^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{A_{i-1/2}^k}{\alpha_{i-1/2}^k} \left[ g \frac{\Delta t}{\Delta x} (y_{i-1}^{k+1} - y_i^{k+1}) + g \frac{\Delta t}{\Delta x} (z_{i-1} - z_i) + V_{i-1/2}^k \right] -$$

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{A_{i+1/2}^k}{\alpha_{i+1/2}^k} \left[ g \frac{\Delta t}{\Delta x} (y_i^{k+1} - y_{i+1}^{k+1}) + g \frac{\Delta t}{\Delta x} (z_i - z_{i+1}) + V_{i+1/2}^k \right] - q_i^k \Delta t \quad (5.3)$$

donde

$$\alpha_{i-1/2}^k = 1 + \frac{\Delta t}{2\Delta x} (V_{i+1/2}^k - V_{i-3/2}^k) + \frac{\Delta t g n^2 |V_{i-1/2}^k|}{R_{i-1/2}^{4/3}} \quad (5.4)$$

y

$$\alpha_{i+1/2}^k = 1 + \frac{\Delta t}{2\Delta x} (V_{i+3/2}^k - V_{i-1/2}^k) + \frac{\Delta t g n^2 |V_{i+1/2}^k|}{R_{i+1/2}^k} \quad (5.5)$$

Si se define

$$\beta_{i+1/2}^k = g \left( \frac{\Delta t}{\Delta x} \right)^2 \frac{A_{i+1/2}^k}{\alpha_{i+1/2}^k} \quad (5.6)$$

$$\beta_{i-1/2}^k = g \left( \frac{\Delta t}{\Delta x} \right)^2 \frac{A_{i-1/2}^k}{\alpha_{i-1/2}^k} \quad (5.7)$$

$$\delta_{i-1/2}^k = \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{A_{i-1/2}^k}{\alpha_{i-1/2}^k} \left[ V_{i-1/2}^k + g \frac{\Delta t}{\Delta x} (z_{i-1} - z_i) \right] \quad (5.8)$$



$$\delta_{i+1/2}^k = \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{A_{i+1/2}^k}{\alpha_{i+1/2}^k} \left[ v_{i+1/2}^k + g \frac{\Delta t}{\Delta x} (z_i - z_{i+1}) \right] \quad (5.9)$$

La ecuación (5.3) se puede escribir

$$- \beta_{i-1/2}^k y_{i-1}^{k+1} + (T_i^k + \beta_{i-1/2}^k + \beta_{i+1/2}^k) y_i^{k+1} - \beta_{i+1/2}^k y_{i+1}^{k+1} = T_i^k y_i^k + \delta_{i-1/2}^k - \delta_{i+1/2}^k \quad (5.10)$$

Esta es la ecuación base del método de solución propuesto y en ella aparecen sólo tres incógnitas  $y_{i-1}^{k+1}$ ,  $y_i^{k+1}$  y  $y_{i+1}^{k+1}$  lo que representa gran ventaja al momento de considerarla en todos los tramos de análisis (véase Apéndice A).

### 5.1.2 Desarrollo de las ecuaciones dada la condición de gasto conocido en la frontera aguas abajo

Para la adaptación del modelo de tránsito de avenidas a la cuenca del río Grijalva, se fijó la frontera aguas abajo en la estación Las Gaviotas. En este caso se conoce una relación elevación-gasto en dicha estación, por lo que se modifica la ecuación de continuidad en esta frontera.

La relación elevación-gasto viene expresada por la ecuación

$$H = a Q^b + c \quad (5.11)$$

donde  $H$  = elevación en la sección  
 $Q$  = gasto de la sección  
 $a, b, c$  = parámetros de la curva de gasto

Despejando  $Q$

$$Q = \left( \frac{H - c}{a} \right)^{1/b} \quad (5.12)$$

Para expresar el gasto Q como función del tiempo se utilizan series de Taylor

$$Q^{k+1} = Q^k + \frac{dQ}{dH} \Delta H + \frac{d^2Q}{dH^2} \frac{\Delta H^2}{2!} + \dots \quad (5.13)$$

Si se considera hasta el segundo término de la ecuación (5.13)

$$Q^{k+1} = Q^k + \frac{dQ}{dH} \Delta H \quad (5.14)$$

Derivando la ecuación (5.12) con relación a H:

$$\frac{dQ}{dH} = \frac{1}{ab} \left( \frac{H - c}{a} \right)^{\frac{1}{b} - 1} \quad (5.15)$$

Sustituyendo  $dQ/dH$  en la ecuación (5.14) se tiene:

$$Q^{k+1} = Q^k + \frac{1}{ab} \left( \frac{H_i - c}{a} \right)^{\frac{1}{b} - 1} (H_i^{k+1} - H_i^k) \quad (5.16)$$

donde

$$\Delta H = H_i^{k+1} - H_i^k \quad (5.17)$$

Si se hace

$$\frac{1}{ab} \left( \frac{H_i - c}{a} \right)^{\frac{1}{b} - 1} = w \quad (5.18)$$

la ecuación (5.16) queda

$$Q_i^{k+1} = Q_i^k + w_i (H_i^{k+1} - H_i^k) \quad (5.19)$$

En  $i+1$

$$Q_{i+1}^{k+1} = Q_{i+1}^k + w_{i+1} H_{i+1}^{k+1} - w_{i+1} H_{i+1}^k \quad (5.20)$$

La ecuación de continuidad desarrollada en diferencias finitas para la condición de frontera  $i+1$  queda:

$$T_{i+1}^k \frac{H_{i+1}^{k+1} - H_{i+1}^k}{\Delta t} + \frac{Q_{i+1}^{k+1} - V_{i+1/2}^{k+1} A_{i+1/2}^k}{\Delta x} = 0 \quad (5.21)$$

De la ecuación de conservación de cantidad de movimiento para la condición de frontera  $i+1$  se obtiene:

$$V_{i+1/2}^{k+1} = \frac{g \frac{\Delta t}{\Delta x} (H_i^{k+1} - H_{i+1}^{k+1}) + V_{i+1/2}^k}{1 + \frac{\Delta t}{2\Delta x} (V_{i+3/2}^k - V_{i-1/2}^k) + \frac{\Delta t g n^2 |V_{i+1/2}^k|}{(R_{i+1/2}^k)^{4/3}}} \quad (5.22)$$

Si el denominador de la ecuación anterior se representa por  $\alpha_{i+1/2}^k$  y se sustituyen las ecuaciones (5.20) y (5.22) en (5.21) se obtiene

$$T_{i+1}^k \frac{H_{i+1}^{k+1} - H_{i+1}^k}{\Delta t} + \frac{Q_{i+1}^{k+1} - w_{i+1} H_{i+1}^{k+1} + w_{i+1} H_{i+1}^k}{\Delta x} - \frac{A_{i+1/2}^k}{\Delta x \alpha_{i+1/2}^k} \left[ g \frac{\Delta t}{\Delta x} (H_i^{k+1} - H_{i+1}^{k+1}) + \frac{\Delta t}{\Delta x} V_{i+1/2}^k \right] = 0 \quad (5.23)$$

Multiplicando por  $\Delta t$  y agrupando los términos  $H_{i+1}^{k+1}$  se tiene

$$\begin{aligned}
& - \frac{A_{i+1/2}^k}{\alpha_{i+1/2}^k} g \left( \frac{\Delta t}{\Delta x} \right)^2 H_i^{k+1} + \left[ T_{i+1}^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} w_{i+1} + \frac{A_{i+1/2}^k}{\alpha_{i+1/2}^k} g \left( \frac{\Delta t^2}{\Delta x} \right) \right] H_{i+1}^{k+1} = \\
& \left( T_{i+1}^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} w_{i+1} \right) H_{i+1}^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{A_{i+1/2}^k}{\alpha_{i+1/2}^k} V_{i+1/2}^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} Q_{i+3/2}
\end{aligned} \tag{5.24}$$

Por último, si se hace

$$\beta_{i+1/2}^k = g \left( \frac{\Delta t}{\Delta x} \right)^2 \frac{A_{i+1/2}^k}{\alpha_{i+1/2}^k} \tag{5.25}$$

La ecuación (5.24) se puede escribir

$$\begin{aligned}
& - \beta_{i+1/2}^k H_i^{k+1} + \left( T_{i+1}^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} w_{i+1} + \beta_{i+1/2}^k \right) H_{i+1}^{k+1} = \\
& \left( T_{i+1}^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} w_{i+1} \right) H_{i+1}^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{A_{i+1/2}^k}{\alpha_{i+1/2}^k} V_{i+1/2}^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} Q_{i+3/2}
\end{aligned} \tag{5.26}$$

Esta es la ecuación en la frontera aguas abajo que se incluye en el sistema de ecuaciones.

## 5.2 Definición de la zona en estudio

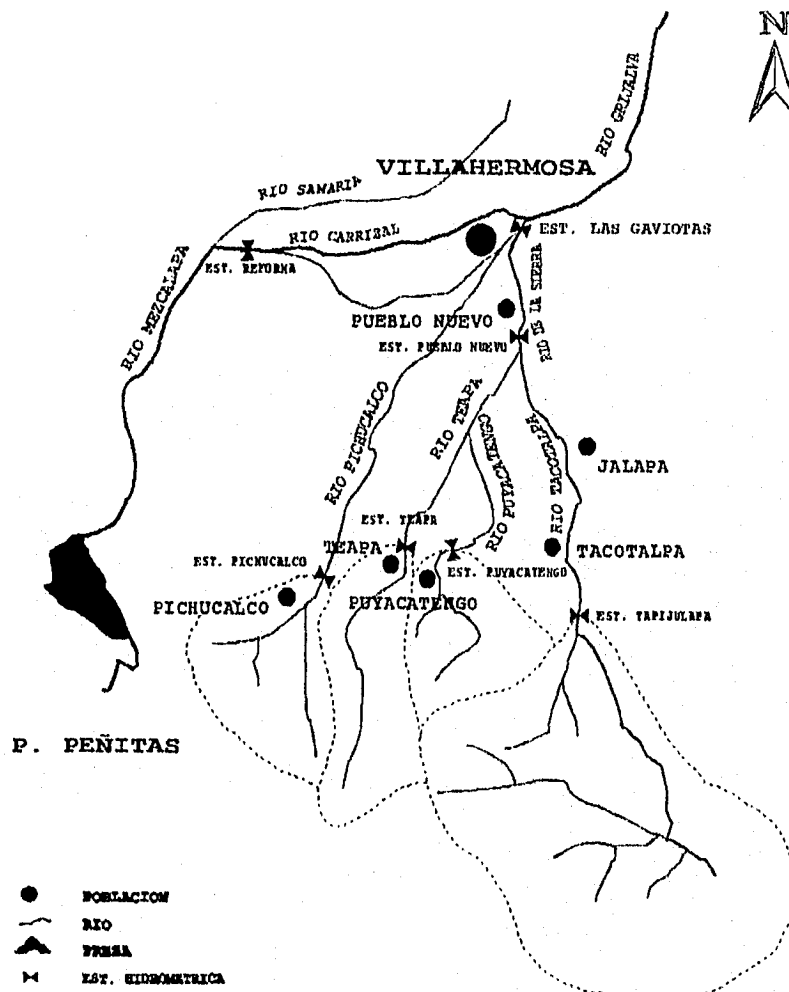
Para el desarrollo del modelo de tránsito por llanuras de inundación, el área bajo estudio se dividió en dos porciones: la cuenca alta del río de La Sierra o cuenca generadora de avenidas y la planicie de inundación comprendida desde la salida de la montaña o piemonte hasta la ciudad de Villahermosa.

La cuenca alta del río de La Sierra a su vez se dividió en cuatro subcuencas formadoras: río Tacotalpa, río Teapa, río Puyacatengo y río Pichucalco. Estas subcuencas se limitaron hasta el sitio de sus controles hidrométricos: estaciones Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco, respectivamente. Los sitios anteriores miden los aportes de la cuenca alta y se localizan en el piemonte, por lo que a su vez pueden ser consideradas como las fronteras superiores de la planicie de inundación.

La frontera inferior se ubicó en la estación Las Gaviotas II la cual se localiza aproximadamente a 5 km al sureste del centro de la ciudad de Villahermosa, en el municipio del Centro, Tabasco, a unos 300 m aguas abajo de la confluencia del río de La Sierra.

La zona de llanuras de inundación considerada comprende los ríos Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco desde la salida de la montaña o piamonte hasta la confluencia del río de La Sierra con el río Grijalva.

Figura 5.2 Zona en estudio



### **5.3 Recopilación de la información**

La información de entrada al modelo de tránsito de avenidas es la referente a los hidrogramas registrados en las fronteras aguas arriba del modelo, correspondientes a las estaciones hidrométricas Tapijulapa, Pichucalco, Teapa y Puyacatengo, la curva de gasto registrada en la estación Las Gaviotas; para cada río que integra el sistema se requiere: el tramo inicial y final, el número de ríos que lo forman, cuáles son estos ríos y su tramo de conexión, los volúmenes inicial y máximo de las lagunas de inundación y el coeficiente de rugosidad de Manning, la longitud y elevación de vertedores asociados a cada tramo.

Además, se proporcionan los valores de las condiciones hidráulicas iniciales en los tramos, la geometría de la sección transversal representativa, así como datos referentes a los tramos conectados con lagunas de inundación y datos de elevación-volumen-área de cada una de las lagunas de inundación.

#### **5.3.1 Información hidrométrica**

La información hidrométrica de la cuenca en estudio se recabó en la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos de la Comisión Nacional del Agua, en el Departamento de Aguas Superficiales de la Subgerencia Estatal de la Comisión Nacional del Agua en Villahermosa, Tabasco y en el Centro de Consulta del Agua del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

Se obtuvieron los datos hidrométricos, registros de aforos y lecturas de escala de las estaciones consideradas fronteras aguas arriba del modelo: Tapijulapa sobre el río Tacotalpa, Pichucalco sobre el río Pichucalco, Teapa sobre el río Teapa y Puyacatengo sobre el río Puyacatengo. Así mismo, se obtuvo la información correspondiente a la estación Las Gaviotas, que sirve de frontera aguas abajo del modelo.

Adicionalmente, se recabó la información de las estaciones hidrométricas San Pedro, Oxolotán y Almandro situadas aguas arribas del río Tacotalpa; estación Pueblo Nuevo sobre el río de La Sierra y de las estaciones Reforma y González sobre el río Carrizal. También se recabó la información limnimétrica de las estaciones Las Gaviotas y El Muelle.

Esta información fue procesada para obtener hidrogramas de entrada al modelo, curvas de gasto en cada estación y limnogramas de salida.

Cuadro 5.1 Información hidrométrica disponible

RÍO	ESTACIÓN	PERÍODO	INFORMACIÓN
Tacotalpa	Tapijulapa	1965-1993	Hidrométrica-limnimétrica
	Oxolotán	1966-1992	Hidrométrica-limnimétrica
	Almandro	1966-1992	Hidrométrica-limnimétrica
	San Pedro	1966-1992	Hidrométrica-limnimétrica
De La Sierra	Pueblo Nuevo	1948-198	Hidrométrica-limnimétrica
Pichucalco o San Joaquín	Pichucalco	1956-1993	Hidrométrica-limnimétrica
Teapa	Teapa	1951-1993	Hidrométrica-limnimétrica
Puyacatengo	Puyacatengo	1951-1992	Hidrométrica-limnimétrica
Grijalva	Las Gaviotas	1963-1985	Hidrométrica-limnimétrica
	El Muelle	1973-1988	Linnimétrica
Carrizal	González	1957-1985	Hidrométrica-limnimétrica
	Reforma	1962-1973	Hidrométrica-limnimétrica

### 5.3.1.1 Hidrogramas de entrada al modelo

La información hidrométrica recopilada de la estación Las Gaviotas fue analizada a fin de obtener las avenidas máximas registradas en esta estación. Estas avenidas son la de octubre de 1967 y la de agosto de 1973. Para fines de calibración también se utilizaron las avenidas de mayo de 1970 y de agosto de 1967. En cada caso, se obtuvieron los hidrogramas correspondientes a estas avenidas para cada una de las estaciones que sirven de fronteras aguas arriba del modelo y para la estación Las Gaviotas, frontera inferior del modelo.

Figura 5.3a Hidrogramas de entrada correspondientes a las avenidas de mayo de 1970 y mayo-agosto de 1967

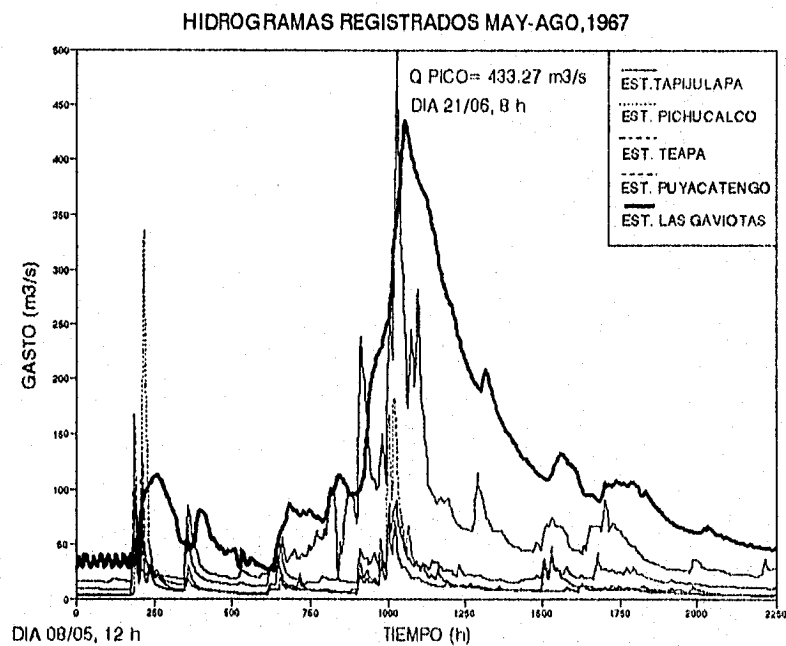
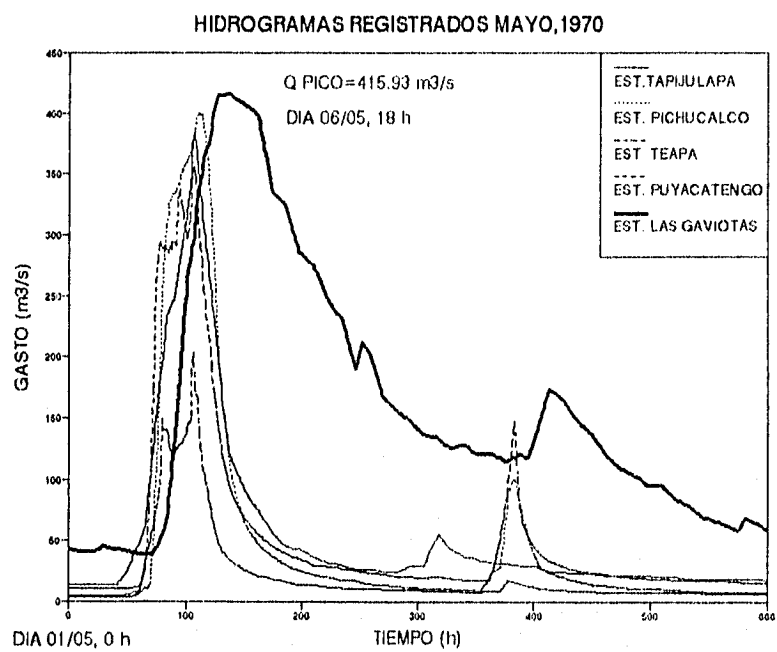
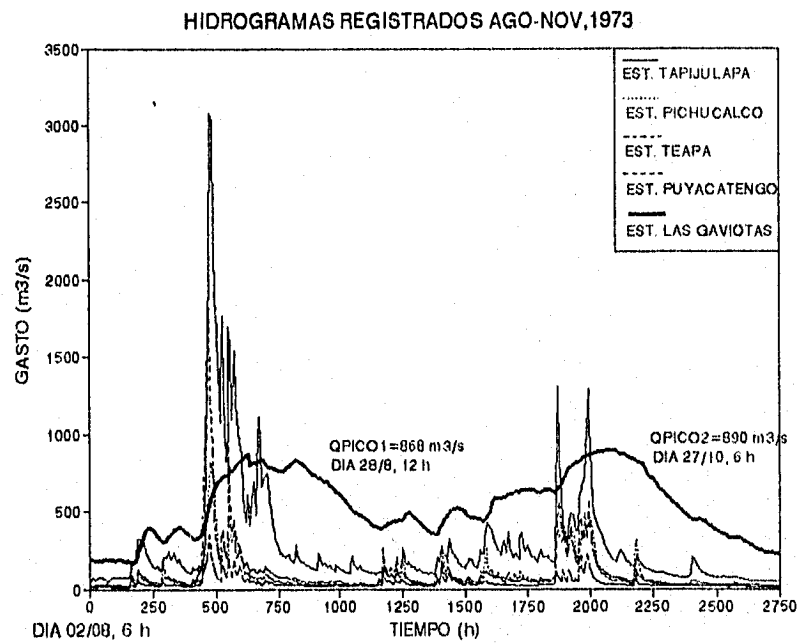
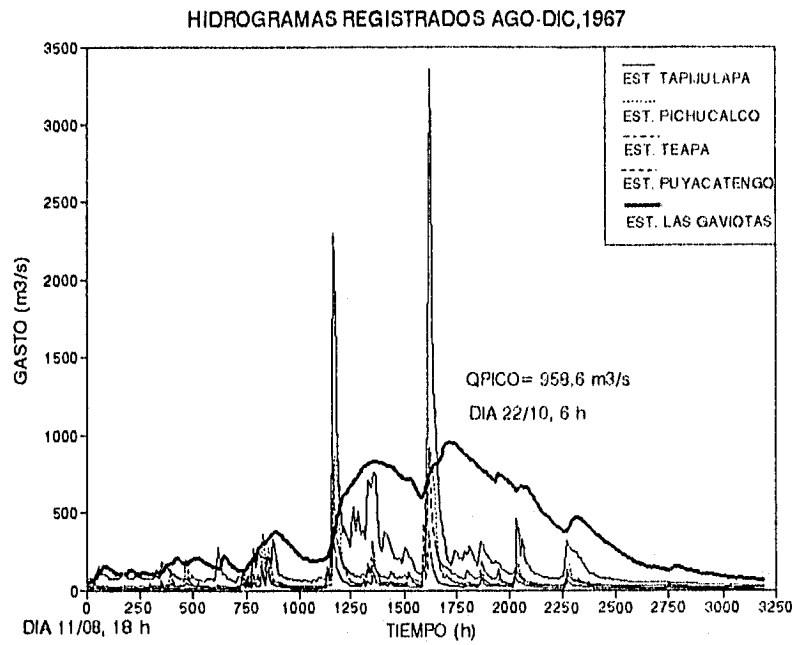




Figura 5.3b Hidrogramas de entrada correspondientes a las avenidas de octubre-diciembre de 1967 y de octubre-noviembre de 1973



### 5.3.1.2 Curvas de gasto

Se obtuvieron las curvas de gasto en la estación Las Gaviotas para el período de registro 1963-1985 y para los años 1967, 1970 y 1973, que corresponden a las avenidas seleccionadas.

Estas curvas se obtuvieron a través de un análisis de regresión no lineal de la forma

$$H = a Q^b + c$$

donde      H            = elevación en la sección  
              Q            = gasto de la sección  
              a, b, c       = parámetros de la curva de gasto

En el cuadro 5.2 se muestran los valores de los parámetros de las curvas de ajuste obtenidos.

Figura 5.4a Curva de gasto en la estación Las Gaviotas para el período 1963-1985

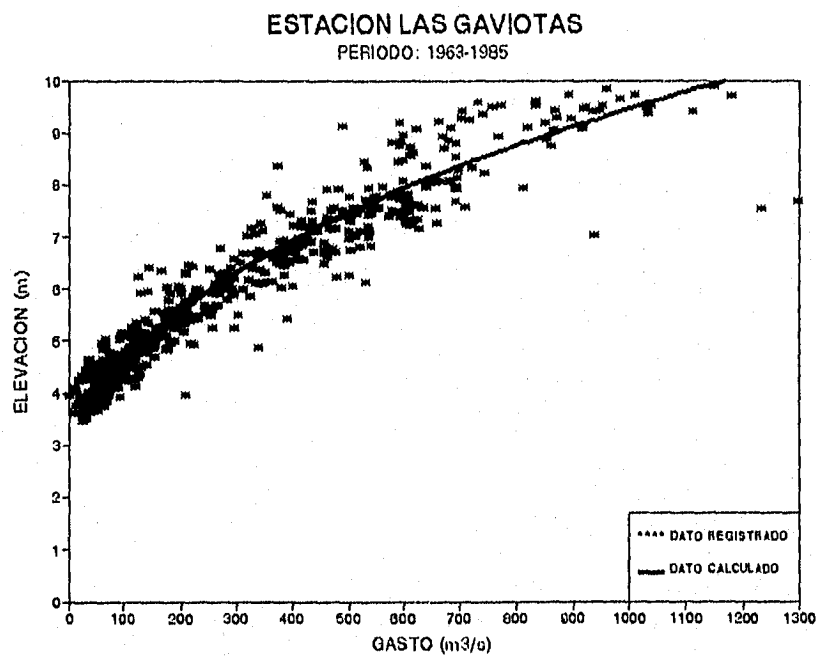


Figura 5.4b Curvas de gasto en la estación Las Gaviotas para los años 1967 y 1970

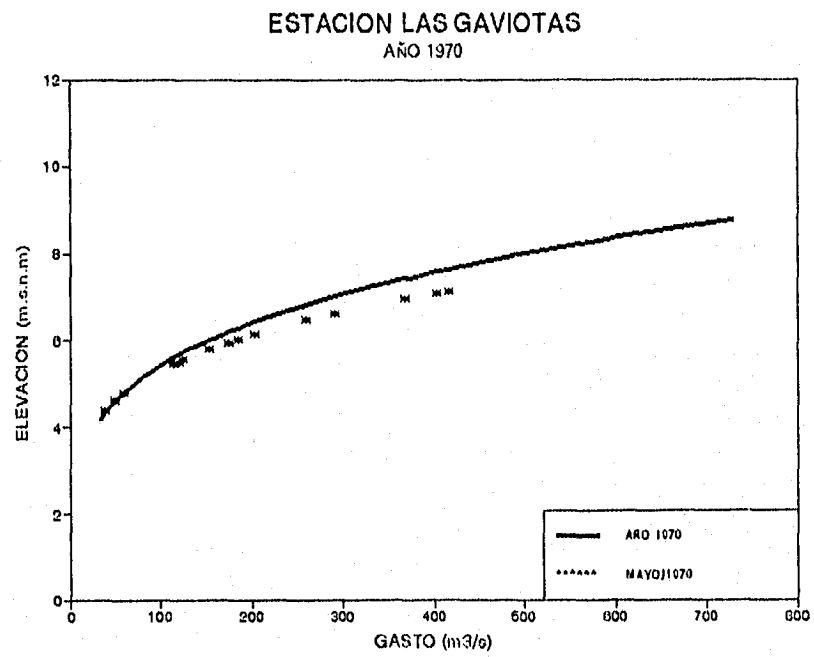
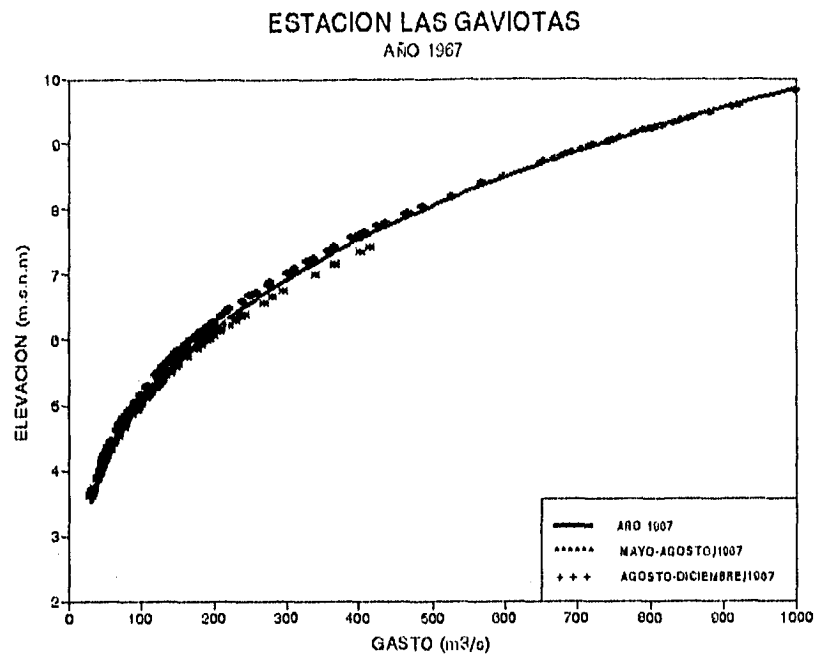
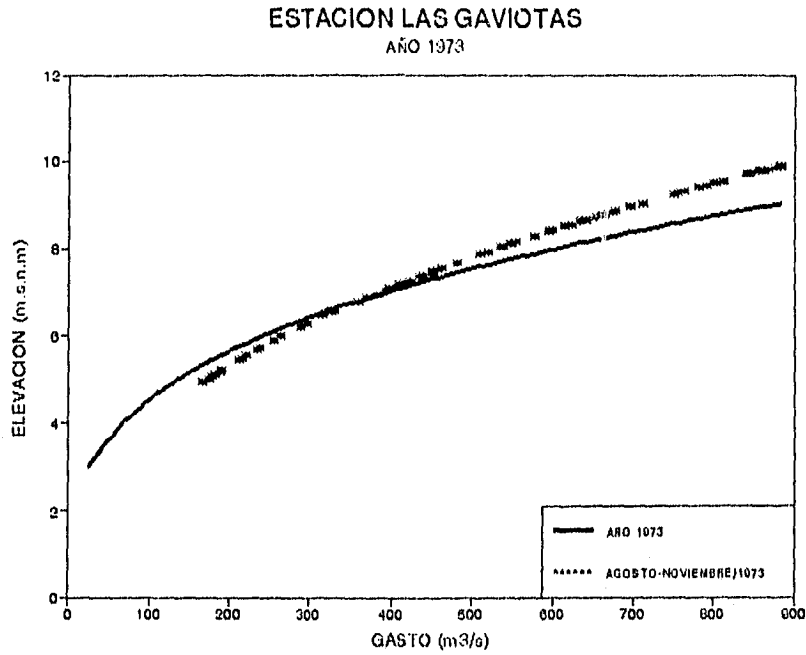


Figura 5.4c Curvas de gasto en la estación Las Gaviotas para el año 1973



Cuadro 5.2 Parámetros de las curvas de ajuste

PERÍODO	$a$	$\beta$	$\rho$
PERÍODO 1963-1985	1.407938	0.2655303	0.8960290
AÑO 1967	1.317859	0.2913115	0.9479543
MAYO-AGOSTO/1967	1.442740	0.2715659	0.9145900
AGOSTO-DICIEMBRE/1967	1.456247	0.2763438	0.9787268
AÑO 1970	1.793533	0.2408130	0.9134601
MAYO/1970	2.037111	0.2080501	0.9202214
AÑO 1973	1.079144	0.3133465	0.9179795
AGOSTO-NOVIEMBRE/1973	0.590459	0.4157769	0.9636139

### 5.3.1.3 Limnogramas registrados

Se obtuvieron los limnogramas registrados en la estación Las Gaviotas II para las avenidas de mayo de 1970, mayo-agosto de 1967, octubre-diciembre de 1967 y agosto de 1973.

Figura 5.5a Limnogramas registrados en la estación Las Gaviotas en mayo de 1970 y mayo-agosto de 1967

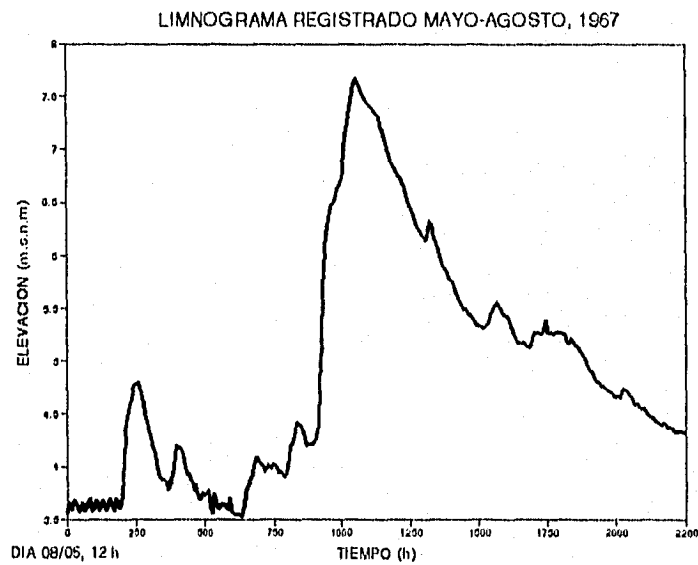
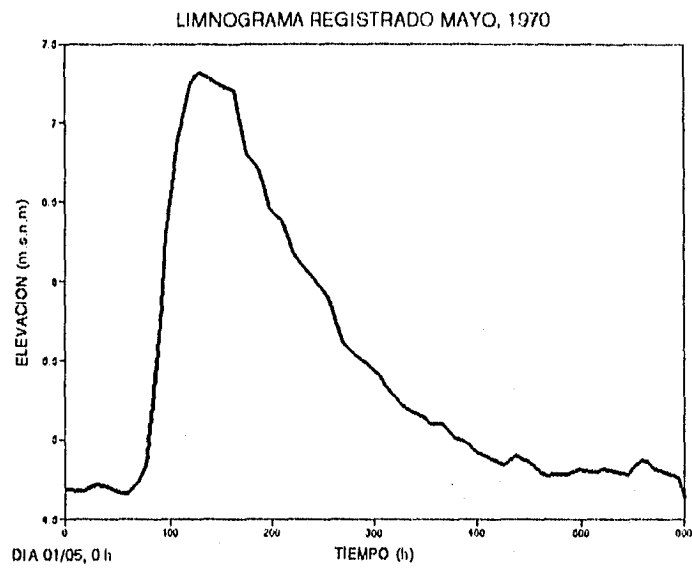
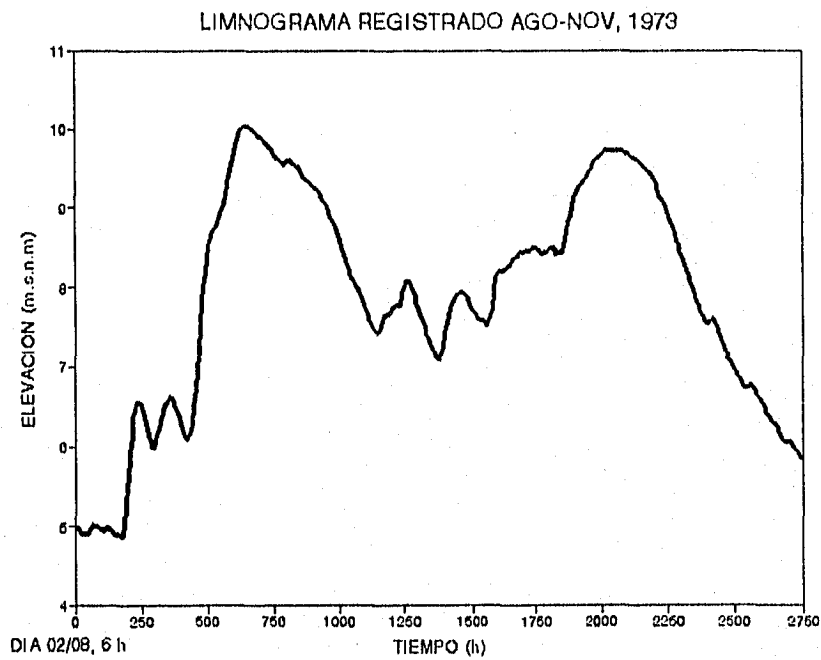
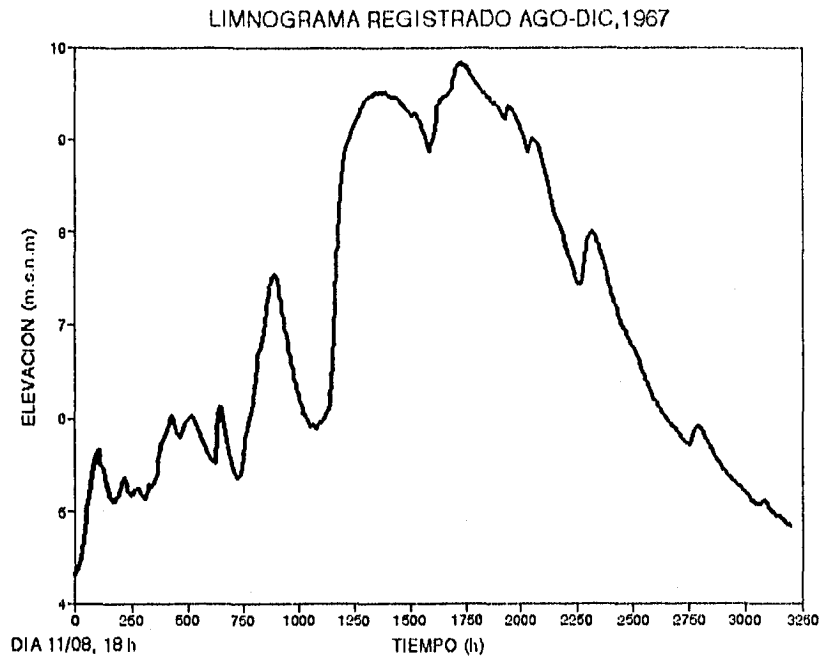


Figura 5.5b Limnogramas registrados en la estación Las Gaviotas en agosto-diciembre de 1967 y agosto-noviembre de 1973



### 5.3.2 Información topográfica

La información topográfica de secciones transversales (véase Anexo 1) con que se cuenta y que se tiene procesada corresponde a:

- 91 km del río Tacotalpa-de La Sierra, desde el cruce del río con la vía del ferrocarril hasta la ciudad de Villahermosa.
- 82 km del río Pichucalco, desde la vía del ferrocarril hasta la confluencia Pichucalco-de la Sierra.
- 31 km del río Teapa, desde la estación hidrométrica Teapa. No se ha efectuado el levantamiento de los 21 km restantes sobre el río Teapa y falta el levantamiento a lo largo del río Puyacatengo. Preliminarmente se usaron las secciones transversales obtenidas del Proyecto Tacotalpa: Estudio Hidrológico y Funcionamiento de Cauces, realizado por la SARH en 1986.

También se cuenta con secciones transversales del río Mezcalapa, desde la presa Peñitas hasta el puente Samaria, así como secciones transversales del río Samaria y 10 km del río Carrizal.

Cuadro 5.3 Información topográfica disponible

RÍO	LONGITUD DEL RÍO (km)	TRAMO LEVANTADO	TRAMO EN PROCESO DE LEVANTAMIENTO (km)	INFORMACIÓN PROCESADA (km)	OBSERVACIÓN
TACOTALPA-DE LA SIERRA	103	91 km, desde la vía del ferrocarril hasta la estación Las Gaviotas	.....	91	Se extrapolaron 3 secciones desde la vía del ferrocarril hasta la estación Tapilulapa
PICHUCALCO	82	82 km, desde la vía del ferrocarril hasta la confluencia del río Tacotalpa	.....	82	
TEAPA *	52	31 km, aguas abajo de la estación Teapa	21	31	* Preliminarmente se ha trabajado con las secciones contratadas en el Estudio y Funcionamiento de Cauces. SARH, 1986
PUYACATENGO *	32	.....	32		
CARRIZAL	10	10 km, desde el puente de Los Mangos hasta la confluencia con el río Grijelva			
MEZCALAPA	95	95 km, desde la presa Peñitas hasta el puente Samaria			

Figura 5.6a Perfiles longitudinales de los ríos Tacotalpa-de La Sierra y Pichucalco

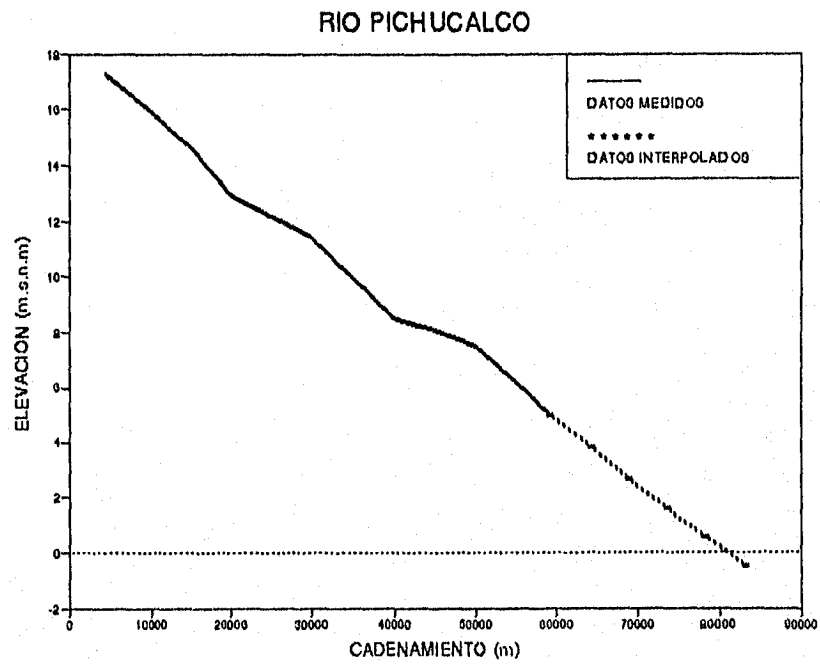
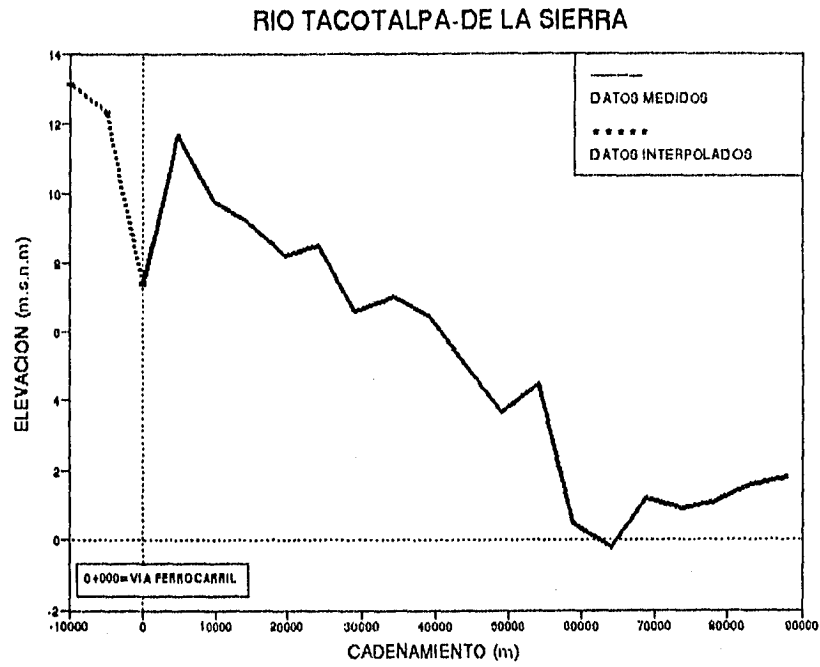
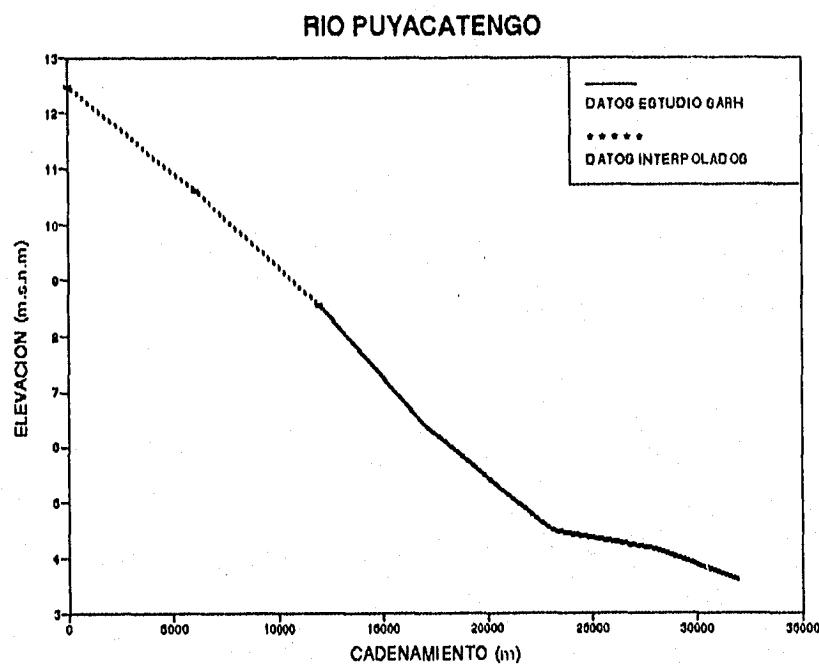
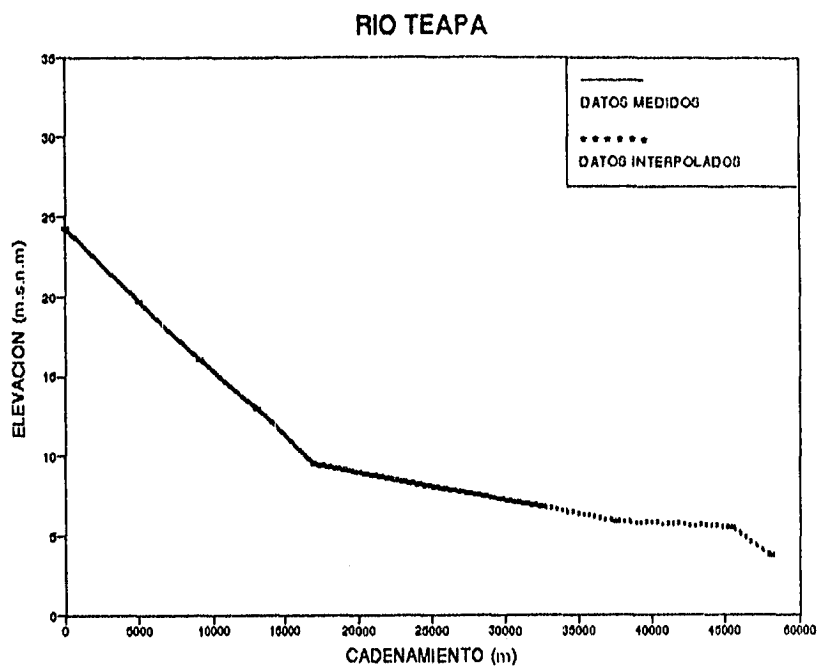




Figura 5.6b Perfiles longitudinales de los ríos Teapa y Puyacatengo



Cuadro 5.4a Características de las secciones transversales de los ríos Tacotalpa-de La Sierra y Pichucalco

RÍO TACOTALPA-DE LA SIERRA									
TRAMO	ANCHO (m)	TALUD INF. DERECHO	TALUD INF. IZQUIERDO	TALUD SUP. DERECHO	TALUD SUP. IZQUIERDO	ELEV. P.I. DERECHO (m.s.n.m)	ELEV. P.I. IZQUIERDO (m.s.n.m)	ELEVACIÓN PLANTILLA (m.s.n.m)	LONGITUD TRAMO (m)
1	54.00	0.84	0.67	2.48	0.90	19.00	19.00	13.15	4900
2	54.00	0.84	0.67	2.48	0.90	18.00	18.00	12.35	4900
3	54.00	0.84	0.67	2.48	0.90	16.95	17.00	7.40	4900
4	76.00	0.97	1.07	1.15	1.48	18.00	18.00	11.70	4900
5	43.50	1.28	1.60	1.33	1.88	18.00	18.00	9.80	4900
6	62.00	0.90	0.42	1.15	0.60	17.00	17.00	9.20	4900
7	63.00	0.55	2.25	0.84	1.33	17.00	15.00	8.20	4900
8	69.00	2.61	1.07	2.25	0.84	13.40	16.00	8.50	4900
9	62.00	0.93	0.70	0.75	0.90	13.00	14.00	6.60	4900
10	63.50	0.84	0.74	1.07	1.07	14.00	15.00	7.00	4900
11	59.00	1.04	1.11	0.60	1.54	12.80	12.80	6.40	4900
12	34.00	2.48	1.60	0.90	0.53	9.10	8.70	5.00	4900
13	39.50	0.73	1.00	0.75	0.62	12.00	12.00	3.70	4900
14	59.50	1.23	0.70	1.00	0.65	11.00	10.00	4.50	4900
15	32.00	1.23	0.53	0.78	0.34	7.80	7.40	0.50	4900
16	61.00	0.81	0.84	1.15	0.58	9.00	9.00	-0.20	4900
17	43.00	0.73	1.43	0.90	0.78	6.80	5.50	1.20	4900
18	51.00	0.97	1.66	0.73	1.88	4.00	4.00	0.90	4900
19	46.00	1.04	0.93	0.78	0.81	7.00	7.00	1.10	4900
20	78.00	1.15	0.19	1.00	0.32	6.00	6.00	1.60	4900
21	83.50	1.23	1.11	0.47	0.62	4.40	4.20	-1.40	4900
22	73.00	0.90	0.87	0.87	1.73	4.30	4.30	-1.47	4900

RÍO PICHUCALCO									
TRAMO	ANCHO (m)	TALUD INF. DERECHO	TALUD INF. IZQUIERDO	TALUD SUP. DERECHO	TALUD SUP. IZQUIERDO	ELEV. P.I. DERECHO (m.s.n.m)	ELEV. P.I. IZQUIERDO (m.s.n.m)	ELEVACIÓN PLANTILLA (m.s.n.m)	LONGITUD TRAMO (m)
23	87.60	1.29	2.13	5.86	4.21	27.87	26.59	17.36	4820
24	66.24	1.02	1.31	4.09	4.14	25.59	26.61	15.57	4820
25	53.97	1.37	2.09	5.42	4.45	26.07	27.01	14.44	4820
26	68.32	1.34	1.37	5.68	5.63	24.57	26.27	13.42	4820
27	31.54	0.89	1.09	4.07	4.43	20.62	20.29	12.00	4820
28	36.83	1.24	1.76	4.29	6.39	21.76	22.07	11.40	4820
29	38.23	0.94	1.59	4.05	4.00	18.93	18.84	10.60	4820
30	37.81	1.41	2.22	3.42	4.91	17.34	16.89	9.40	4820
31	42.22	1.13	1.85	4.28	5.70	15.09	15.59	7.90	4820
32	41.64	1.38	1.47	2.99	3.06	13.66	14.91	7.90	4820
33	24.97	1.96	1.80	4.49	6.11	13.75	13.66	6.30	4820
34	26.32	1.63	2.54	4.38	3.64	13.84	14.12	5.50	4820
35	15.50	1.00	0.58	1.88	0.78	10.34	10.62	3.80	4820
36	44.50	0.38	0.84	0.38	0.84	9.24	9.52	2.70	4820
37	31.50	0.70	1.33	0.70	4.01	8.14	8.42	1.60	4820
38	20.00	0.73	0.32	0.70	0.81	7.14	7.42	0.60	4820
39	46.00	1.54	1.60	3.08	4.01	6.04	6.32	-1.40	4820

Cuadro 5.4b Características de las secciones transversales de los ríos Teapa y Puyacatengo

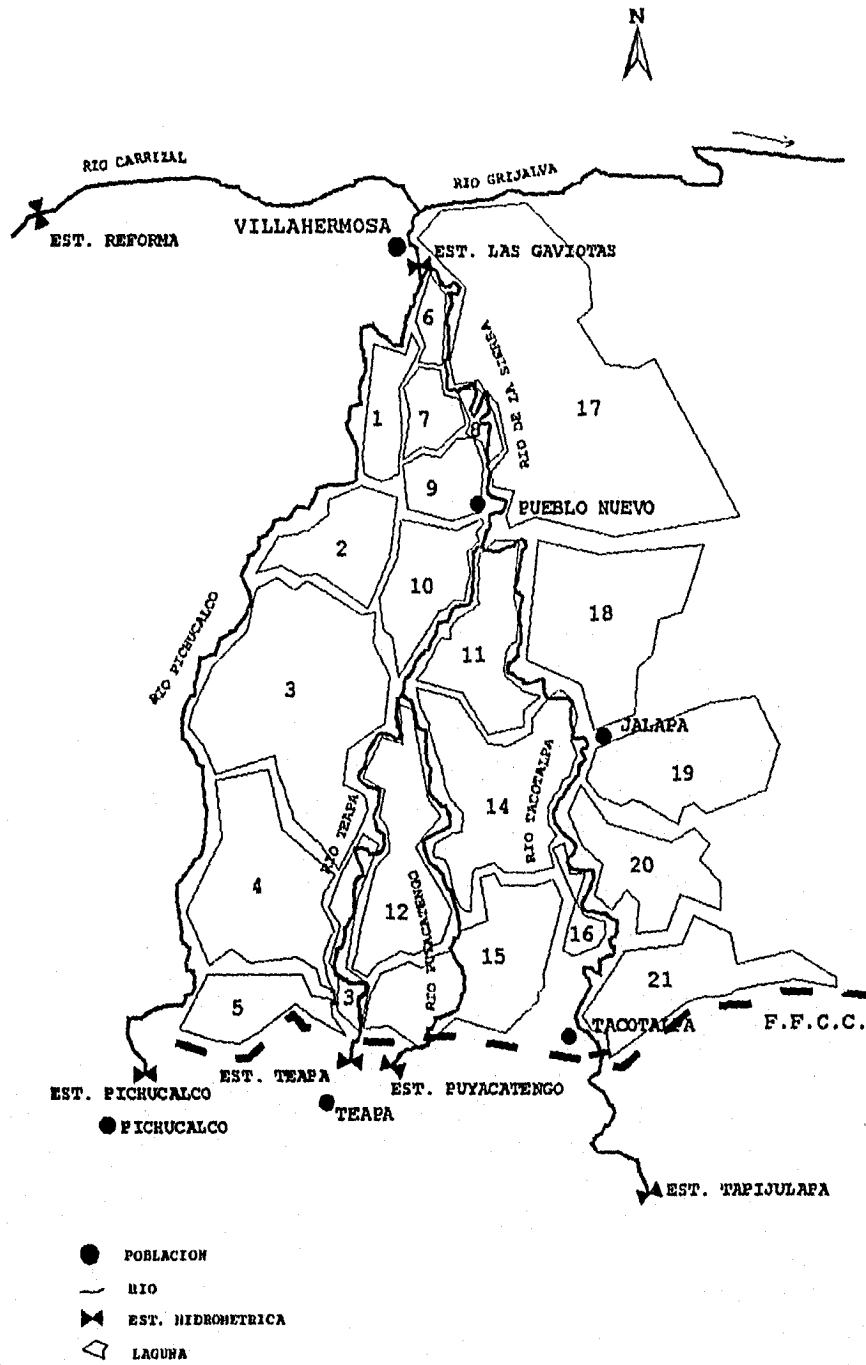
RÍO TEAPA									
TRAMO	ANCHO (m)	TALUD INF. DERECHO	TALUD INF. IZQUIERDO	TALUD SUP. DERECHO	TALUD SUP. IZQUIERDO	ELEV. P.I. DERECHO (m.s.n.m)	ELEV. P.I. IZQUIERDO (m.s.n.m)	ELEVACIÓN PLANTILLA (m.s.n.m)	LONGITUD TRAMO (m)
40	45.60	1.11	0.75	2.05	100.00	29.50	28.50	24.30	4730
41	47.85	1.43	0.75	1.38	2.25	25.12	23.99	19.72	4730
42	50.92	1.60	0.73	0.93	1.19	20.81	19.75	16.06	4730
43	58.00	1.96	0.90	1.43	0.55	16.50	10.70	13.10	4730
44	47.30	4.33	1.00	1.33	0.31	10.70	13.50	9.50	4730
45	33.00	2.90	0.93	1.33	0.73	10.03	12.61	8.68	4730
46	27.07	2.48	0.90	1.19	1.19	9.41	11.81	7.74	4730
47	21.40	0.45	0.84	1.19	1.43	8.30	11.00	6.90	4730
48	31.42	0.67	1.38	1.11	0.45	9.63	8.37	5.58	4730
49	47.00	0.49	2.14	1.54	0.27	10.00	7.00	3.80	4730
50	23.70	0.49	0.93	1.48	4.71	9.00	9.60	0.50	4730
RÍO PUYACATENGO									
TRAMO	ANCHO (m)	TALUD INF. DERECHO	TALUD INF. IZQUIERDO	TALUD SUP. DERECHO	TALUD SUP. IZQUIERDO	ELEV. P.I. DERECHO (m.s.n.m)	ELEV. P.I. IZQUIERDO (m.s.n.m)	ELEVACIÓN PLANTILLA (m.s.n.m)	LONGITUD TRAMO (m)
51	15.00	0.49	1.38	1.54	0.65	19.70	18.90	16.80	4570
52	16.00	0.49	1.38	1.54	0.65	17.80	17.00	13.90	4570
53	12.00	0.49	1.38	1.54	0.65	15.80	14.90	11.85	4570
54	12.80	0.42	0.67	1.48	0.45	14.20	13.30	9.70	4570
55	11.80	0.32	0.32	1.43	1.28	12.24	11.60	7.80	4570
56	17.40	0.34	0.18	1.73	0.84	12.00	10.00	7.45	4570
57	21.60	0.87	0.47	1.04	0.65	9.90	10.50	6.90	4570

### 5.4.3 Lagunas de inundación

La ubicación y caracterización de las lagunas de inundación fue extraída del "Informe final del contrato de estudios para la delimitación de las lagunas de inundación del bajo río Grijalva" cuyo objeto fundamental fue utilizar la topografía de detalles de la zona de estudio para definir las zonas potencialmente inundables. Dentro del trabajo de tesis se realizó una revisión detallada en planos escala 1:5000 de las lagunas definidas en el estudio. Se verificaron los caminos que intervienen para la definición de las fronteras de estas zonas inundables y los puntos probables de conexión entre las zonas inundables o lagunas con los ríos de la cuenca, que son los puntos más bajos del tramo del río unido a la laguna y que en el caso de ocurrir una creciente significativa tienen altas posibilidades de desbordar hacia las lagunas.

En total se definieron 21 lagunas comprendidas entre las márgenes de los ríos Tacotalpa, de La Sierra, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco hasta la planicie de la ciudad de Villahermosa.

Figura 5.7 Representación de las lagunas de inundación



Cuadro 5.5 Información topográfica utilizada en la definición y revisión de las lagunas de inundación

PROYECTO	COMENTARIOS
1 Bajo Tacotalpa.	Existen 97 planos topográficos por método fotogramétrico con escala de 1:5000 y 10 planos escala 1:20000.
2 Margen derecha río Tacotalpa	Existen 3 planos de topografía fotogramétrica escala 1:20000.
3 Río Tacotalpa	Hay 117 planos topográficos escala 1:5000.
4 Teepa	Hay 150 planos de topografía directa, escala 1:5000.
5 Juárez-Reforma	Existen 21 planos de topografía directa y 10 planos de topografía fotogramétrica escala 1:10000.
6 Sanas-Huasteca	Hay 28 planos de topografía directa escala 1:20000.
7 La Isla	Existen 28 planos de topografía directa escala 1:5000.

NOTA: En total fueron 464 cartas topográficas y aéreas de proyectos de temporal tecnificado, material que fue depurado para obtener un total 229 planos.

### Curvas elevación-áreas-volúmenes

De las 21 lagunas de inundación identificadas se obtuvieron curvas área-elevación-volumen (véase Anexo 2). Estas curvas fueron deducidas de las curvas de nivel de los planos topográficos referidos. La obtención de los valores de área y volumen para cada laguna de inundación se hizo a través de la digitalización de las curvas de nivel contenidas en cada una y se utilizó un programa que determina el valor del área y el volumen contenido entre curvas de nivel.

Cuadro 5.6 Características de las lagunas de inundación

NUMERO LAGUNA	ELEVACIÓN MÍNIMA (m)	ELEVACIÓN MÁXIMA (m)	VOLUMEN MÁXIMO (Mm <sup>3</sup> )
1	3	8	44.67
2	5	10	40.50
3	7	15	6390.57
4	11	18	2686.67
5	15	22	948.24
6	3	8	295.13
7	3	8	300.88
8	5	8	77.48
9	3	10	178.29
10	5	13	774.47
11	7	13	1816.57
12	10	15	1177.27
13	16	22	339.29
14	9	15	2989.69
15	14	18	1010.09
16	14	20	316.93
17	3	10	7927.15
18	5	13	2258.77
19	11	15	2023.91
20	13	18	1337.39
21	15	20	1134.23

## **5.5 Adaptación del modelo de tránsito de avenidas**

### **5.5.1 Representación de la llanura de inundación**

Para la aplicación del modelo de tránsito de avenidas por llanuras de inundación se requiere por una parte de la red hidrográfica a usarse, la cual considera dos tipos de elementos deducidos a partir de la información topográfica:

- 1 Tramos de río, definidos por secciones transversales y pendientes del cauce.
- 2 Áreas de inundación confinadas, definidas mediante una función elevación-capacidad.

Las transferencias o intercambios entre los distintos elementos se hacen por medio de funciones de tipo vertedor de cresta ancha, es decir, los gastos intercambiados son función de la elevación del nivel del agua en los dos elementos conectados aguas arriba como aguas abajo de la red.

También se requieren las condiciones de frontera tanto aguas arriba como aguas abajo de la red.

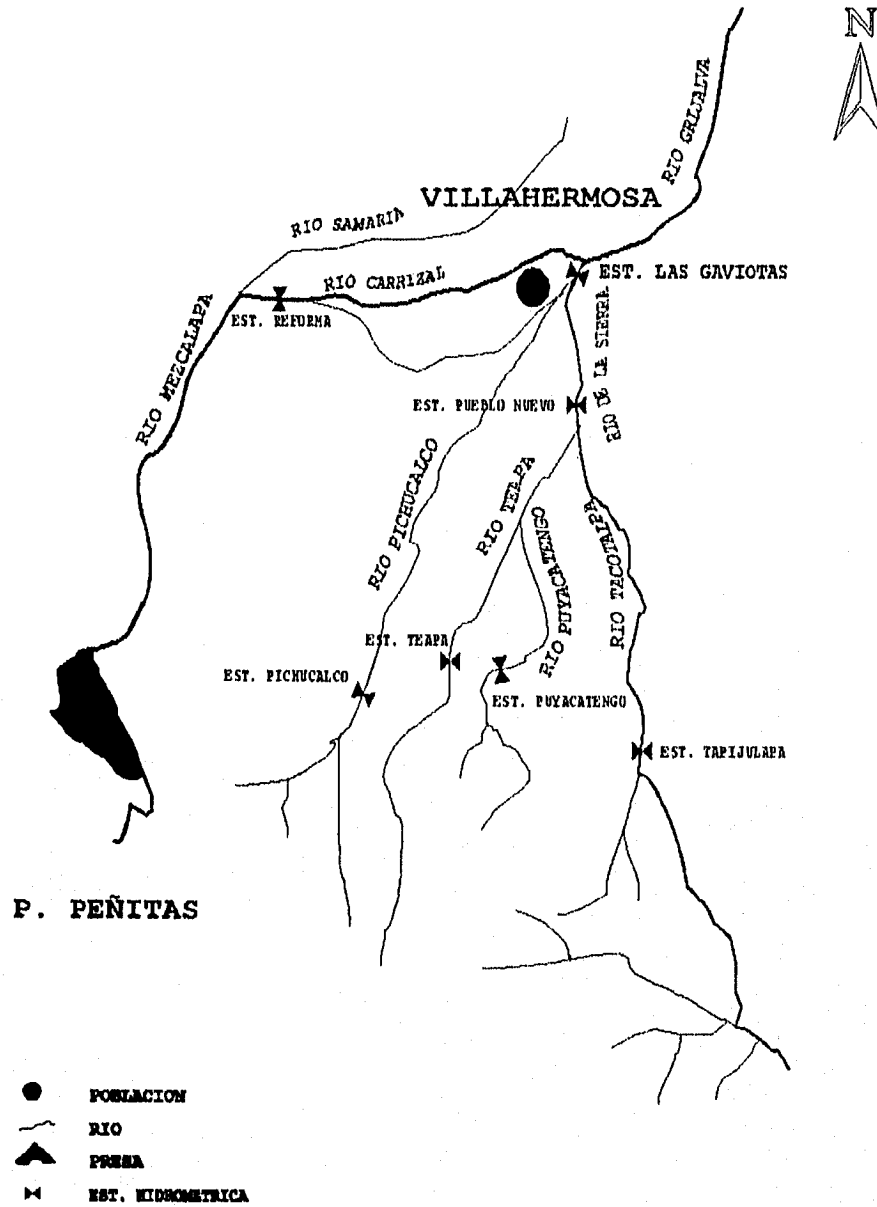
#### **5.5.1.1 Red hidrográfica**

La red hidrográfica se representó por 57 tramos definidos a partir de las secciones transversales y la planimetría de los ríos Tacotalpa, de La Sierra, Pichucalco, Teapa y Puyacatengo considerados en el área de estudio. Estos tramos tienen longitudes comprendidas entre los 4700 y 5000 km. La llanura de inundación se simula mediante áreas potencialmente inundables.

El sistema quedó integrado de la siguiente manera:

- 1 Sobre el río principal, Tacotalpa-de La Sierra, 22 tramos desde la estación hidrométrica Tapijulapa hasta la estación Las Gaviotas.
- 2 En el río Pichucalco, 17 tramos desde la estación hidrométrica Pichucalco (San Joaquín) hasta su confluencia con el río La Sierra.
- 3 En el río Teapa, 11 tramos desde la estación hidrométrica Teapa hasta su conexión con el río Tacotalpa.
- 4 En el río Puyacatengo, 7 tramos desde la estación hidrométrica Puyacatengo hasta su conexión con el río Teapa.

Figura 5.8 Red hidrográfica

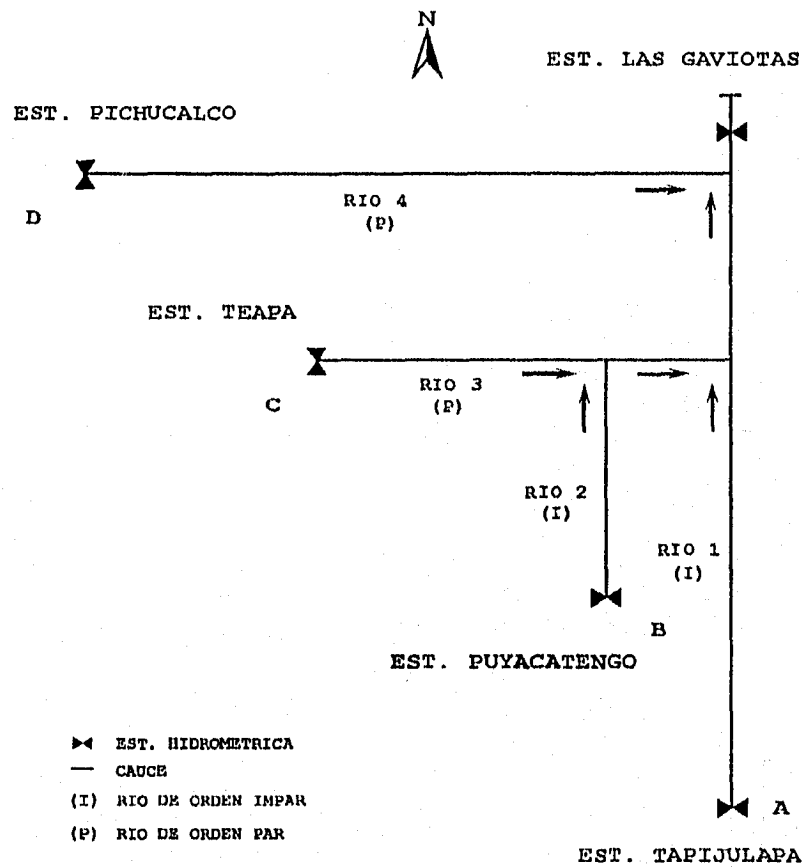


### 5.5.1.2 Ordenamiento de ríos

Para la aplicación del modelo es necesario dar un ordenamiento a los ríos siguiendo la regla siguiente: se le asigna a la corriente principal un orden cualquiera (par o impar) y a las corrientes que confluyen directamente al cauce principal se le denomina con un orden diferente al de la corriente principal. Luego se asigna un orden semejante al de la corriente principal a las corrientes que descargan a su vez en éstas.

De esta manera quedó establecido el orden para el caso en estudio: orden impar, ríos Tacotalpa-de La Sierra y Puyacatengo, orden par, ríos Teapa y Pichucalco.

Figura 5.9 Ordenamiento de ríos





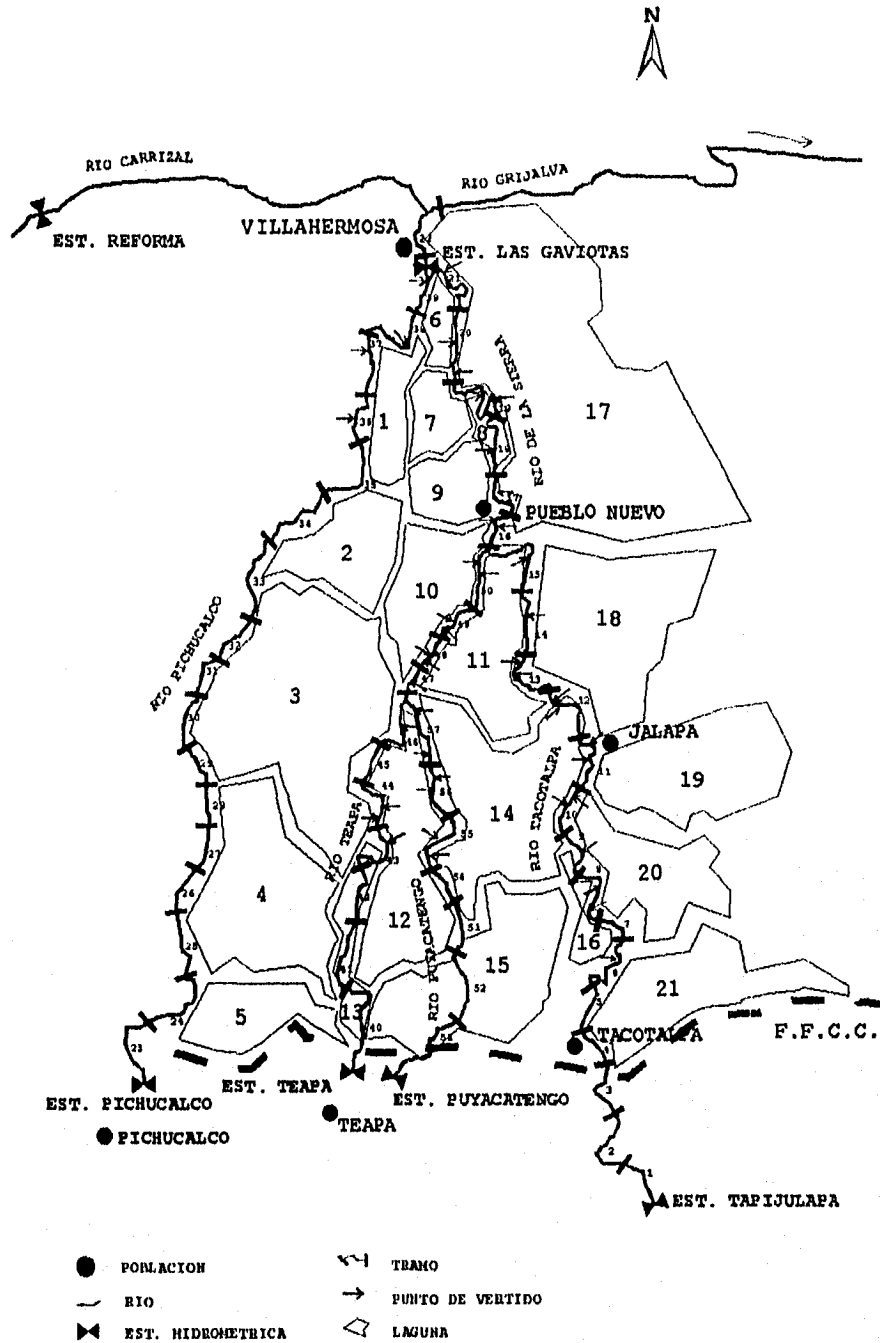
### 5.5.1.3 Localización de tramos vertedores

Del trabajo realizado en gabinete en planos escala 1:5000, se encontraron 82 puntos de vertido. Como el modelo permite por tramo un solo punto de vertido a la derecha y uno a la izquierda, estos puntos se redujeron a 48, de lo que resultan en total 29 tramos vertedores distribuidos de la siguiente manera: 9 tramos en el río Tacotalpa, 6 tramos en el río de la Sierra, 4 tramos en el río Pichucalco, 7 tramos en el río Teapa y 3 en el río Puyacatengo. Algunos de estos vertidos son hacia las dos márgenes del río. Para cada tramo vertedor se obtuvo su elevación de bordo y su longitud de vertido. Los tramos de vertido fueron verificados y adaptados a través de visitas de inspección de campo.

Cuadro 5.7 Interacción entre cauces y lagunas

RÍO	Nº DE TRAMO	MARGEN	Nº LAGUNA	Nº CONEXIONES
TACOTALPA	1 a 5	-----	---	0
	6	Derecha	21	1
	7	-----	---	0
	8	Derecha	20	3
		Izquierda	16	1
	9		14 y 16	3
	10	Derecha	14	1
		Izquierda	14	1
	11	Derecha	14	2
		Izquierda	14	1
	12	Derecha	11 y 14	2
		Izquierda	14	3
	13	Derecha	11	1
		Izquierda	11	2
DE LA SIERRA	14	Izquierda	11	1
	15	Derecha	11	2
	16	Derecha	17	1
		Izquierda	11	1
	17	Izquierda	9	4
	18	Derecha	17	1
	19	Derecha	8	1
		Izquierda	17	1
PICHUCALCO	20	Derecha	17	1
		Izquierda	6 y 7	2
	21	Izquierda	6	2
	22	-----	---	0
	23 a 35	-----	---	0
	36	Derecha	1	3
TEAPA	37	Derecha	1	4
	38	Derecha	1	2
	39	Derecha	1 y 8	4
	40 a 42	-----	---	1
	43	Derecha	12	1
	44	Derecha	12	1
		Izquierda	12	1
	45	-----	---	0
	48	Izquierda	12	1
	47	Derecha	12	1
PUYACATENGO	48	Derecha	11	2
		Izquierda	3	1
	49	Derecha	11	3
		Izquierda	10	1
	50	Derecha	11	1
		Izquierda	11	2
	51 a 54	-----	---	0
55	Derecha	14	2	
	Izquierda	14	1	
56	Derecha	12 y 14	3	
	Izquierda	12	1	
57	Derecha	12 y 14	4	
	Izquierda	12	4	

Figura 5.12 Localización de tramos y puntos vertedores



Cuadro 5.8a Características de los tramos vertedores de los ríos Tacotalpa-de La Sierra y Pichucalco

RÍO TACOTALPA-DE LA SIERRA				
TRAMO	ELEVACIÓN DERECHA (m.s.n.m)	ELEVACIÓN IZQUIERDA (m.s.n.m)	LONGITUD DERECHA (m)	LONGITUD IZQUIERDA (m)
1	0.00 *	0.00 *	0.00 *	0.00 *
2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00
6	18.26	0.00	90.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00
8	14.80	17.78	150.00	80.00
9	0.00	15.84	0.00	165.00
10	15.15	18.02	35.00	35.00
11	14.52	14.20	75.00	60.00
12	12.74	14.17	75.00	100.00
13	13.03	12.75	8.00	30.00
14	0.00	12.40	0.00	25.00
15	10.92	0.00	160.00	0.00
16	10.47	14.25	50.00	20.00
17	0.00	10.00	0.00	205.00
18	9.70	0.00	2000.00	0.00
19	9.40	9.20	600.00	200.00
20	9.20	8.40	1000.00	50.00
21	0.00	8.40	0.00	75.00
22	0.00	0.00	0.00	0.00
RÍO PICHUCALCO				
TRAMO	ELEVACIÓN DERECHA (m.s.n.m)	ELEVACIÓN IZQUIERDA (m.s.n.m)	LONGITUD DERECHA (m)	LONGITUD IZQUIERDA (m)
23	0.00	0.00	0.00	0.00
24	0.00	0.00	0.00	0.00
25	0.00	0.00	0.00	0.00
26	0.00	0.00	0.00	0.00
27	0.00	0.00	0.00	0.00
28	0.00	0.00	0.00	0.00
29	0.00	0.00	0.00	0.00
30	0.00	0.00	0.00	0.00
31	0.00	0.00	0.00	0.00
32	0.00	0.00	0.00	0.00
33	0.00	0.00	0.00	0.00
34	0.00	0.00	0.00	0.00
35	0.00	0.00	0.00	0.00
36	11.29	0.00	210.00	0.00
37	10.19	0.00	60.00	0.00
38	9.19	0.00	60.00	0.00
39	8.09	0.00	190.00	0.00

\* El cero en la elevación y longitud de los vertedores significa que no hay punto de desborde

Cuadro 5.8b Características de los tramos vertedores de los ríos Teapa y Puyacatengo

RÍO TEAPA				
TRAMO	ELEVACIÓN DERECHA (m.s.n.m)	ELEVACIÓN IZQUIERDA (m.s.n.m)	LONGITUD DERECHA (m)	LONGITUD IZQUIERDA (m)
40	0.00 *	0.00 *	0.00 *	0.00 *
41	0.00	0.00	0.00	0.00
42	0.00	0.00	0.00	0.00
43	16.10	0.00	50.00	0.00
44	12.20	12.80	50.00	100.00
45	0.00	0.00	0.00	0.00
46	0.00	10.70	0.00	1300.00
47	9.70	0.00	80.00	0.00
48	9.35	8.87	55.00	50.00
49	9.20	8.50	105.00	300.00
50	7.70	8.70	30.00	56.00
RÍO PUYACATENGO				
TRAMO	ELEVACIÓN DERECHA (m.s.n.m)	ELEVACIÓN IZQUIERDA (m.s.n.m)	LONGITUD DERECHA (m)	LONGITUD IZQUIERDA (m)
51	0.00	0.00	0.00	0.00
52	0.00	0.00	0.00	0.00
53	0.00	0.00	0.00	0.00
54	0.00	0.00	0.00	0.00
55	11.40	9.30	170.00	25.00
56	10.60	10.20	200.00	200.00
57	8.50	9.10	165.00	195.00

\* El cero en la elevación y longitud de los vertedores significa que no hay punto de desborde

## 5.5.2 Condiciones de frontera e iniciales

### 5.5.2.1 Condiciones de frontera

Las condiciones de frontera adoptadas fueron las siguientes:

#### 1 Fronteras aguas arriba: fronteras de gasto conocido

Este tipo de frontera se adoptó en los sitios de los ríos ubicados aguas arriba de la llanura de inundación en donde hay estaciones hidrométricas y en donde se puede conocer el hidrograma de entrada. Son estas las estaciones Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco.

2 Frontera aguas abajo: frontera de gasto conocido.

Esta frontera se utilizó sobre el río Grijalva, ya que en la estación hidrométrica Las Gaviotas se tiene un gasto conocido para una elevación dada (relación elevación-gasto).

#### **5.5.2.2 Condiciones iniciales**

Las condiciones iniciales son los valores de tirante y velocidad en cada tramo del río y los niveles en las lagunas al inicio de la integración del método de solución. En general por razones de estabilidad deberán ser en régimen establecido a lo largo del cauce y las áreas de inundación con cierto nivel de agua. Para alcanzar esta situación inicial es conveniente anteceder el tránsito de avenidas con un período de calentamiento que elimine pequeñas alteraciones numéricas.

En este trabajo las lagunas al inicio se consideraron vacías ya que no existen datos de los niveles de las mismas.

#### **5.5.3 Identificación del área en estudio**

Las dificultades presentadas en gabinete al tratar de delimitar áreas de inundación, zonas bajas en los bordos de los ríos, tramos de unión entre los cauces y las áreas de inundación, caminos secundarios, alcantarillas, bordos de defensa en la planicie de inundación, entre otros, motivaron las visitas de campo para efectuar reconocimientos terrestres, fluviales y aéreos del área en estudio. En total se realizaron tres recorridos (véase el informe fotográfico en el Anexo 3).

El primer recorrido siguió la siguiente trayectoria: el recorrido por tierra partió de la ciudad de Villahermosa hacia el sitio llamado Playas del Rosario, continuando a la población de Alvarado y luego hacia el Jimbal. Seguidamente se continuó hacia la Colonia Agraria, José Morelos y luego a Puyacatengo y Teapa. De regreso de Teapa a Puyacatengo se siguió hacia La Raya y por último a la compuerta SARH. Durante este recorrido se verificaron las conexiones de las lagunas 1, 2, 3, 6, 7, 9, 10, 12, 14, 18, 19 y 21.

El recorrido fluvial se llevó a cabo por las partes bajas de los ríos Pichucalco, Teapa y de La Sierra. El recorrido partió de la rampa ubicada aproximadamente a 200 m aguas abajo del puente Grijalva, hacia el río Pichucalco hasta aproximadamente 2 km del puente Las Mahaguas. En este punto se retornó hacia el río La Sierra en un recorrido aproximado a 10 km. Se verificaron en este recorrido las conexiones de las lagunas 1, 6, 7, 8, 9, 11 y 17.

Durante el recorrido aéreo se sobrevoló desde la zona de los Zapotes, hasta Pueblo

Nuevo de Las Raíces, continuando por la parte este del río de La Sierra. Luego desviamos hacia Pichucalco, pasando por Playas del Rosario y por la zona comprendida entre Teapa y Pichucalco. Por último, sobrevolamos las confluencias de los ríos Pichucalco-de La Sierra y Pichucalco-Mezcalapa. Durante el recorrido también se sobrevolaron las poblaciones de Ixtapan, Jalapa, Tacotalpa y Tapijulapa.

Lo anterior permitió definir en forma más precisa la zona en estudio.

Los otros dos recorridos tuvieron una trayectoria parecida y permitieron afinar información incompleta en el primer recorrido.

#### **5.5.4 Ejecución del modelo de tránsito de avenidas**

Para simular el comportamiento de una avenida en la llanura de inundación del río Grijalva, se alimentó el programa GRIJALVA.FOR con la información descrita anteriormente.

Esta información es la siguiente: se fijó como fronteras aguas arriba la estación hidrométrica Tapijulapa sobre el río Tacotalpa, la estación hidrométrica Pichucalco sobre el río Pichucalco, la estación hidrométrica Teapa sobre el río Teapa y la estación hidrométrica Puyacatengo sobre el río Puyacatengo. Estos puntos constituyen condiciones de frontera de gasto conocido. Aguas abajo, la frontera del modelo es la relación elevación-gasto en la estación Las Gaviotas.

Se consideraron cuatro cauces principales: el río Tacotalpa-de La Sierra, desde la estación hidrométrica Tapijulapa hasta su confluencia con el río Grijalva, con 22 tramos; el río Pichucalco, desde la estación hidrométrica Pichucalco hasta su confluencia con el río La Sierra, con 17 tramos; el río Teapa, desde la estación hidrométrica Teapa hasta su confluencia con el río de La Sierra, con 11 tramos y el río Puyacatengo desde la estación hidrométrica Puyacatengo hasta su confluencia con el río Teapa, con 7 tramos. En total se definieron 57 tramos con longitud variable entre 4.7 a 5.0 km.

La llanura de inundación está simulada por 21 áreas potencialmente inundables comprendidas en las márgenes de los ríos, desde las estaciones hidrométricas hasta la planicie de la ciudad de Villahermosa. Cada una de las lagunas está representada con curvas elevación -área-volumen.

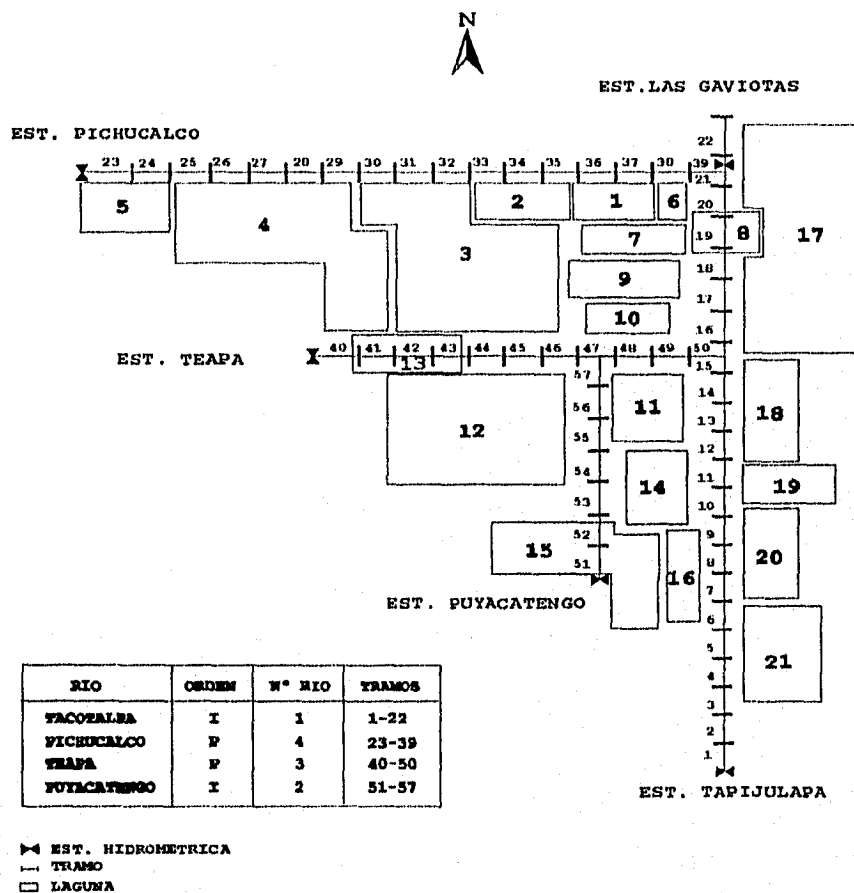
El total de tramos vertedores fue de 29 distribuidos de la siguiente manera: 9 tramos en el río Tacotalpa, 6 tramos en el río de La Sierra, 4 en el río Pichucalco, 7 tramos en el río Teapa y 3 en el río Puyacatengo.

Las avenidas usadas en la calibración y simulación fueron las de mayo de 1970, mayo-agosto de 1967, agosto-diciembre de 1967 y agosto-noviembre de 1973.

Una vez alimentados los archivos de entrada del modelo, se realizó la simulación. Los niveles y gastos que se simularon corresponden a la estación Las Gaviotas (tramo N° 21 de la red hidrográfica), ya que contaba con datos confiables que permitieran la calibración.

En la figura 5.11 se muestra la localización de las áreas de inundación y los tramos en que se dividió la red hidrográfica.

Figura 5.11 Esquema del modelo de simulación



## 5.6 Calibración del modelo

Con objeto de verificar el grado de confiabilidad del modelo se realizó la calibración. Para este propósito, es necesario conocer la evolución de los niveles y gastos en diferentes puntos del río y áreas de inundación, así como las condiciones de frontera y reproducir correctamente las condiciones iniciales. Los parámetros de calibración son el coeficiente de rugosidad en los tramos, la elevación y la longitud o ancho de los vertedores.

Para la calibración del modelo de tránsito de avenidas en la cuenca baja del Grijalva existen ciertas limitantes: sólo se conocen los niveles y gastos en la estación Las Gaviotas, y no existe un registro de niveles en las lagunas de inundación. Tomando en cuenta estas restricciones y con la información disponible, se procedió a ajustar los parámetros del modelo a fin de simular lo mejor posible los limnogramas de las avenidas seleccionadas.

En primer lugar, se ajustó el coeficiente de Manning. Para esto se seleccionó la avenida de mayo de 1970 con un gasto pico de  $415.9 \text{ m}^3/\text{s}$  a partir de la cual se realizó la primera calibración del modelo.

En segundo lugar, se calibró la elevación de los vertedores para lo cual se utilizó la avenida de mayo-agosto de 1967 con un gasto pico de  $433.3 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Por último, con la avenida de agosto-diciembre de 1967 con un gasto pico de  $958.6 \text{ m}^3/\text{s}$  y la avenida de agosto-noviembre de 1973 con un gasto pico de  $890 \text{ m}^3/\text{s}$  se ajustó nuevamente la elevación de los vertedores y seguidamente su longitud o ancho.

### 5.6.1 Resultados

En las figuras 5.12a a 5.12d se presentan los limnogramas e hidrogramas reproducidos por el modelo en la estación Las Gaviotas para las avenidas de mayo de 1970, mayo-agosto de 1967, agosto-diciembre de 1967 y agosto-noviembre de 1973.

Al estudiar los limnogramas simulados se observa lo siguiente:

- 1 La reproducción en la forma del limnograma es precisa tanto en la rama de ascenso como en la descenso.
- 2 En la rama de descenso se aprecia que la disminución de la elevación del nivel de la superficie libre del río simulada es más rápida que la del prototipo. Esto



posiblemente se deba a que no se han reproducido con suficiente aproximación los retornos del flujo de las lagunas hacia el río o a que no se está considerando el efecto de remanso del río Carrizal.

En los hidrogramas simulados se obtuvo:

- 1 La evolución gradual del gasto a lo largo de los tramos del río y
- 2 Poco amortiguamiento del pico de los hidrogramas, lo cual podría deberse a que no se ha reproducido correctamente la transferencia hacia las lagunas.

Durante la calibración del modelo, se pudo observar que:

- El coeficiente de Manning obtenido fue de 0.098. La calibración podría mejorar entre mayor y mejor sea la información sobre las características topográficas y físicas y sobre inundaciones ocurridas en la región.
- En el hidrograma se simula bien el gasto de la recesión, sin embargo no pasa lo mismo con el limnograma. Es posible que esto se deba a que la curva elevación-gasto utilizada en la simulación sea diferente a la usada para calcular el hidrograma registrado.
- Fue necesario usar períodos de avenidas muy largos que abarcaran prácticamente desde el inicio de la temporada de lluvias y de esta manera poder considerar las lagunas vacías como una condición inicial de la calibración.
- El mecanismo de transferencia entre ríos y lagunas se trata como si fuera un vertedor de cresta ancha, lo cual es una aproximación del proceso real.
- Las avenidas que se están simulando corresponden al período de años comprendido entre 1967 y 1973, en cambio los levantamientos topográficos son del año 1992. No hay ningún factor de corrección para este efecto.
- Las secciones transversales usadas en el modelo fueron levantadas en épocas de estiaje, de modo que al ocurrir la avenida e incrementarse las velocidades, se origina un arrastre de fondo del río que puede cambiar las secciones. El modelo no simula el arrastre de fondo.
- La información topográfica que se utilizó para la definición de las lagunas de inundación proviene de diferentes proyectos los cuales están referidos a diferentes bancos de nivel. La homologación de esta información no ha sido completada con éxito.

## **NOTA**

Los resultados obtenidos durante la simulación en la cuenca baja del río Grijalva se anexan en disquet, el cual además incluye el programa utilizado para realizar el tránsito de avenidas codificado en Lenguaje Fortran, los datos de entrada y los limnogramas registrados.

Estos archivos se denominan de la siguiente forma:

**GRIJAL.FOR:** Contiene el programa utilizado para realizar el tránsito de avenidas codificado en Lenguaje Fortran.

**GRIJAL.EXE:** Contiene el programa ejecutable.

**GRIJAL N°.DAT:** Contiene los datos de entrada para cada una de las avenidas estudiadas.

**GRIJAL N°. REG:** Contiene el limnograma registrado en la estación Las Gaviotas para cada una de las avenidas estudiadas.

**GRIJAL N°. SIM:** Contiene el limnograma simulado en la estación Las Gaviotas para cada una de las avenidas estudiadas.

En cada caso, los números indican:

- Nº 1: Avenida de mayo de 1970
- Nº 2: Avenida de mayo-agosto de 1967
- Nº 3: Avenida de agosto-diciembre de 1967
- Nº 4: Avenida de agosto-noviembre de 1973

Figura 5.12a Resultados del modelo en la estación las Gaviotas para la avenida de mayo de 1970

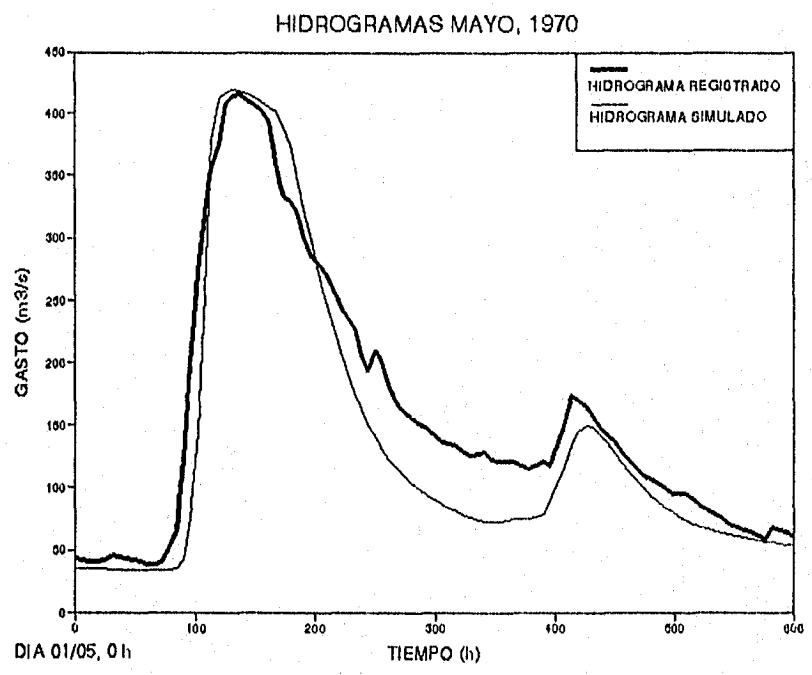
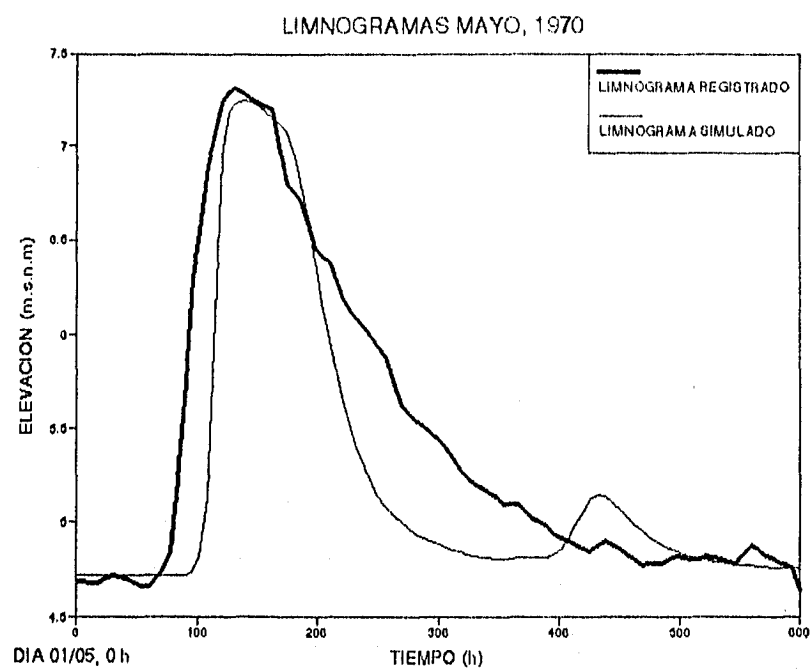


Figura 5.12b Resultados del modelo en la estación las Gaviotas para la avenida de mayo-agosto de 1967

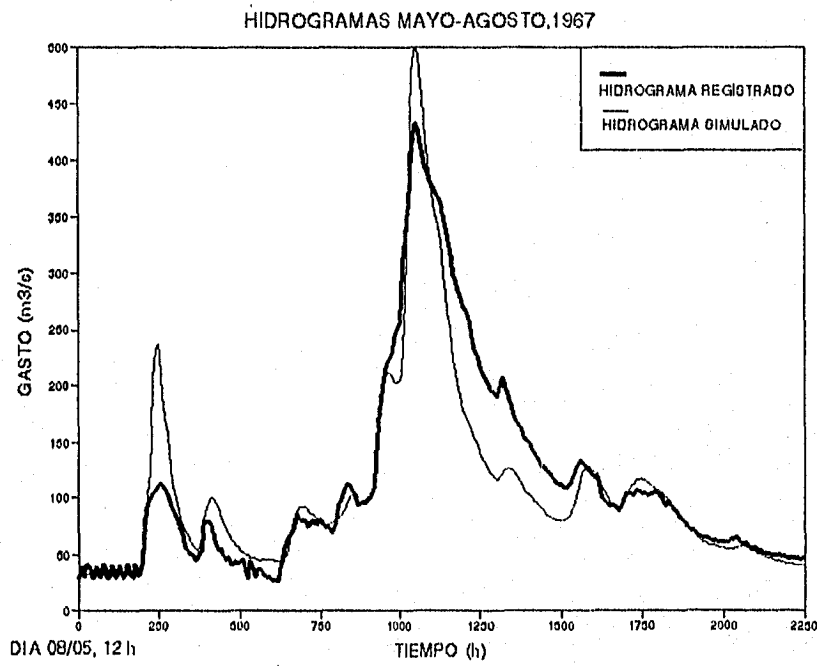
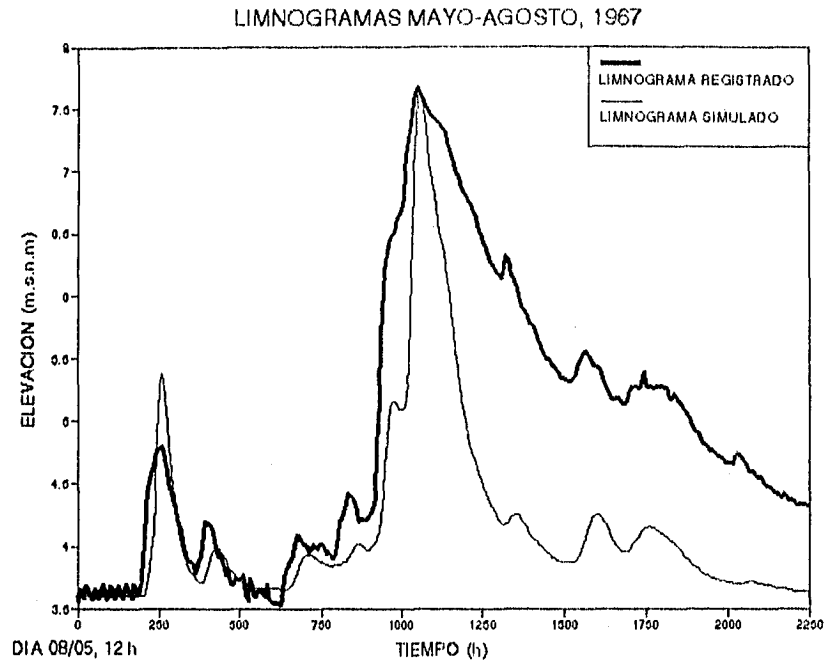


Figura 5.12c Resultados del modelo en la estación las Gaviotas para la avenida de agosto-diciembre de 1967

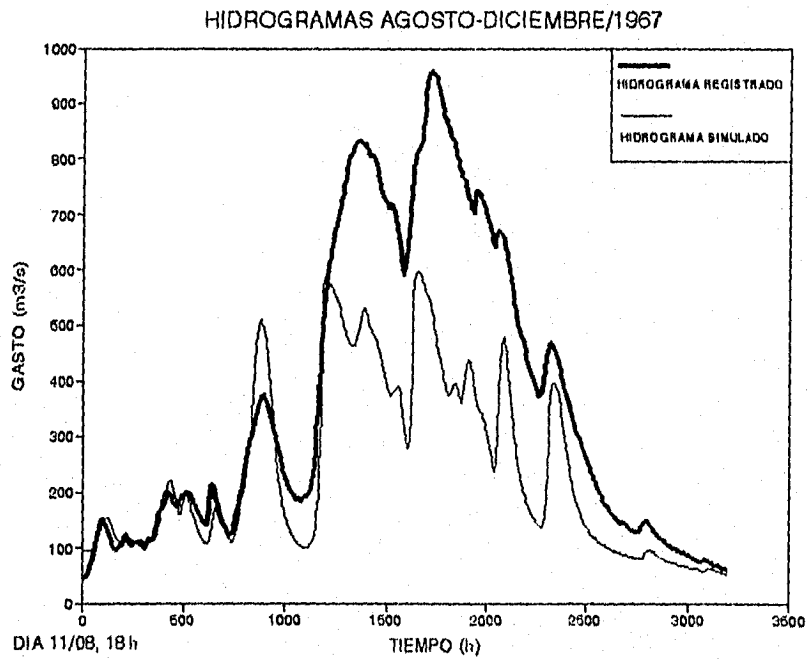
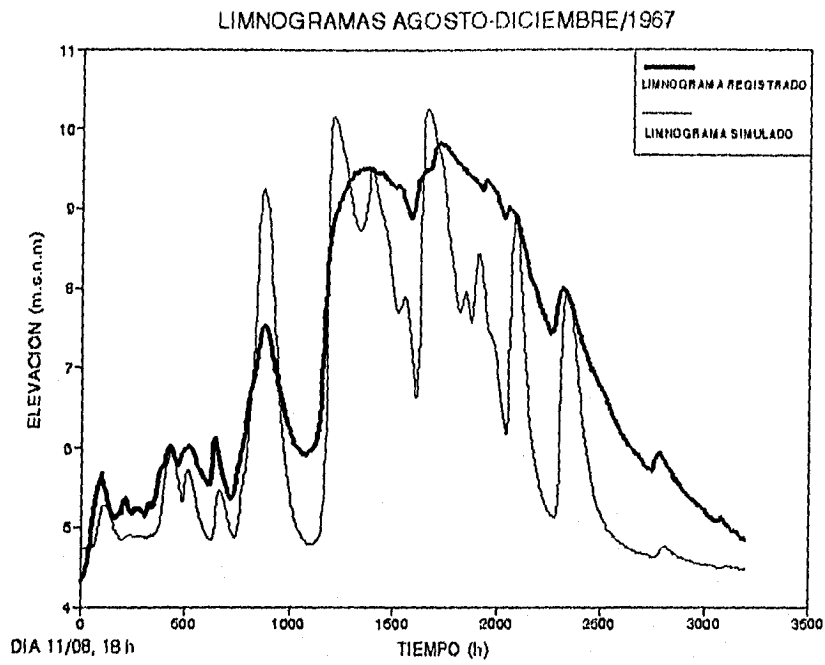
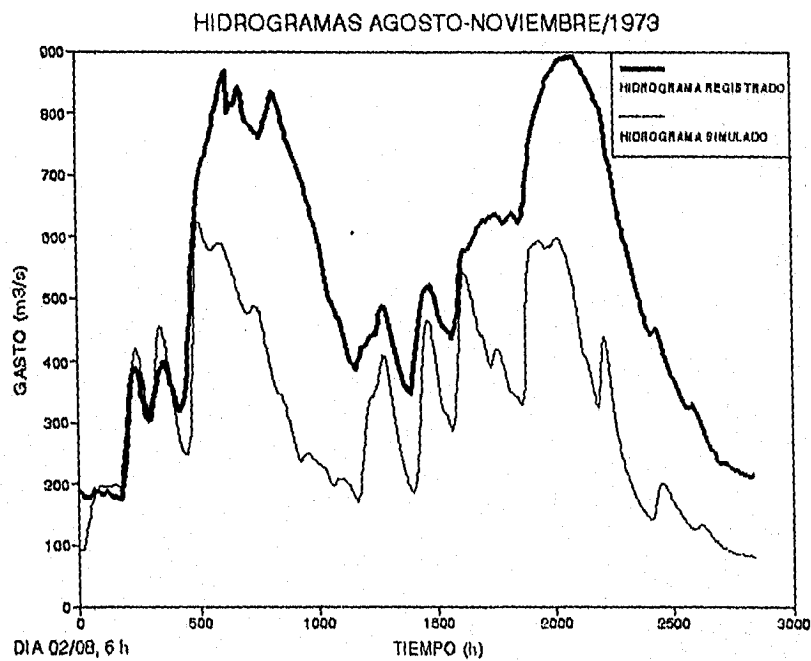
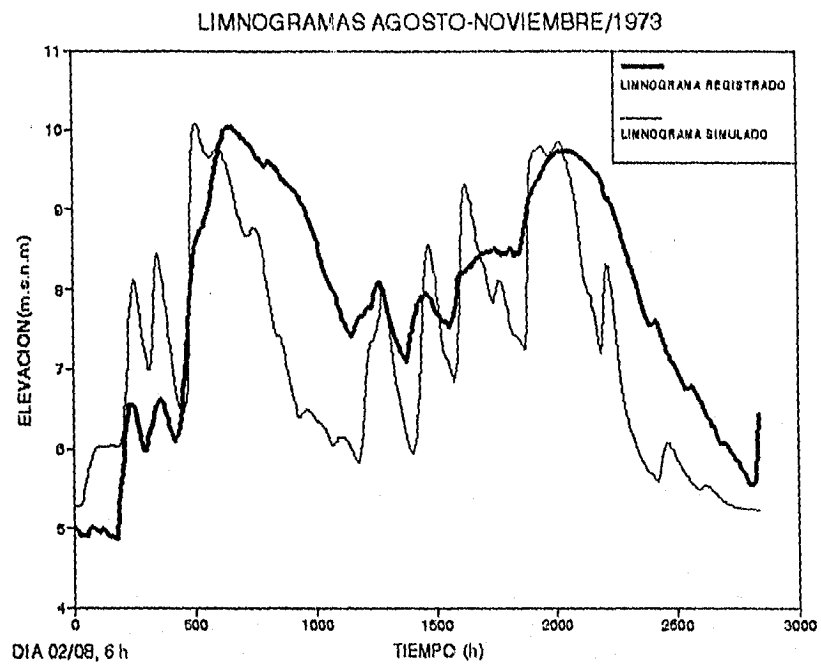


Figura 5.12d Resultados del modelo en la estación las Gaviotas para la avenida de agosto-noviembre de 1973

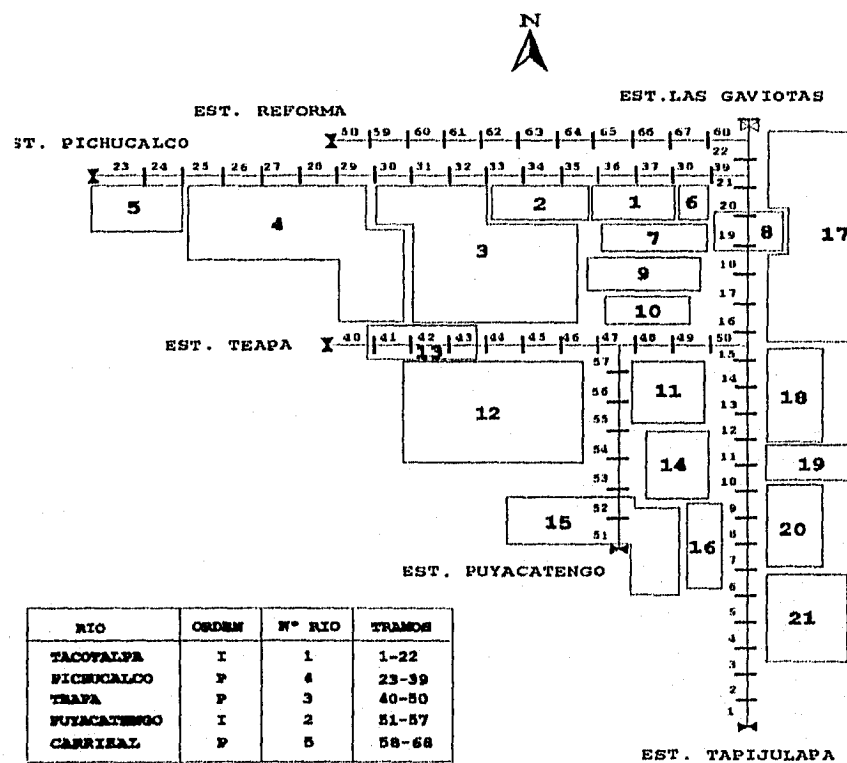


## 6 EFECTO DE REMANSO DEL RÍO CARRIZAL EN LA ESTACIÓN LAS GAVIOTAS

Partiendo de los resultados obtenidos al simular el comportamiento del río en la estación Las Gaviotas y, en particular, por las diferencias halladas en la curva de descenso de limnogramas e hidrogramas entre modelo y prototipo, y con objeto de tener una idea aproximada, se realizó en forma preliminar un estudio del efecto del río Carrizal en los niveles del río Grijalva.

Para esto, a la red hidrográfica definida anteriormente se le sumó un quinto río, el Carrizal, el cual se conectó en el tramo N° 22. En este caso el total de tramos de la red es de 68. El río Carrizal abarca 11 tramos comprendidos desde el tramo 58 al 68.

Figura 6.1 Esquema modificado del modelo de simulación



Por consiguiente, se consideró una nueva frontera aguas arriba, la estación hidrométrica Reforma sobre el río Carrizal, situada a 55 km aguas arriba de la confluencia con el río Grijalva. Como sólo se cuenta con el levantamiento topográfico de 10 km del río Carrizal antes de su conexión con el río Grijalva, se definió en base a estos la topografía faltante en una longitud de 45 km.

Para fijar la condición de frontera aguas abajo, fue necesario considerar la misma relación elevación-gasto en la estación Las Gaviotas, sólo que en este caso, desplazada hacia aguas abajo de la confluencia del río Carrizal. Se hizo esta suposición ya que en esta parte del río no existen registros de niveles. Además, la distancia hasta este último punto alcanza apenas 7 km y de escasa pendiente.

El número de lagunas se mantuvo igual que en el caso anterior (21 lagunas).

En la figura 6.1 se muestran las modificaciones en el sistema y en la figura 6.2 los hidrogramas de entrada incluyendo la estación Reforma.

Bajo las condiciones anteriores se realizaron nuevas simulaciones para reproducir los niveles en la estación Las Gaviotas.

### **Resultados de la simulación**

En la simulación se mantuvieron los mismos parámetros de calibración fijados anteriormente y se reprodujo el comportamiento del sistema río-laguna para las avenidas de agosto-diciembre de 1967 y de agosto-noviembre de 1973.

De los limnogramas simulados (véase las figuras 6.3 y 6.4) se observa que:

- 1 La forma del limnograma se reproduce consistentemente sin desfases respecto a la real.
- 2 La elevación del nivel de la superficie libre del río mejora razonablemente, aproximándose a la real.

De los hidrogramas simulados se obtuvo:

- 1 La reproducción en la forma del hidrograma es muy buena.
- 2 No hay amortiguamiento de los picos, lo cual podría deberse a que no se están considerando lagunas ni puntos de vertido a lo largo del río Carrizal.
- 3 Los gastos simulados en la rama de descenso hidrograma se aproximan más a la real.



## **NOTA**

Los resultados obtenidos en este capítulo, así como el programa modificado para realizar el tránsito de avenidas codificado en Lenguaje Fortran, los datos de entrada y los limnogramas registrados se encuentran en el disquet anexo.

La denominación de los archivos es la siguiente:

**CARRIZ.FOR:** Contiene el programa modificado para realizar el tránsito de avenidas codificado en Lenguaje Fortran.

**CARRIZ.EXE:** Contiene el programa ejecutable.

**CARRIZ N°.DAT:** Contiene los datos de entrada para cada una de las avenidas estudiadas.

**CARRIZ N°. REG:** Contiene el limnograma registrado en la estación Las Gaviotas para cada una de las avenidas estudiadas.

**CARRIZ N°. SIM:** Contiene el limnograma simulado en la estación Las Gaviotas para cada una de las avenidas estudiadas.

En cada caso, los números indican:

- Nº 1: Avenida de agosto-diciembre de 1967
- Nº 2: Avenida de agosto-noviembre de 1973

Figura 6.2 Hidrogramas de entrada correspondientes a las avenidas de agosto-diciembre de 1967 y agosto-noviembre 1973

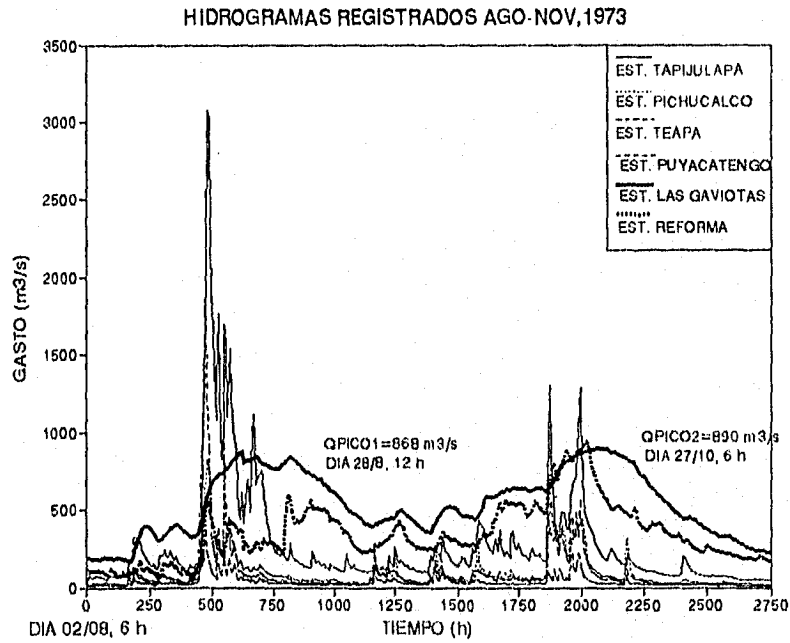
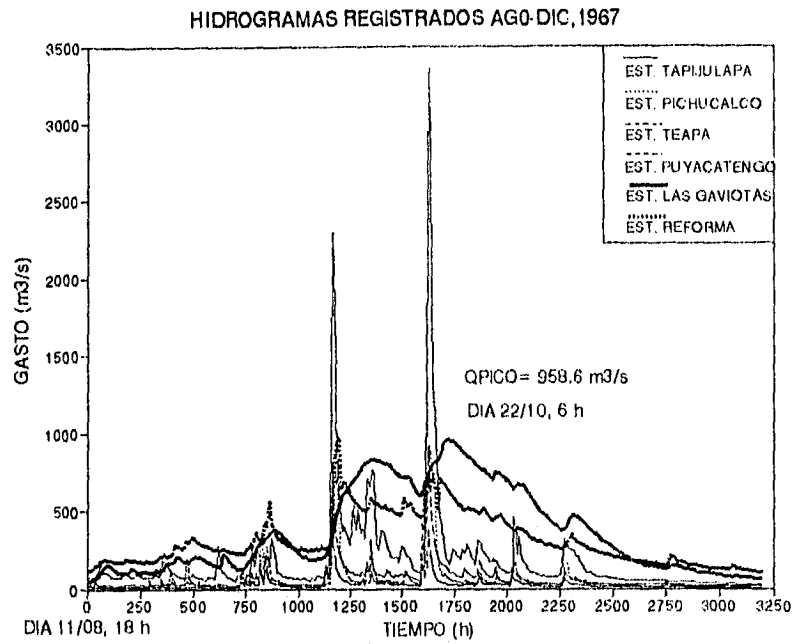


Figura 6.3a Resultados del modelo en la estación las Gaviotas para la avenida de agosto-diciembre de 1967

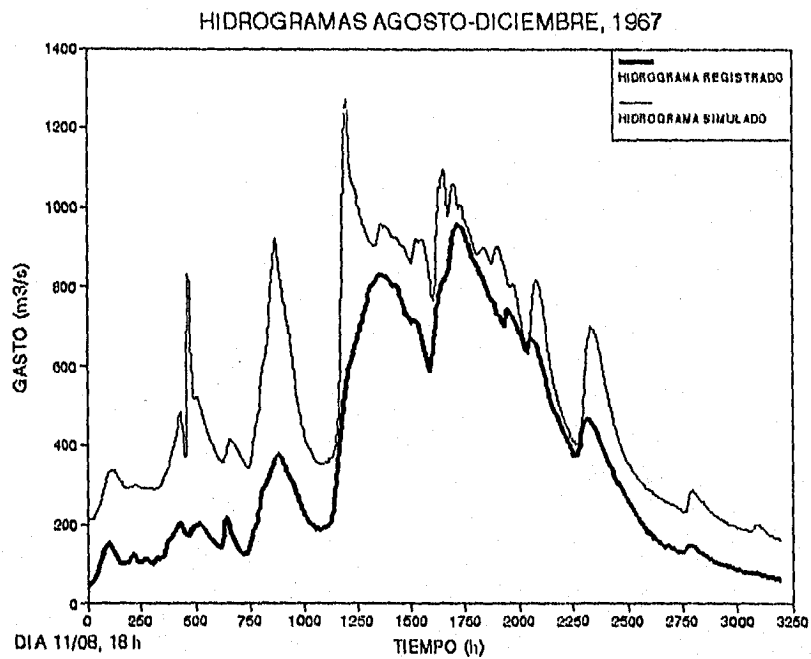
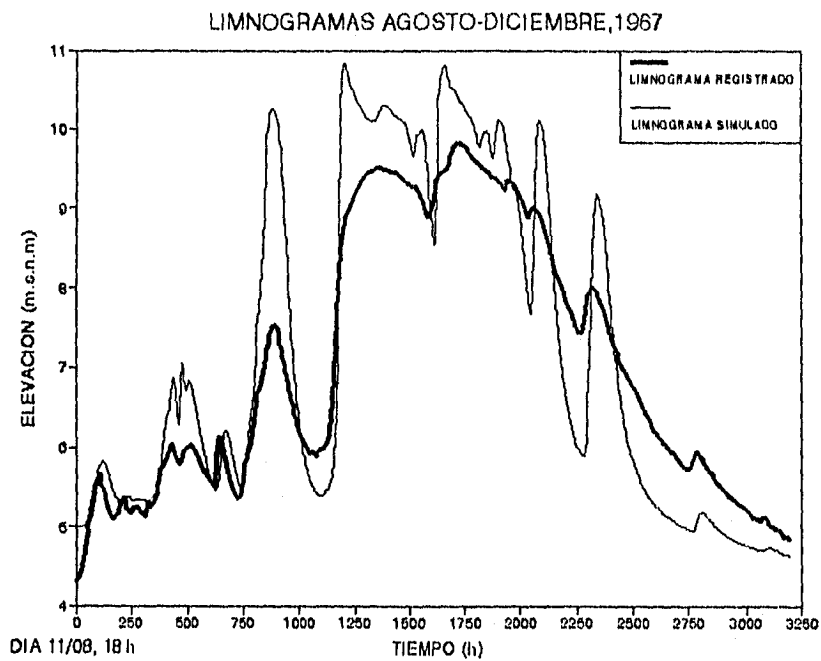
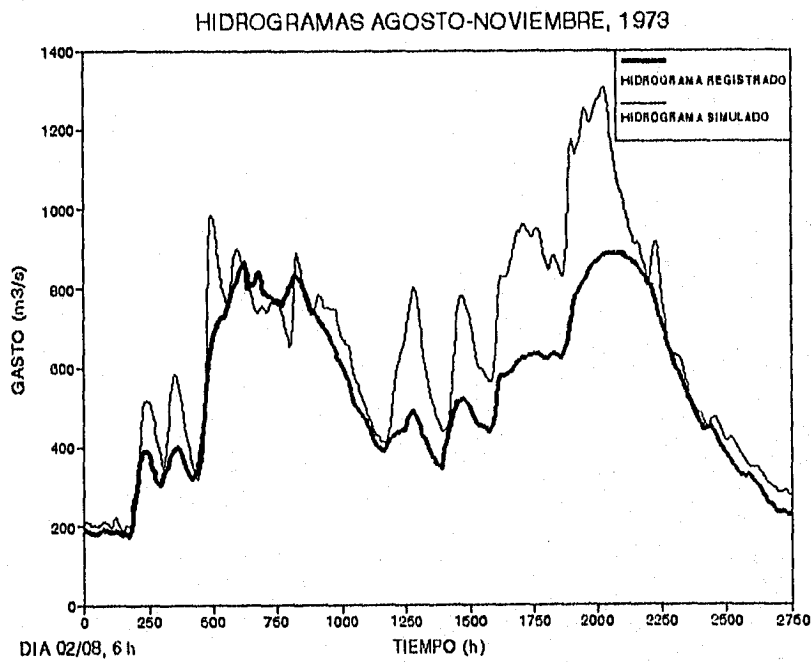
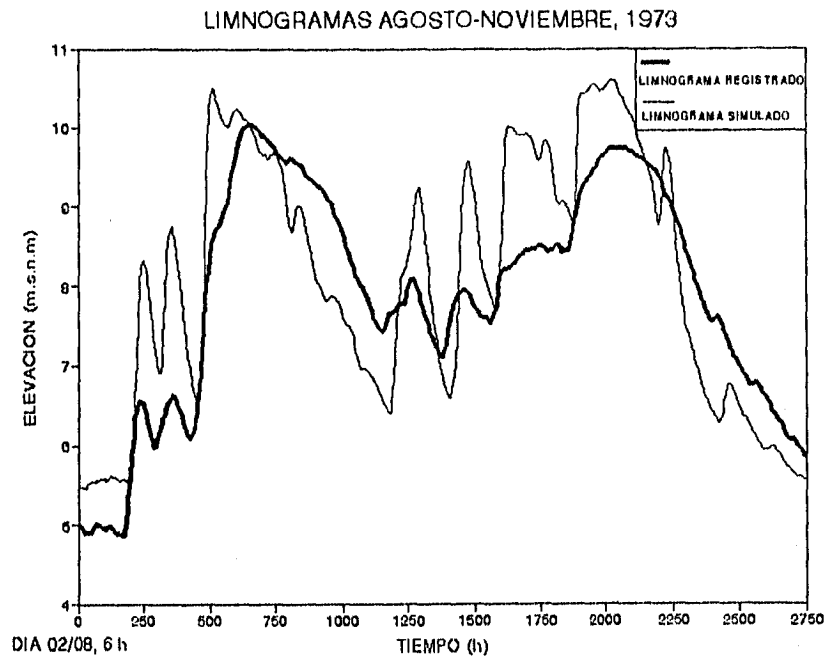


Figura 6.3b Resultados del modelo en la estación las Gaviotas para la avenida de agosto-noviembre de 1973



## 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para establecer las conclusiones de este trabajo es necesario recordar que los objetivos del mismo consistieron en estimar las avenidas de diseño en las estaciones Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco y adaptar y calibrar el modelo de tránsito de avenidas en planicies de inundación en la cuenca baja del río Grijalva.

De este modo, se llevó a cabo una serie de acciones tendientes a lograr las dos metas propuestas.

En primer lugar, se recopiló de la información hidrométrica y topográfica.

En segundo lugar, se procedió a efectuar la descripción general de las metodologías a usarse. Asimismo, se continuó con la aplicación de dichas metodologías en el caso concreto que nos ocupa.

En tercer lugar, se realizó la calibración, proceso para determinar objetivamente el grado de confiabilidad del modelo, el cual fue muy laborioso ya que son varios los factores y parámetros que se utilizan para obtener resultados satisfactorios.

Precisamente, de este arduo esfuerzo de adaptación del modelo de tránsito de avenidas en planicies de inundación a la cuenca baja del río Grijalva, se llegó al resultado fundamental de que el modelo reproduce la forma de los limnogramas e hidrogramas de manera consistente, sin desfaseamiento con respecto al prototipo, aun cuando se observa poco amortiguamiento de los picos, lo cual podría deberse a que no se ha reproducido correctamente la transferencia hacia las lagunas.

Por otra parte, se estimó la magnitud de las avenidas para el período de retorno de 50, 100, 200 y 500 años en las estaciones de Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco, utilizando las funciones de distribución Log-Pearson tipo III, Gumbel simple y Gumbel dos poblaciones, concluyendo que en general la función Gumbel dos poblaciones se apega mejor a los datos de las estaciones Tapijulapa y Teapa y la función Gumbel simple a los datos de las estaciones Puyacatengo y Pichucalco.

El modelo de tránsito de avenidas en planicies de inundación utilizado por este trabajo en la cuenca baja del río Grijalva es, en este sentido, el más adecuado para reproducir la etapa de llenado y vaciado de la planicie, del terreno cubierto por la inundación y la duración de ésta. Por tal motivo, constituye una herramienta fundamental ya que permite realizar estudios hidráulicos en la planicie involucrando las conexiones del río con las lagunas bajo las condiciones de frontera definida.

De esta manera, el modelo puede ser usado en el planteamiento de soluciones integrales para la protección contra inundaciones, así como incluirse dentro de un sistema de predicción de avenidas.

Las principales recomendaciones que se derivan de esta tesis a fin de mejorar la calibración del modelo son las siguientes:

- 1 Realizar los levantamientos topográficos de los 20 km faltantes del río Teapa y de 32 km del río Puyacatengo.
- 2 Realizar el levantamiento topográfico del río Carrizal en toda su longitud, a fin de incluirla en el modelo.
- 3 Identificar y delimitar las zonas inundables ubicadas a ambas márgenes del río Carrizal.
- 4 Detectar los puntos de conexión entre el río Carrizal y las lagunas de conexión que se delimiten.
- 5 Incorporar a la brevedad posible un mayor número de escalas tanto a lo largo de los ríos como en las principales zonas inundables.
- 6 Instalar la estación hidrométrica aguas abajo de la confluencia de los ríos Carrizal y Grijalva.
- 7 Realizar una campaña de mediciones de niveles de inundación para las avenidas que se presenten en el próximo período de lluvia.
- 8 Actualizar la información archivada en el CD-HIDRO para así disponer de mayor información hidrométrica procesada que permita considerar nuevas avenidas en la calibración del modelo.
- 9 Efectuar la homologación de los niveles de referencia de los planos topográficos usados para la definición de las lagunas de inundación.

Finalmente, sólo me resta mencionar que esta tesis permitió obtener una valiosa información con respecto a la calibración del modelo. Sin embargo, resultaría conveniente continuar con estos estudios a fin de que, más adelante, se esté en condiciones de elaborar un plan integral de protección contra inundaciones en esta zona tan importante para el país.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 AGUILERA, Víctor, ESPINOZA N., Luis, "*Tránsito de avenidas en la cuenca del río Pánuco*", México, SARH, CPNH, 1980.
- 2 APARICIO M., Francisco J., "*Fundamentos de hidrología de superficie*", Edit. Limusa, México, 1992.
- 3 COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD, "*Manual de diseño de obras civiles, escurrimiento a superficie libre*", Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, 1980.
- 4 CONSULTORES, S. A., "*Recomendaciones para el diseño y revisión de estructuras para el control de avenidas*", Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, México, 1978.
- 5 CRUICKSHANK, Carlos, "*Modelos para el tránsito de avenidas en cauces con llanuras de inundación*", México, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1974.
- 6 ESPINOZA N., Luis, APARICIO M., J., MAGAÑA Z., J., "*Modelos de avenidas del bajo río Grijalva*", Morelos, México, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 1994.
- 7 GONZÁLEZ, PEDRO A., "*Los ríos de Tabasco*", Consejo Editorial del Gobierno del Estado de Tabasco, México, 1981
- 8 GONZÁLEZ V., F., "*Contribución al análisis de frecuencias de valores extremos de los gastos máximos en un río*", Universidad Nacional Autónoma de México, México, 1970.
- 9 GUMBEL, E. J., "*Statistics of extremes*", Columbia University Press, U.S.A, 1958.
- 10 HAAN, C. T., "*Statistical methods in hydrology*", The Iowa St. Univ. Press, 1977.
- 11 INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA, GEOGRAFÍA E INFORMÁTICA, "*Síntesis geográfica, nomenclátor y anexo cartográfico del estado de Tabasco*", México, 1986.
- 12 INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA, GEOGRAFÍA E INFORMÁTICA, "*Tabulados básicos, resultados definitivos. XI Censo general de población y*

*vivienda*", 1990, México, 1990.

- 13 KITE, G., "*Frequency and risk analyses in hydrology*", Water resources publications, U.S.A., 4ta edición, 1988.
- 14 LINSLEY R., KOHLER M., PAULHUS J., "*Applied hydrology*", Edit. Mc Graw-Hill Book Compañy, INC., Estados Unidos de América, 1era edición, 1949.
- 15 LINSLEY R., KOHLER M., PAULHUS J., "*Hidrología para ingenieros*", Edit. Mc Graw-Hill Latinoamericana, S.A, Bogotá, Colombia, 2da edición, 1977.
- 16 NORIEGA, José S., "*Control y aprovechamiento del Grijalva*", Estudio preliminar, Edit. Casa Porras, México, 1947.
- 17 PROYECTOS, ESTUDIOS Y CONSULTORÍA, S.A. de C.V., "*Informe final del contrato de estudios para la delimitación de las lagunas de inundación del bajo río Grijalva*", Morelos, México, 1994.
- 18 RAUDKIVI, A. "*Hydrology an advanced introduction to hydrological processes and modelling*", Pergamon Press, University of Duckland, New Zeland, 1era edición, 1979.
- 19 REMENIERAS, G., "*Tratado de hidrología aplicada*", Editores técnicos asociados, S. A., Barcelona, España, 1971.
- 20 SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS, "*Clasificación de la cuenca del río Grijalva, zona de Villahermosa*", México, 1980.
- 21 SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS, "*Presas construidas en México*", México, 1969.
- 22 SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS, Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica, "*Control de avenidas en el delta del río Grijalva*", Informe parcial del estudio, México, 1978.
- 23 SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS, Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica, "*Evaluación de daños causados por inundaciones y perturbaciones atmosféricas en la República Mexicana*", México, 1973.
- 24 SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS, Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica, "*Manual de diseño de obras fluviales para la protección contra inundaciones*", Tomo VIII, México.



- 25 SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS. Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica, *"Manual para la estimación de avenidas máximas en cuencas y presas pequeñas"*, México, 1982.
- 26 SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS. Comisión del río Grijalva, *"Estudio (preliminar) de planeación regional de la cuenca del río Grijalva"*, Dirección de estudios y proyectos, México, 1982.
- 27 SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS, COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD, *"Grandes presas de México"*, México, 1976
- 28 SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS, INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA, *"Estudio hidrológico y funcionamiento de cauces"*, Proyecto Tacotalpa, México, 1986.
- 29 SECRETARIA DE GOBERNACIÓN Y GOBIERNO DEL ESTADO DE TABASCO, *"Los municipios de Tabasco"*, Colección: enciclopedia de los municipios de Tabasco, 1era edición, México, 1987.
- 30 SECRETARIA DE RECURSOS HIDRÁULICOS, *"Desarrollo de la cuenca Grijalva-Usumacinta"*, Décima novena serie de mesas redondas, Comisión del río Grijalva, Ediciones del Instituto Mexicano de Recursos Naturales Renovables, A.C, México, D.F., 1976.
- 31 SECRETARIA DE RECURSOS HIDRÁULICOS, *"Boletín hidrológico N° 38, Regiones hidrológicas N° 30 (Grijalva-Usumacinta), N° 31 (Yucatán Oeste), N° 32 (Yucatán Norte) y N° 33 (Yucatán Este)"*, Tomos I, II y III, México, D.F., 1971.
- 32 SECRETARIA DE RECURSOS HIDRÁULICOS, *"Boletín hidrológico N° 38, Regiones hidrológicas N° 30 (Grijalva-Usumacinta), N° 31 (Yucatán Oeste), N° 32 (Yucatán Norte) y N° 33 (Yucatán Este)"*, Tomos IV y VI, México, D.F., 1975.
- 33 TAMAYO, Jorge, *"Datos para la república mexicana"*, Instituto Panamericano de Geografía e Historia, Publicación N° 84 , México, D.F., 1946.
- 34 URIAS M., Adolfo, ESPINOZA N., Luis, RAMÍREZ R., Humberto, RUIZ Q., Carlos, MAYA A., José, *"Modelo matemático de tránsito de avenidas para la cuenca baja del río Papaloapan"*, México, SARH, CPNH, 1983.
- 35 UNIVERSIDAD JUÁREZ AUTÓNOMA DE TABASCO Y COMISIÓN DEL PLAN NACIONAL HIDRÁULICO, *"Proyecto cauce de alivio Samaria-Golfo de México"*,

México, 1981.

- 36 VIESSMAN, W., LEWIS, G., KNAPP, J., *"Introduction to hidrology"*, Harper & Row, Publisher, N.Y, 3era edición, 1989.
- 37 WATER RESOURCES COUNCIL, Hydrology committee, "Guidelines for determining flood flow frequency", Bulletin Nº 17 A, Washington, D.C, 1977.
- 38 WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION, *"Guide to hidrometeorological practices"*, Geneva, Switzerland, 2da edición, 1970.
- 39 WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION, *"Hydrology of disasters"*, Proceeding of the technical conference, Geneva, 1988.

## APÉNDICES

## APÉNDICE A Modelo de Tránsito de Avenidas en Planicies de Inundación

### A.1 Ecuaciones básicas

El modelo matemático usado para el tránsito de avenidas en cauces con planicies de inundación se basa en las ecuaciones diferenciales de flujo no establecido o fundamentales en la hidráulica: la ecuación de conservación de masa (continuidad) y la de cantidad de movimiento (impulso), expresadas respectivamente como:

$$\frac{\partial}{\partial x} (VA) + T \frac{\partial y}{\partial t} + q = 0 \quad (\text{A.1})$$

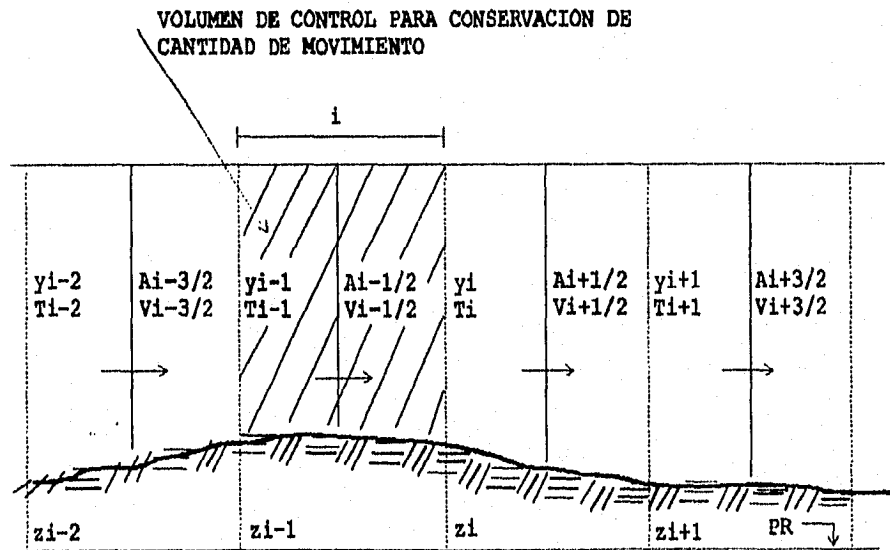
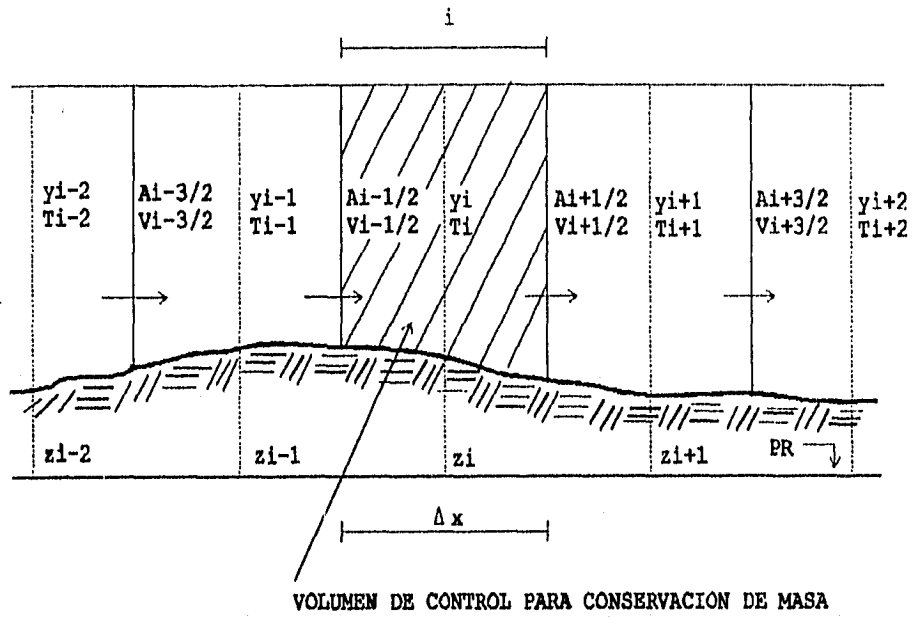
$$g \frac{\partial y}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + g \frac{\partial z}{\partial x} + g Sf = 0 \quad (\text{A.2})$$

donde:

V	velocidad media
A	área hidráulica
x	longitud
y	tirante en la sección
t	tiempo de análisis
z	elevación del fondo del cauce
T	ancho de la superficie libre del agua
q	gasto de ingreso lateral por unidad de longitud
g	aceleración de la gravedad
Sf	pendiente de fricción

En la ecuación de continuidad la variable dependiente es  $y$  o  $H$  por lo que se escoge un volumen de control centrado en esta variable (véase figura A.1)

Figura A.1 Esquemas de análisis empleados para el desarrollo de la ecuación de conservación de masa y la ecuación de conservación de cantidad de movimiento



Los términos de dicha ecuación desarrollados en diferencias finitas se escriben

$$\frac{\partial}{\partial x} (VA) = \frac{V_{i+1/2}^{k+1} A_{i+1/2}^k - V_{i-1/2}^{k+1} A_{i-1/2}^k}{\Delta x} \quad (\text{A.3})$$

$$T \frac{\partial y}{\partial t} = \left[ T_i^{k+1} \frac{y_i^{k+1} - y_i^k}{\Delta t} \right] \quad (\text{A.4})$$

$k$  y  $k + 1$  son superíndices que representan el valor de las variables al inicio y al final del intervalo de tiempo  $\Delta t$  y los subíndices  $i$  sirven para localizar en distancia a las variables.

Dicha ecuación después de ordenar queda

$$B_i^k y_i^{k+1} = T_i^k y_i^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} V_{i-1/2}^{k+1} A_{i-1/2}^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} V_{i+1/2}^{k+1} A_{i+1/2}^k - q_i^k \Delta t \quad (\text{A.5})$$

Para la ecuación de cantidad de movimiento la variable dependiente es  $V$ , por lo que se escoge un volumen de control centrado en esta variable y desplazado medio tramo con respecto al anterior (véase figura A.1). Con base en él se pueden plantear las siguientes ecuaciones:

$$g \frac{\partial y}{\partial x} = g \frac{y_i^{k+1} - y_{i-1}^{k+1}}{\Delta x} \quad (\text{A.6})$$

$$\frac{\partial V}{\partial x} = \frac{V_{i-1/2}^{k+1} (V_{i+1/2}^k - V_{i-3/2}^k)}{2\Delta x} \quad (\text{A.7})$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{V_{i-1/2}^{k+1} - V_{i-1/2}^k}{\Delta t} \quad (\text{A.8})$$

$$g \frac{\partial z}{\partial x} = g \frac{z_i - z_{i-1}}{\Delta x} \quad (\text{A.9})$$

$$S_f = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} \quad (\text{A.10})$$

La pendiente de fricción  $S_f$  de acuerdo con la ecuación de Manning se expresa como:

donde  $n$  coeficiente de fricción de Manning  
 $R$  radio hidráulico

Para los fines del método se prefiere considerar como:

$$g S_f = g n^2 \frac{|V_{i-1/2}^k| V_{i-1/2}^{k+1}}{(R_{i-1/2}^k)^{4/3}} \quad (\text{A.11})$$

Se ha introducido el valor absoluto para tomar en cuenta que la fricción se opone al movimiento.

Despejando el término  $V_{i-1/2}^{k+1}$  después de ordenar la ecuación de cantidad de movimiento, tenemos

$$V_{i-1/2}^{k+1} = \frac{g \frac{\Delta t}{\Delta x} (Y_{i-1}^{k+1} - Y_i^{k+1}) + V_{i-1/2}^k + g \frac{\Delta t}{\Delta x} (z_{i-1} - z_i)}{1 + \frac{\Delta t}{2\Delta x} (V_{i-1/2}^k - V_{i-3/2}^k) + \frac{\Delta t g n^2 |V_{i-1/2}^k|}{R_{i-1/2}^{4/3}}} \quad (\text{A.12})$$

De la misma manera , a partir del volumen de control  $i+1$  se puede escribir

$$V_{i+1/2}^{k+1} = \frac{g \frac{\Delta t}{\Delta x} (y_i^{k+1} - y_{i+1}^{k+1}) + V_{i+1/2}^k + g \frac{\Delta t}{\Delta x} (z_i - z_{i+1})}{1 + \frac{\Delta t}{2\Delta x} (V_{i+3/2}^k - V_{i-1/2}^k) + \frac{\Delta t g n^2 |V_{i+1/2}^k|}{(R_{i+1/2}^k)^{4/3}}} \quad (\text{A.13})$$

Si se representan los denominadores de las ecuaciones (A.12) y (A.13) por  $\alpha_{i-1/2}^k$  y  $\alpha_{i+1/2}^k$  y se sustituyen en la ecuación (A.3) se tiene

$$T_i^k y_i^{k+1} = T_i^k y_i^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{A_{i-1/2}^k}{\alpha_{i-1/2}^k} \left[ g \frac{\Delta t}{\Delta x} (y_{i-1}^{k+1} - y_i^{k+1}) + g \frac{\Delta t}{\Delta x} (z_{i-1} - z_i) + V_{i-1/2}^k \right] -$$

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{A_{i+1/2}^k}{\alpha_{i+1/2}^k} \left[ g \frac{\Delta t}{\Delta x} (y_i^{k+1} - y_{i+1}^{k+1}) + g \frac{\Delta t}{\Delta x} (z_i - z_{i+1}) + V_{i+1/2}^k \right] - q_i^k \Delta t \quad (\text{A.14})$$

Si se define

$$\beta_{i-1/2}^k = g \left( \frac{\Delta t}{\Delta x} \right)^2 \frac{A_{i-1/2}^k}{\alpha_{i-1/2}^k} \quad (\text{A.15})$$

$$\beta_{i+1/2}^k = g \left( \frac{\Delta t}{\Delta x} \right)^2 \frac{A_{i+1/2}^k}{\alpha_{i+1/2}^k} \quad (\text{A.16})$$

$$\delta_{i-1/2}^k = \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{A_{i-1/2}^k}{\alpha_{i-1/2}^k} \left[ V_{i-1/2}^k + g \frac{\Delta t}{\Delta x} (z_{i-1} - z_i) \right] \quad (\text{A.17})$$



$$\delta_{i,1/2}^k = \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{A_{i,1/2}^k}{\alpha_{i,1/2}^k} \left[ v_{i,1/2}^k + g \frac{\Delta t}{\Delta x} (z_i - z_{i,1}) \right] \quad (\text{A.18})$$

La ecuación anterior se puede escribir

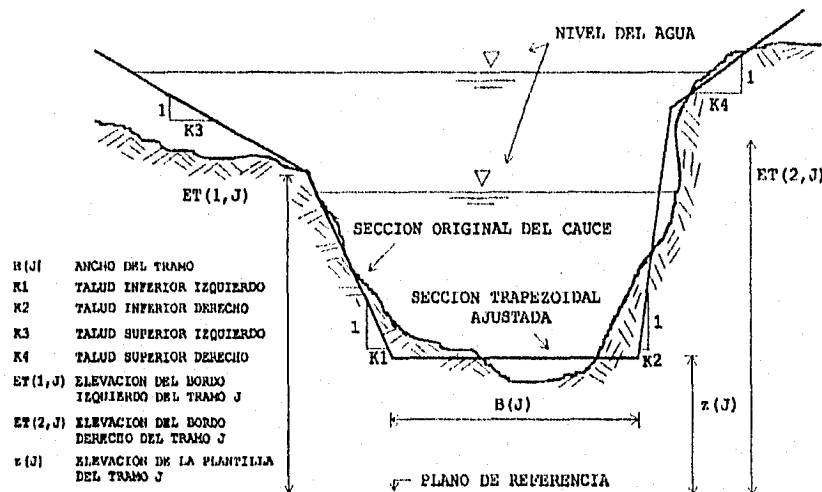
$$-\beta_{i-1/2}^k y_{i-1}^{k+1} + (T_i^k + \beta_{i-1/2}^k + \beta_{i+1/2}^k) y_i^{k+1} - \beta_{i+1/2}^k y_{i+1}^{k+1} = T_i^k y_i^k + \delta_{i-1/2}^k - \delta_{i+1/2}^k \quad (\text{A.19})$$

Esta es la ecuación base del método de solución, y en ella aparecen sólo tres incógnitas  $y_{i-1}^{k+1}$ ,  $y_i^{k+1}$  y  $y_{i+1}^{k+1}$ , lo cual representa una gran ventaja en el momento de considerarla en cada uno de los tramos de análisis.

### Planteamiento de las ecuaciones en los cauces

Los cauces se dividen en tramos representativos con características geométricas aproximadamente uniformes y las secciones transversales se representan por trapecios definidos por los parámetros que se muestran en la figura A.3.

Figura A.3 Geometría del cauce requerida por el modelo



Cada tramo corresponde a un volumen de control con las siguientes variables: la profundidad al centro del elemento y las velocidades, anchos y áreas en sus extremos.

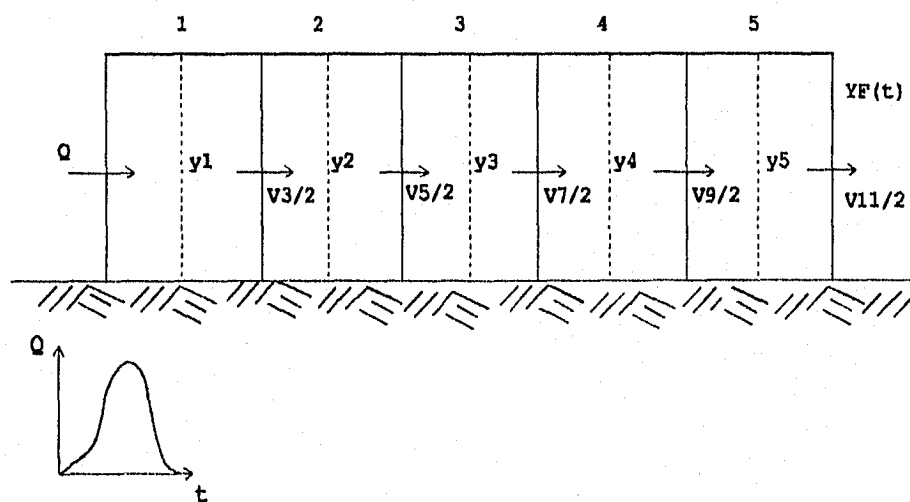
Las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento se pueden aplicar en cada tramo, desfasándolas 1/2 tramo por razones de estabilidad de la solución numérica.

El modelo de tránsito de avenidas considera el movimiento por los cauces como un flujo unidimensional.

## A.2 Solución de las ecuaciones

Estudiamos un tramo de cauce por donde transita una avenida dividido en 5 volúmenes de control (véase figura A.4) . La ecuación A.19 se puede aplicar para los volúmenes de control intermedios (del 2 al 4). Para poder aplicar esta ecuación a los volúmenes de control 1 y 5, es necesario fijar condiciones de frontera en los extremos.

Figura A.4 Análisis de volúmenes de control



### A.3 Condiciones de frontera e iniciales

#### Condiciones de frontera

El modelo considera las siguientes condiciones de frontera tanto aguas arriba como aguas abajo de un cauce:

##### 1 Gasto conocido

- Se conoce el hidrograma de salida cuando aguas abajo existe una obra de control.
- Se conoce el hidrograma de entrada.

##### 2 Tirante conocido

- Condición de marea en la descarga al mar.
- Elevación conocida en el punto de confluencia o bifurcación.

##### 3 Vertedor

- El gasto en la frontera es función de la elevación en el tiempo considerado.

#### Condiciones iniciales

Son los valores iniciales de tirante y velocidad en cada tramo de río y los niveles en las lagunas en el inicio de integración del método de solución. En general deberán ser de régimen establecido a lo largo del cauce y las áreas de inundación con cierto nivel de agua.

### A.4 Desarrollo de las ecuaciones en la frontera

#### Frontera aguas arriba: Gasto conocido

Si se considera que en la sección  $i = 1/2$  del volumen de control 1 (figura A.4) el hidrograma  $Q_0-t$  es conocido la ecuación de continuidad se puede escribir:

$$T_i^k y_i^{k+1} = T_i^k y_i^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} Q^{k+1/2} - \frac{\Delta t}{\Delta x} V_{i+1/2}^{k+1} A_{i+1/2}^k \quad (\text{A.20})$$

Sustituyendo la ecuación A.13 en la ecuación anterior se tiene:

$$T_i^k y_i^{k+1} = T_i^k y_i^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} Q^{k+1/2} - \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{A_{i+1/2}^k}{\alpha_{i+1/2}^k} \left[ g \frac{\Delta t}{\Delta x} (y_i^{k+1} - y_{i+1}^{k+1}) + g \frac{\Delta t}{\Delta x} (z_i - z_{i+1}) + V_{i-1/2}^{k+1} \right] \quad (\text{A.21})$$

De manera similar a la ecuación A.19, la ecuación A.21 se puede escribir como

$$(T_i^k + \beta_{i+1/2}^k) y_i^{k+1} - \beta_{i+1/2}^k y_{i+1}^{k+1} = T_i^k y_i^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} Q^{k+1/2} - \delta_{i+1/2}^k \quad (\text{A.22})$$

#### Frontera aguas abajo: Tirante conocido

Si se tiene una marea o el nivel de un lago conocido, esto es, en el volumen de control de la figura A.4 se conoce el nivel  $y_F^{k+1}$  en el extremo  $i = 1/2$  y aceptamos que corresponde a un volumen de control ficticio aguas abajo, la ecuación queda

$$-\beta_{i-1/2}^k y_{i-1}^{k+1} + (T_i^k + \beta_{i-1/2}^k + \beta_{i+1/2}^k) y_i^{k+1} = T_i^k y_i^k + \delta_{i-1/2}^k - \delta_{i+1/2}^k + \beta_{i+1/2}^k y_F^{k+1} \quad (\text{A.23})$$

El producto  $\beta_{i+1/2}^k y_F^{k+1}$  es conocido y por tanto se escribe en el término independiente. Con ello se evita el volumen de control  $i + 1$  que aparentemente requiere la ecuación A.23 en el volumen 5.

Los coeficientes  $\beta_{i-1/2}^k$  y  $\delta_{i-1/2}^k$  corresponden a las ecuaciones A.15 y A.17 respectivamente. Para  $\beta_{i+1/2}^k$  y  $\delta_{i+1/2}^k$  se emplean las ecuaciones A.16 y A.18, sólo que en estas como  $y_F$  está dada a una distancia  $\frac{\Delta x}{2}$  del tirante del último volumen de control es necesario sustituir  $\frac{\Delta x}{2}$  en lugar de  $\Delta x$ .

#### A.5 Sistema de ecuaciones lineales

Para un problema dado, se escribe la ecuación A.22 para el volumen de control 1 (aguas arriba), la ecuación A.23 para el volumen de control 5 (aguas abajo), si se conoce  $y_F^{k+1}$ , y ecuaciones del tipo A.19 para los volúmenes de control 2 a 4.

El sistema que se forma es tridiagonal simétrico (matriz de coeficientes tridiagonal y simétrica), el cual puede resolverse fácilmente empleando una variante del método de Gauss denominado doble barrido (véanse figuras A.5 y A.6).

Figura A.5 Sistema de ecuaciones

$$\begin{bmatrix}
 T_1^k + \beta_{3/2}^k & -\beta_{3/2}^k & 0 & 0 & 0 \\
 -\beta_{3/2}^k & T_2^k + \beta_{3/2}^k + \beta_{5/2}^k & -\beta_{5/2}^k & 0 & 0 \\
 0 & -\beta_{5/2}^k & T_3^k + \beta_{5/2}^k + \beta_{7/2}^k & -\beta_{7/2}^k & 0 \\
 0 & 0 & -\beta_{7/2}^k & T_4^k + \beta_{7/2}^k + \beta_{9/2}^k & -\beta_{9/2}^k \\
 0 & 0 & 0 & -\beta_{9/2}^k & T_5^k + \beta_{9/2}^k + \beta_{11/2}^k
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 Y_1^{k+1} \\
 Y_2^{k+1} \\
 Y_3^{k+1} \\
 Y_4^{k+1} \\
 Y_5^{k+1}
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 T_1^k Y_1^k + \Delta T / \Delta x Q^{k+1/2} - \delta_{3/2}^k \\
 T_2^k Y_2^k + \delta_{3/2}^k - \delta_{5/2}^k \\
 T_3^k Y_3^k + \delta_{5/2}^k - \delta_{7/2}^k \\
 T_4^k Y_4^k + \delta_{7/2}^k - \delta_{9/2}^k \\
 T_5^k Y_5^k + \delta_{9/2}^k - \delta_{11/2}^k + \beta_{11/2}^k Y_T^{k+1}
 \end{bmatrix}$$

Figura A.6 Solución del sistema de ecuaciones por el método de Gauss

ESTRUCTURA DE LA MATRIZ DE COEFICIENTES DEL SISTEMA DE ECUACIONES LINEALES

	v y v y									
	X	X								X
	X	X	X							X
		X	X	X						X
Ci-1			X	X	X					X
Ii-1				X	X	X				X
Ci					C1	C2	C3			C4
Ii					I1	I2	I3			I4
Ci+1						X	X	X		X
Ii+1							X	X	X	X
								X	X	X
									X	X

Coeficiente  $\neq 0$

Coeficiente = 0

Coeficiente = 0

Coeficiente = 1

ESTRUCTURA DE LA MATRIZ DESPUES DEL PRIMER BARRIDO

1	0									X
X	1	0								X
	X	1	0							X
		X	1	0						X
			X	1	0					X
				X	1	0				X
					X	1	0			X
						X	1	0		X
							X	1	0	X
								X	1	X

ESTRUCTURA DE LA MATRIZ DESPUES DEL SEGUNDO BARRIDO (SOLUCION EN EL INTERVALO k+1)

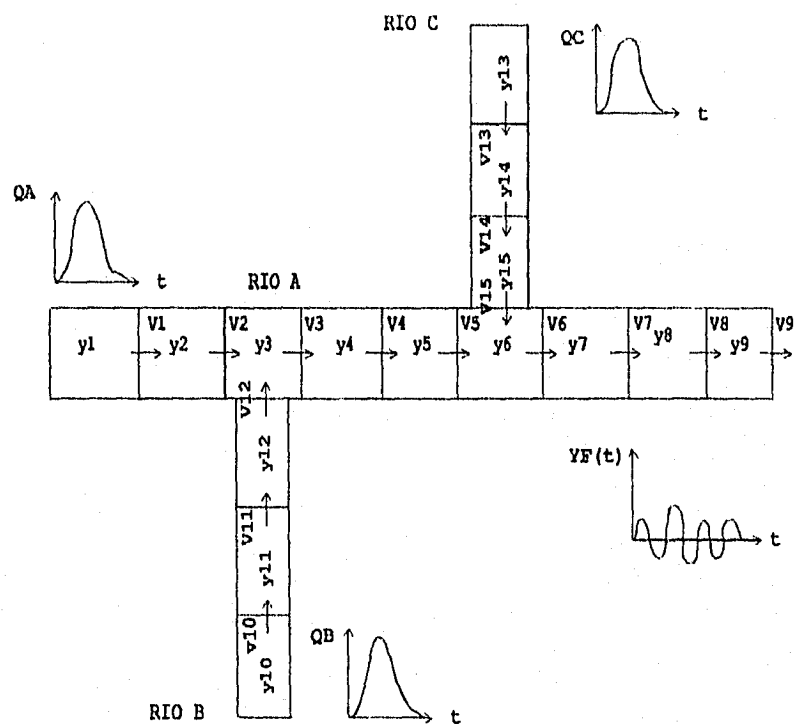
	y1 v1									
1	0									Vo
0	1	0								y1
	0	1	0							v1
		0	1	0						.
			0	1	0					.
				0	1	0				vi
					0	1	0			Vi
						0	1	0		.
							0	1	0	ym
								0	1	Um

### A.6 Caso de una red fluvial

En el caso de una red de ríos el estudio es más complicado ya que al aplicar las ecuaciones de diferencias desarrolladas a toda la red se tiene un sistema de ecuaciones lineales no bandedo. Sin embargo, si introducimos una pequeña simplificación se pueden seguir manejando sistemas en banda con un número pequeño de incógnitas. Por ejemplo, si en la red que se muestra en la figura A.7 se calcula en  $t = t_0 + \frac{\Delta t}{2}$  primero el río A, considerando que en el ingresan los gastos de los ríos B y C, se obtiene para cada tramo del río A los tirantes  $y^{k+1}$  y velocidades  $U^{k+1}$ . En el tiempo  $t = t_0 + \Delta t$  se consideran los tirantes  $y_4^{k+1}$  y  $y_6^{k+1}$  como las fronteras en los ríos "B" y "C" respectivamente.

Continuando con el proceso se pueden conocer los tirantes y las velocidades en los ríos "B" y "C", así como el gasto que egresa de ellos, para que en la siguiente iteración con el río "A" se tomen en cuenta estos ingresos y se repita el procedimiento hasta que se alcance la tolerancia seleccionada.

Figura A.7 Análisis de la red de ríos



## A.7 Llanuras de inundación

El modelo considera a la llanura como un vaso de almacenamiento donde no se toma en cuenta los efectos de inercia y sólo se plantea la ecuación de continuidad, por tanto, se hace un balance de volúmenes en las lagunas de manera semejante al tránsito de avenidas por vasos de almacenamiento, esto es, el gasto multiplicado por el intervalo de tiempo seleccionado genera un volumen el cual puede ser de ingreso o de egreso originándose una variación en el nivel de la laguna.

$$\frac{dV}{dt} = E - S \quad (A.24)$$

siendo	V	almacenamiento existente en un intervalo dado
	t	intervalo de tiempo en análisis
	E	gasto total de entrada
	S	gasto total de salida

Se acepta que una curva de elevaciones-capacidades de la laguna es del tipo

$$V = K h^N \quad (A.25)$$

donde K y N son parámetros obtenidos del ajuste de la curva y h es el nivel existente en la laguna.

## A.8 Cálculo de la interacción entre cauces y llanuras de inundación

Las transferencias de volumen entre tramos de cauce y llanuras de inundación se simulan por medio de una ecuación de descarga semejante a la de un vertedor de cresta ancha, tanto para el flujo del río hacia la planicie como en sentido inverso, esto depende del tirante registrado en el cauce y del nivel existente en la laguna, así como de las características geométricas e hidráulicas del bordo sobre el cual se presente.

El gasto vertido a través del bordo se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q = \pm (\eta_2 - \eta_1) C_d L (\eta - E)^{3/2} \quad (A.26)$$



donde

- Q gasto de aportación del cauce a la planicie
- $\eta$  elevación que toma el valor de  $\eta_1$  cuando el flujo es de la planicie al cauce y de  $\eta_2$  en caso contrario
- $\eta_1$  elevación de la superficie del agua en la planicie
- $\eta_2$  elevación de la superficie del agua en el cauce
- $C_d$  coeficiente de descarga, en función del ahogamiento del flujo
- L longitud del tramo vertido
- E elevación media del bordo que separa el cauce de la planicie

El coeficiente de descarga para vertedor rectangular varia con la relación

$$\phi = | \eta_2 - \eta_1 | / ( \eta - E ) \quad (A.27)$$

que además se ajustó con leyes exponenciales en tres rangos de variación que son:

$$C_d = 0.871 \sqrt{2g} \phi^{0.478} \quad \text{para } 0 < \phi < 0.1$$

$$C_d = 0.446 \sqrt{2g} \quad \text{para } \phi = 1.0$$

$$C_d = 0.446 \sqrt{2g} \phi^{0.155} \quad \text{para } 0.1 < \phi < 1.0$$

Figura A.8 Definición de variables

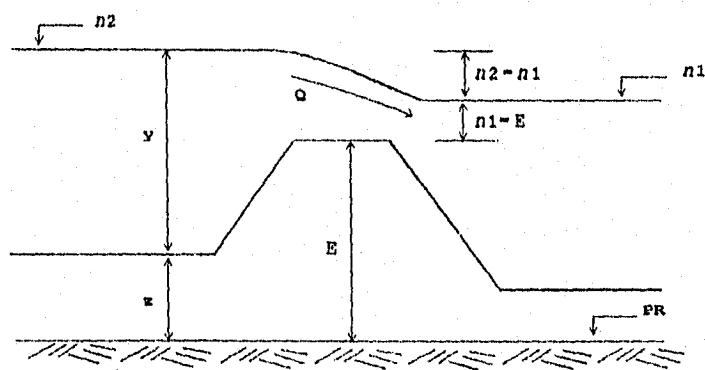


Figura A.9 Transferencia de gasto entre tramos de río y lagunas

	<p>SIGNO</p>	<p>GASTO</p> <p>A <math>Q = 0</math></p> <p>B <math>Q = 0</math></p>
	<p>A +</p> <p>B +</p>	<p>A <math>Q = 0.446 \sqrt{2g} L (n1 - n2)^{1.5}</math></p> <p>B</p>
	<p>A -</p> <p>B -</p>	<p>A <math>Q = 0.446 \sqrt{2g} L (n1 - n2)^{1.5}</math></p> <p>B</p>
		<p><math>0 &lt; \delta &lt; 0.1</math></p> <p><math>Q = 0.871 \sqrt{2g} \delta^{0.478} L (n1 - n2)^{1.5}</math></p> <p><math>0.1 &lt; \delta &lt; 1.0</math></p> <p><math>Q = 0.446 \sqrt{2g} \delta^{0.155} L (n1 - n2)^{1.5}</math></p>
		<p><math>0 &lt; \delta &lt; 0.1</math></p> <p><math>Q = 0.871 \sqrt{2g} \delta^{0.478} L (n1 - n2)^{1.5}</math></p> <p><math>0.1 &lt; \delta &lt; 4.0</math></p> <p><math>Q = 0.446 \sqrt{2g} \delta^{0.155} L (n1 - n2)^{1.5}</math></p>

## **APÉNDICE B Programa GRIJAL para la Simulación del Tránsito de Avenidas**

### **B.1 Programa de simulación en la cuenca baja del río Grijalva**

#### **B.1.1 Generalidades**

El programa de computadora GRIJAL realiza la simulación del tránsito de avenidas por llanuras de inundación en la zona baja del río Grijalva. La información que usa de entrada es la referente a los hidrogramas registrados en las fronteras aguas arriba del modelo, correspondiente a las estaciones hidrométricas de Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco; a la curva de elevaciones-gastos en la estación Gaviotas, que es la frontera de aguas abajo del modelo en la primera etapa; los tramos inicial y final que contienen a cada río que integra el sistema, el número de ríos que lo conectan, cuales son estos ríos y el tramo de conexión; los volúmenes inicial y máximo de almacenamiento de las áreas de las lagunas de inundación; coeficientes de rugosidad de Manning asociados a cada tramo; y longitud y elevación de vertedores asociados a los tramos. Además, dentro del programa se asignan valores iniciales a algunas variables, los cuales no deben cambiarse ya que son los parámetros de calibración del modelo: condiciones hidráulicas iniciales en los tramos; definición de tramos (geometría de las secciones transversales representativas); datos referentes a los tramos conectados con lagunas de inundación; y elevación, volumen y superficie inundada de las curvas de elevaciones-capacidades de cada una de las áreas de inundación.

Los resultados del programa son los limnogramas simulados en puntos asociados a tramos, en los que se han dividido los ríos, así como en lagunas. En la opción de resultados por graficación, se adaptó para obtener rápidamente el limnograma en sitios de interés, para los cuales se llevan registros de niveles observados a tiempo real, con lo que es posible, en forma inmediata, verificar el grado de aproximación dado por el modelo y obtener el pronóstico de niveles de inundación.

#### **B.1.2 Descripción del programa**

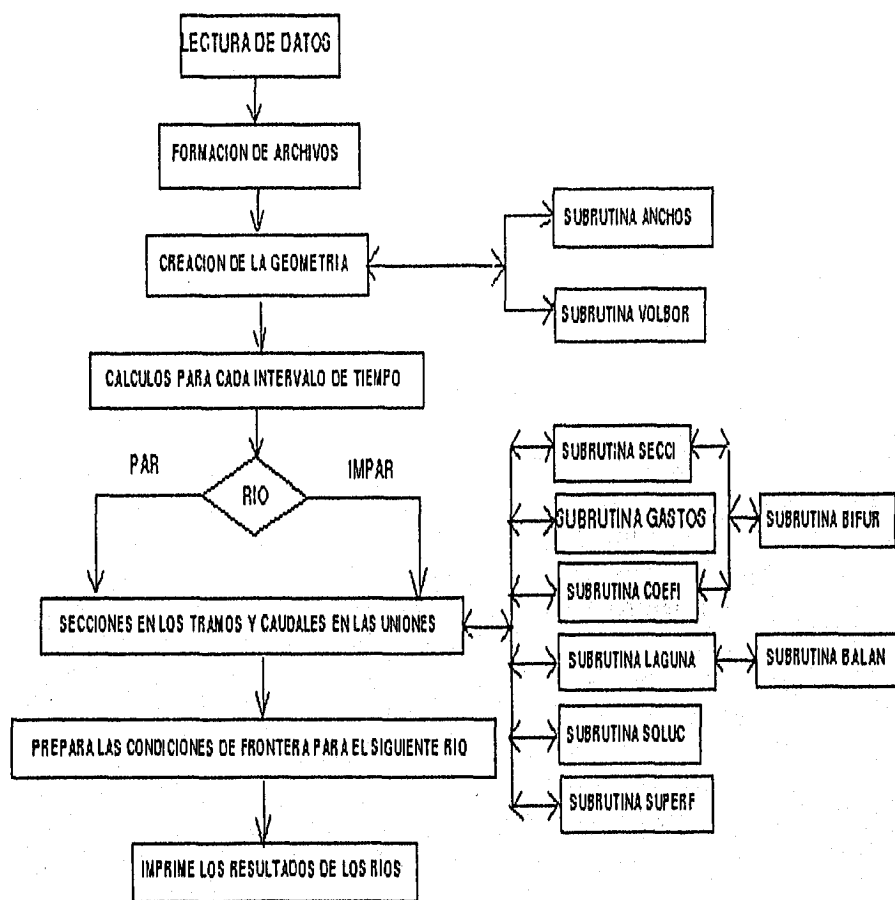
El programa GRIJAL está codificado en Lenguaje Fortran y consta de un programa principal, de diez subrutinas y de dos archivos de entrada.

##### **Programa principal**

El programa principal lee los datos, estructura el cálculo y realiza las impresiones de interés. Consiste en la lectura de los siguientes datos:

- 1 Datos generales
- 2 Datos de la curva de gasto
- 3 Datos de los tramos
- 4 Datos del vertedor de los tramos
- 5 Datos de frontera
- 6 Datos hidráulicos iniciales
- 7 Datos de áreas de lagunas de inundación

Figura B.1 Diagrama de bloques del modelo matemático



De acuerdo con la numeración proporcionada a los cauces, analiza por separado cada río del sistema. Como el tirante de un río sirve de condición de frontera a otro, se establece un orden en el cálculo, clasificando a los ríos en dos tipos, pares e impares. Este ordenamiento es independiente y solo está sujeto a la restricción de que dos ríos del mismo orden no se unan entre sí.

### **Subrutinas**

A continuación se describen cada una de las subrutinas:

#### **Subrutina SECCI**

Calcula para cada uno de los tramos que integran el sistema el área, radio hidráulico, perímetro mojado y ancho de la superficie libre del agua.

#### **Subrutina COEFI**

Determina el valor de las constantes de la ecuación general del modelo y forma la matriz de coeficientes y de términos independientes del sistema de ecuaciones lineales correspondientes al río en cuestión.

#### **Subrutina SOLUC**

Resuelve el sistema de ecuaciones lineales tridiagonales que se plantea en el modelo por el método de Gauss-Jordan de doble barrido. La solución obtenida corresponde a los tirantes y velocidades en cada tramo de río.

#### **Subrutina GASTOS**

Interpola a partir de los puntos que definen el hidrograma de un río, el gasto  $Q$  que corresponde a un tiempo  $t$  en estudio.

#### **Subrutina VOLBOR**

Calcula en cada tramo vinculado a una laguna, la capacidad de ésta a la elevación de vertido del tramo.

#### **Subrutina ANCHOS**

Calcula para cada tramos el ancho de la superficie libre del agua.

#### **Subrutina LAGUNA**

Calcula para cada tramo de río los gastos de ingreso o egreso entre río y laguna y modifica los coeficientes y términos independientes del sistema de ecuaciones lineales.

El cálculo de los gastos lo hace en función del tirante y la elevación del agua en la laguna, utilizando las ecuaciones de vertedores de cresta ancha.

#### Subrutina BALAN

Calcula el volumen máximo de vertido en el intervalo de tiempo para cada tramo vinculado a un área de inundación. Actúa como regulador de los caudales de vertido máximo posible entre tramo y laguna.

#### Subrutina BIFUR

Calcula la repartición de gastos en cada ramificación de un río. Se utiliza sólo si existen ríos intermedios que sirven como canal de unión o si se tienen bifurcaciones en el sistema.

#### Subrutina SUPERF

Calcula para cada laguna, la superficie inundada para un tirante dado.

### Archivos de entrada

Los datos de entrada al programa GRIJAL se proporcionan a través de dos archivos:

#### GRIJAL. DAT:

Este archivo contiene la información para la calibración del modelo con los datos de la avenida seleccionada, datos generales para la simulación, coeficientes de fricción de los tramos, elevación y longitudes de vertedores y datos de las fronteras aguas arriba y aguas abajo del cauce.

#### BLOQUE INICIA:

Contiene las características hidráulicas de los tramos, condiciones hidráulicas iniciales, tramos conectados con las lagunas y datos de las curvas elevaciones-volúmenes de cada laguna.

## B.2 Manual de usuario del programa GRIJAL

### B.2.1 Programa

El programa codificado en lenguaje Fortran, se adaptó para ejecutarlo en computadoras personales compatibles con las AT ó XT de IBM y para mejorar el programa se utilizó el Fortran 5.0 de Microsoft. La compilación del programa se hizo de manera que fuera ejecutado en computadoras que tengan instalado un coprocesador matemático. Esto reduce el tiempo de ejecución; así, en una computadora personal compatible con el tipo AT de IBM, este tiempo es de aproximadamente 25 minutos; de 10 minutos y de 4 minutos, en computadoras del tipo 386 ó 486, respectivamente. Se instala en el disco duro de una computadora con coprocesador matemático.

Para su ejecución, se escribe el nombre del archivo ejecutable

GRIJAL.EXE, luego se requiere dar los nombres de los archivos de trabajo. El nombre del archivo de entrada es aquel en donde previamente se registraron los datos; el archivo de salida (que deberá contener los limnogramas simulados) debe tener un nombre que no exista en el subdirectorio donde se este ejecutando el programa, es decir, es de nueva creación.

Instrucciones para ejecutar el programa GRIJAL:

GRIJAL <enter>

Cuál es el nombre del archivo de datos?

NOMBRE N°.DAT <enter>

Cuál es el nombre del archivo de resultados?

NOMBRE N°.SIM <enter>

El archivo 'NOMBRE N°.DAT', es el nombre del archivo que debe contener los datos que el programa requiere para realizar la simulación y 'NOMBRE N°.SIM' debe ser el nombre del archivo que almacenará los resultados y este nombre de archivo no debe existir en el directorio donde se está ejecutando el programa GRIJAL, ya que éste lo crea.

#### **B.2.1.1 Archivos relacionados con el programa**

En el disquet se proporcionan los archivos GRIJAL.FOR y GRIJAL.EXE, que corresponden al programa fuente y ejecutable del modelo de tránsito de avenidas por llanuras de la cuenca baja del río Grijalva. Así como los archivos de datos de entrada GRIJAL N°.DAT, que contiene la información de la calibración del modelo para cada una de las avenidas estudiadas; y el archivo GRIJAL N°.SIM con los resultados de la calibración correspondiente a la avenida estudiada. También se incluye el archivo GRIJAL N°.REG que contiene el limnograma registrado en la estación Las Gaviotas para cada una de las avenidas estudiadas.

En cada caso, los números indican:

N° 1: Avenida de mayo de 1970

N° 2: Avenida de mayo-agosto de 1967

N° 3: Avenida de agosto-diciembre de 1967

N° 4: Avenida de agosto-noviembre de 1973

## B.2.2 Datos

En esta parte se especifican los datos que utiliza el programa para realizar la simulación. El conjunto de datos, que se registra en el archivo de datos de entrada, son aquellos que cambian para cada avenida: parámetros de control; hidrogramas y elevación y volumen iniciales en las áreas de inundación; y parámetros con los que se puede calibrar el modelo para una avenida dada, como son los coeficientes de rugosidad de Manning, y longitud y elevación de vertedores asociados a los tramos. Posteriormente, se especificará la información que se considera como datos inicializados en un block data.

### B.2.2.1 Información del archivo de datos de entrada

**Datos generales y control de resultados de la simulación:**

Primer registro, con formato F5.0, 7I5, F6.0:

DT, M, NDIT, NDG, NDR, NDL, NDTCL, NITCAL, DTIMP

DT	Intervalos de tiempo para realizar la simulación, en segundos
M	Número de tramos en que se ha dividido en sistema
NDIT	Número de incrementos de tiempo por simular
NDG	Número de puntos del hidrograma de entrada
NDR	Número de ríos que forman el sistema
NDL	Número de lagunas de inundación
NDTCL	Número de tramos que cuentan con lagunas de inundación
NITCAL	Número de incrementos de tiempo para ajustar las condiciones iniciales (tiempo de calentamiento)
DTIMP	Contador de impresión, en segundos

Segundo registro, con formato 16I5. NDRN

NDRN Número de ríos impares

#### **Coefficientes de la curva de gasto**

Las variables CA, CB y CC se leen con formato 3F10.7. Son los coeficientes de la curva de gasto del período que se está simulando.

#### **Coefficientes de fricción de los tramos**



Las variables ENE(J), se lee con formato 16F5.3, para cada uno de los 57 tramos que componen el sistema, donde ENE(I) Coeficiente de fricción de Manning del tramo I.

#### **Elevación y longitud de vertedores de tramos conectados con lagunas de inundación**

El conjunto de variables N3, BOR(1,L), BOR(2,L), XL(1,L), XL(2,L) se leen, para cada uno de los 57 tramos que tienen conexión con lagunas de inundación, con formato 3(I3,2F5.0,2F6.0), en donde el índice L señala el número de tramo que tiene conexión con lagunas de inundación a que se refiere la información:

N3	Número de lagunas asociadas al tramo L (máximo 2 dos áreas)
BOR(1,L)	Elevación del bordo de la margen derecha del tramo L, en msnm
BOR(2,L)	Elevación del bordo de la margen izquierda del tramo L, en msnm
XL(1,L)	Longitud de vertido de la margen derecha del tramo L, en m
XL(2,L)	Longitud de vertido de la margen izquierda del tramo L, en m

#### **Nota**

Aunque en las instrucciones anteriores el número de tramos se da corrido desde el 1 hasta el 57, los 29 tramos cuyos números son 6, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 36, 37, 38, 39, 43, 44, 46, 47, 48, 49, 50, 55, 56 y 57; no tienen conectada ninguna laguna de inundación y por lo tanto su información es de 0 en todas esas variables.

**Los siguientes siete registros se leen para cada uno de los cuatro ríos que componen el sistema.**

Con formato 16I5. J,NTIP(J),NDCON(J)

J	Número de río
NTIP(J)	Este valor debe ser igual a 0, que indica que no existe bifurcación (caso considerado en este sistema)
NDCON(J)	Número de tramo conector, este valor será igual a 0, en la red simulada

#### **Frontera aguas arriba del cauce**

Si NTIP(J) distinto de 1, que siempre es el caso, con formato (6(F5.0,F7.2)), se leen las variables:

(TIE(J,K),GAS(J,K),K = 1,NDG)

TIE(J,K)	Abscisa, tiempo en horas de la coordenada K del hidrograma del río J
----------	--

GAS(J,K) Ordenada, gasto en  $m^3/\text{seg}$  de la coordenada K del hidrograma del río J

Nota. Los hidrogramas se leen en el siguiente orden:

- 1° Estación Tapijulapa, en el río Tacotalpa-de La Sierra,
- 2° Estación Puyacatengo, en el río Puyacatengo,
- 3° Estación Teapa, en el río Teapa,
- 4° Estación Pichucalco, en el río Pichucalco

Con esto, el río Tacotalpa-de La Sierra es el número 1, el río Puyacatengo es el número 2, el río Teapa es el número 3 y el río Pichucalco es el número 4.

Nota

El número de puntos de los hidrogramas de cada una de las estaciones arriba mencionadas, debe ser el mismo (por el formato de lectura).

Con formato 16I5. J,NDRC(J)

J Número de río  
NDRC(J) Número de ríos que se conectan al río J

Si NDRC(J) es distinto de cero (existen ríos conectados con el río J), leerá con formato 16I5: NTR(L,J),NRD(L,J), un par de valores por cada una de las L (L=1,NDRC(J)) conexiones al río J.

NTR(L,J) Número de tramo del río J donde ocurre la conexión L  
NRD(L,J) Número de río asociado a la conexión L que descarga al río J

Con formato 16I5. J, NRB(J)

J Número de río  
NRB(J) Número de ríos que se bifurcan del río J, este valor es siempre igual a 0, ya que en el sistema no se consideran bifurcaciones

**Fronteras aguas abajo del cauce**

Con formato (I4,8F8.0,F12.0):

J, BF(J), TALF(J), YF(J), ZF(J)

J Número de río  
BF(J) Ancho de la plantilla en la sección trapezoidal, en m  
TALF(J) Talud medio en sección trapezoidal

YF(J) Tirante en la sección trapezoidal para condiciones iniciales en m  
ZF(J) Elevación de la plantilla del cauce en la sección trapezoidal, en msnm

#### Tramos que integran cada río

Con formato 16I5. J, NTI(J), NTF(J)

J Número de río  
NTI(J) Número del tramo inicial del río J  
NTF(J) Número del tramo final del río J

#### Datos de áreas de inundación

Finalmente, se leen 21 registros, con información referente a cada una de las lagunas de inundación, que formato (2I5,2F10.1), contienen las variables:

J,NPL(J),VMAX(J),VLA(J)

J Número de laguna de inundación  
NPL(J) Número de puntos de la curva elevaciones-capacidades de la laguna de inundación J  
VMAX(J) Volumen máximo de almacenamiento de la laguna de inundación J, en millones de m<sup>3</sup>  
VLA(J) Volumen inicial almacenado en la laguna de inundación, en millones de m<sup>3</sup>

#### Datos para la graficación de limnogramas

Lectura de los números asociados a los tramos en que se desea obtener un limnograma. Los números de los tramos se dan en orden ascendente y pueden ser cualquier número de tramos.

Así entonces se tiene por ejemplo si se desea obtener resultados en 5 tramos:

NTD, NT1, NT2, NT3, NT4, NT5

NTD Número de tramos de los que desea limnograma  
NT1 Número del tramo asociado con el primer limnograma  
NT2 Número del tramo asociado con el segundo limnograma  
NT3 Número del tramo asociado con el tercer limnograma  
NT4 Número del tramo asociado con el cuarto limnograma  
NT5 Número del tramo asociado con el quinto limnograma

### B.2.2.2 Información inicializada en el Bloque Data

A continuación, se especifican los parámetros de calibración del modelo, que se dan como valores iniciales de variables usadas en la simulación del tránsito de avenidas por llanuras de inundación, en la cuenca baja del río Grijalva. Dicha información esta contenida en un procedimiento BLOQUE DATA llamado INICIA. La asignación de los valores iniciales se da por medio de la instrucción DATA o las instrucciones DATA y DO implícito combinadamente. El conjunto de valores asociados a las variables correspondientes a una instrucción DATA específica esta acotado entre dos caracteres "/"; y entre estos, los valores particulares de las variables están en formato libre separadas por comas. El tipo de valor real o entero, esta asociado al tipo de variable según como este escrito el nombre de la variable siguiendo las reglas del lenguaje Fortran.

#### Definición de tramos

El conjunto de variables B(J), TAL(J,1), TAL(J,2), TAL(J,3), TAL(J,4); ET(1,J), ET(2,J), Z(J), X(J) se inicializan, para los 57 tramos que componen el sistema en cuatro instrucciones DATA:

```
DATA (B(J1),(TAL(I1,J1),I1 = 1,4),(ET(I2,J1),I2 = 1,2),Z(J1),X(J1),J1 = 1,22)
DATA (B(J2),(TAL(I1,J2),I1 = 1,4),(ET(I2,J2),I2 = 1,2),Z(J2),X(J2),J2 = 23,39)
DATA (B(J3),(TAL(I1,J3),I1 = 1,4),(ET(I2,J3),I2 = 1,2),Z(J3),X(J3),J3 = 40,50)
DATA (B(J4),(TAL(I1,J4),I1 = 1,4),(ET(I2,J4),I2 = 1,2),Z(J4),X(J4),J4 = 51,57)
```

B(J)	Ancho de la plantilla en la sección, en m
TAL(J,1)	Talud inferior derecho en la sección
TAL(J,2)	Talud inferior izquierdo en la sección
TAL(J,3)	Talud superior derecho en la sección
TAL(J,4)	Talud superior izquierdo en la sección
ET(1,J)	Elevación del punto de inflexión de los taludes de la margen derecha, en msnm
ET(2,J)	Elevación del punto de inflexión de los taludes de la margen izquierda, en msnm
Z(J)	Elevación de la plantilla del cauce en la sección, en msnm
X(J)	Longitud del tramo J, en m

#### Condiciones hidráulicas iniciales de los tramos

Las variables Y(J), U(J) se inicializan, para cada uno de los 57 tramos que componen el sistema, por medio de las siguientes siete instrucciones DATA:

DATA (Y(I3),U(I3),I3 = 1,22)  
DATA (Y(I4),U(I4),I4 = 23,39)  
DATA (Y(I5),U(I5),I5 = 40,50)  
DATA (Y(I6),U(I6),I6 = 51,57)

en donde los índices mudos I3, I4, I5 e I6 señalan el número de tramo a que se refiere la información.

Y(I) Tirante al centro del tramo I

U(I) Velocidad en la sección aguas abajo del tramo I, en m<sup>3</sup>/seg

#### Tramos conectados con lagunas de inundación

El conjunto de variables NDLT(L), LAG(1,L), LAG(2,L), se inicializan, para cada uno de los 57 tramos que tienen conexión con lagunas de inundación, por medio de las cuatro siguientes instrucciones DATA:

DATA(NDLT(L),LAG(1,L),LAG(2,L),L = 1,22)  
DATA(NDLT(L),LAG(1,L),LAG(2,L),L = 23,39)  
DATA(NDLT(L),LAG(1,L),LAG(2,L),L = 40,50)  
DATA(NDLT(L),LAG(1,L),LAG(2,L),L = 51,57)

en donde el índice L señala el número de tramo que tiene conexión con lagunas de inundación a que se refiere la información:

NDLT(L) Número de lagunas asociadas al tramo L (máximo 2 dos áreas)

LAG(1,L) Número de laguna conectada a la derecha (tomando como guía el sentido de la corriente) con el tramo L

LAG(2,L) Número de laguna conectada a la izquierda (tomando como guía el sentido de la corriente) con el tramo L

#### Nota

Aunque en las instrucciones anteriores el número de tramos se da corrido desde el 1 al 57, los 29 tramos cuyos números son 6, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 36, 37, 38, 39, 43, 44, 46, 47, 48, 49, 50, 55, 56 y 57; no tienen conectada ninguna laguna de inundación y por lo tanto su información es de 0 en todas esas variables.

El arreglo NTRA(I) guarda el número de cada uno de los tramos que si están conectados con lagunas de inundación por medio de la instrucción:

DATA (NTRA(I5), I5 = 1, 29)/  
6, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 36, 37, 38, 39, 43, 44,

46, 47, 48, 49, 50, 55, 56, 57/

**Datos de las curvas elevaciones capacidades de las lagunas de inundación**

Las variables HL(J,K), VL(J,K), SUPIN(J,K), se inicializan, para cada una de las 21 lagunas de inundación, por medio de instrucciones DATA en donde:

HL(J,K) Ordenada, elevación de la coordenada K de la curva elevaciones-capacidades de la laguna de inundación J, en msnm

VL(J,K) Abscisa, volumen de la coordenada K de la curva elevaciones-capacidades de la laguna de inundación J, en msnm

SUPIN(J,K) Superficie inundada para la coordenada K de la curva elevaciones-capacidades de la laguna de inundación, en km<sup>2</sup>

**ANEXOS**

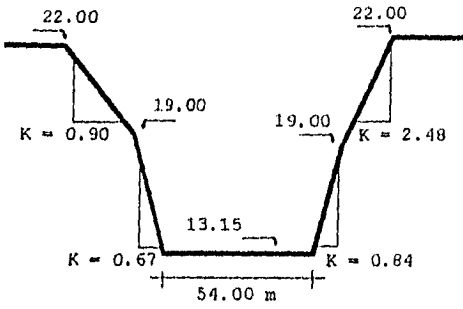
## **ANEXO 1**

### **Información Topográfica**

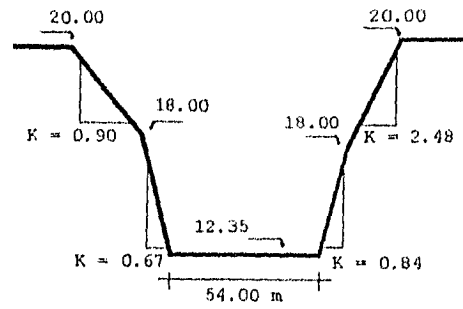


# RIO TACOTALPA

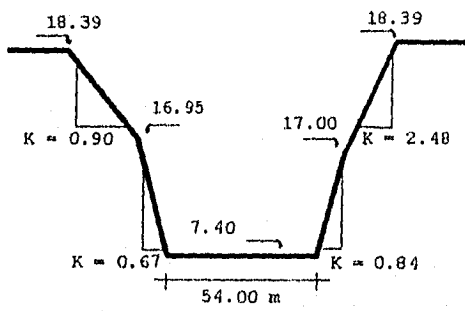
TRAMO 1



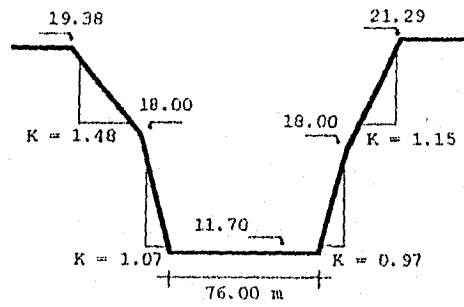
TRAMO 2



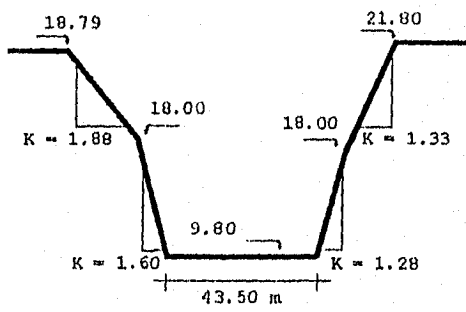
TRAMO 3



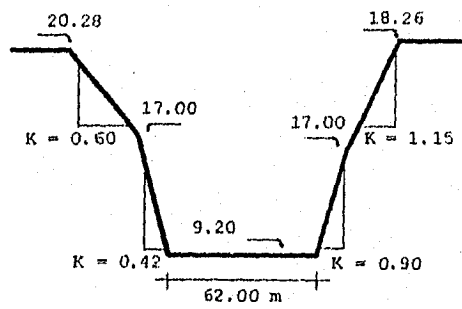
TRAMO 4



TRAMO 5

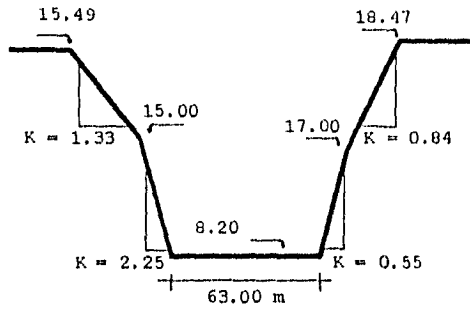


TRAMO 6

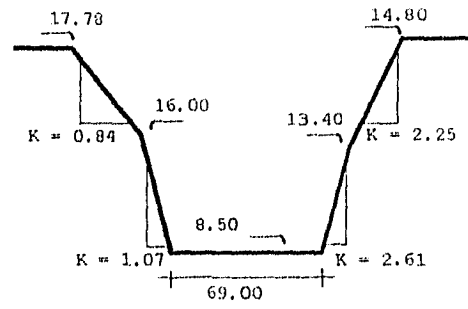


# RIO TACOTALPA

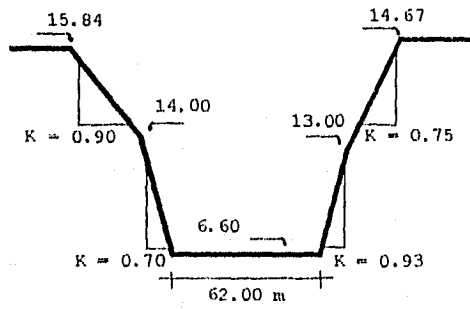
TRAMO 7



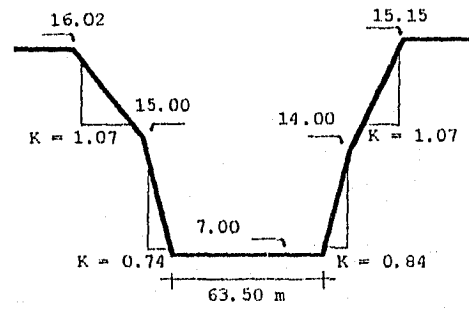
TRAMO 8



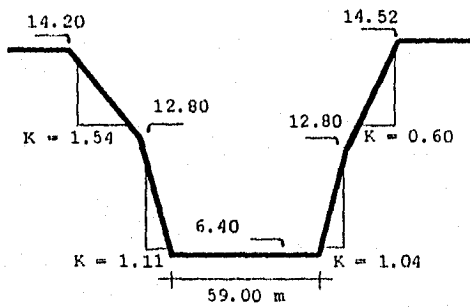
TRAMO 9



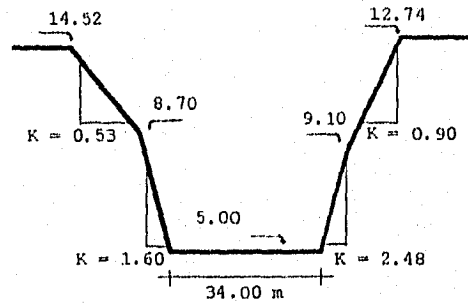
TRAMO 10



TRAMO 11

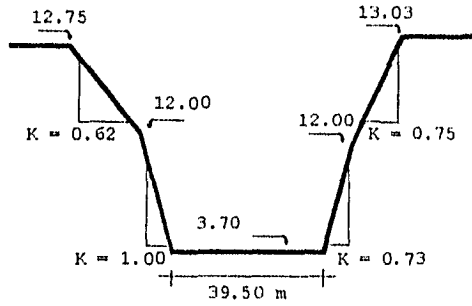


TRAMO 12

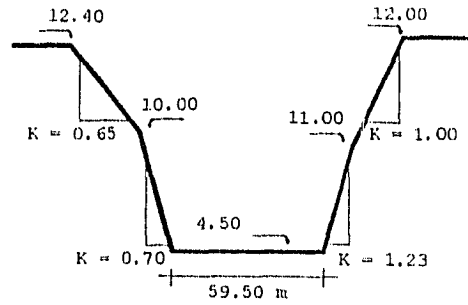


# RIO TACOTALPA

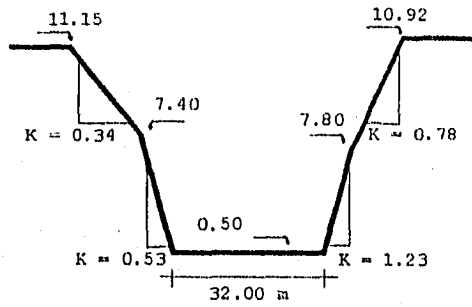
TRAMO 13



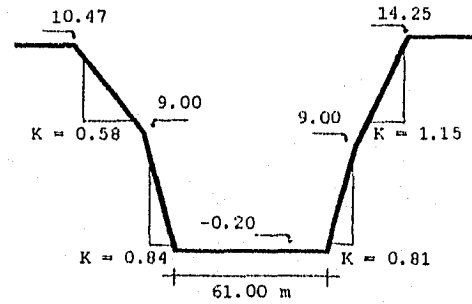
TRAMO 14



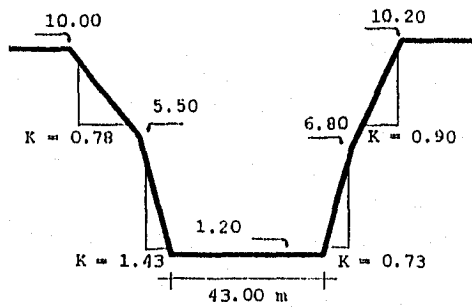
TRAMO 15



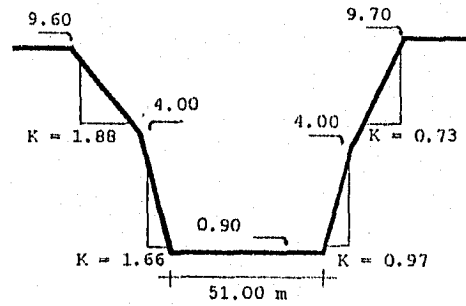
TRAMO 16



TRAMO 17

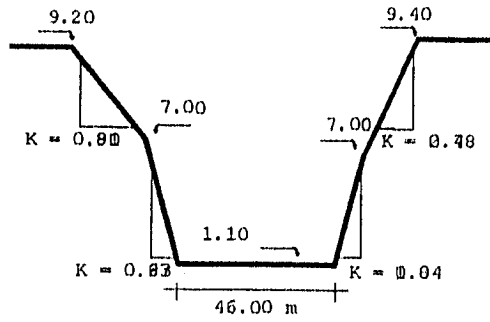


TRAMO 18

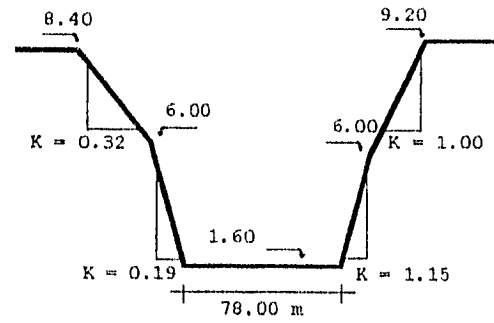


## RIO TACOTALPA

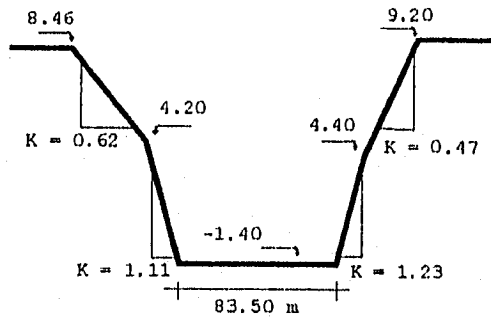
TRAMO 19



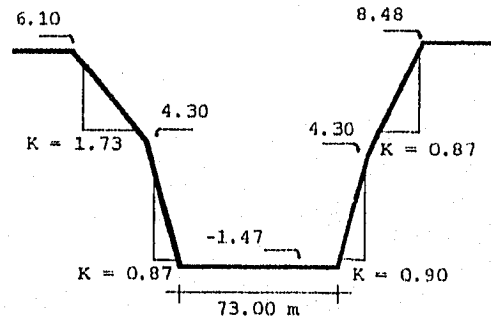
TRAMO 20



TRAMO 21



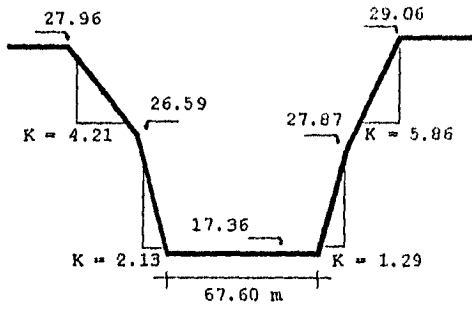
TRAMO 22



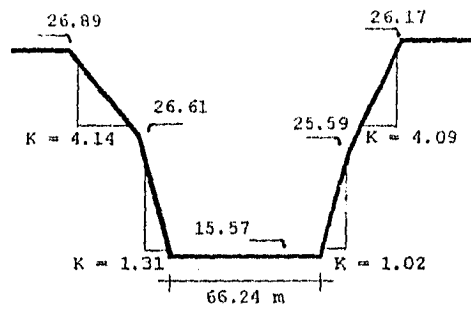
NOTA: Las elevaciones están referidas al nivel medio del mar.

# RIO PICHUCALCO

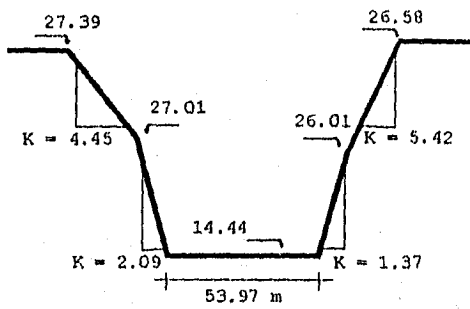
TRAMO 23



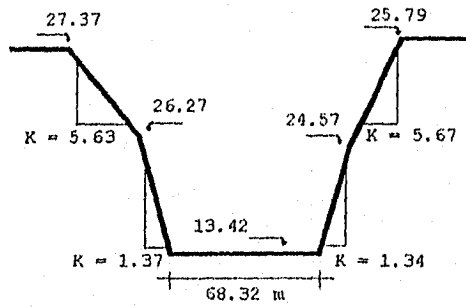
TRAMO 24



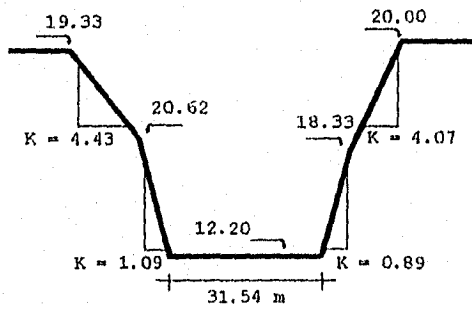
TRAMO 25



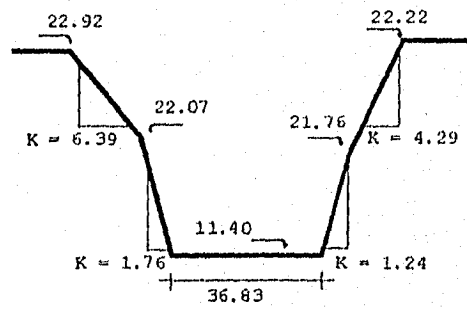
TRAMO 26



TRAMO 27

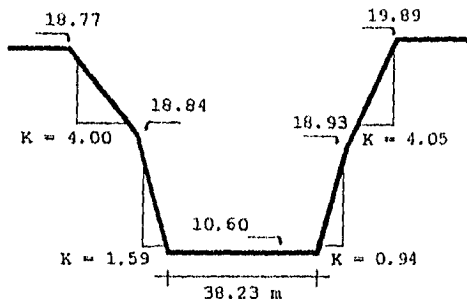


TRAMO 28

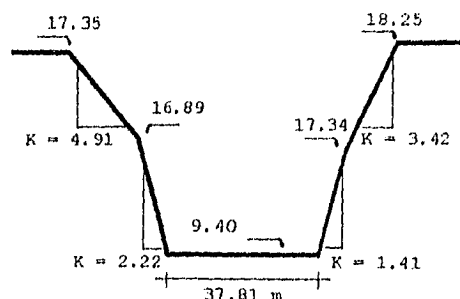


# RIO PICHUCALCO

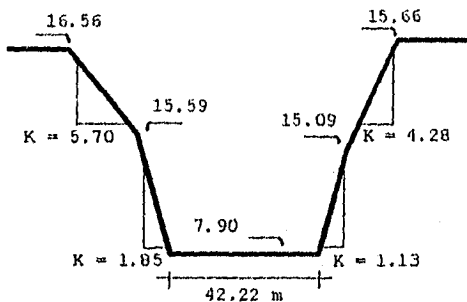
TRAMO 29



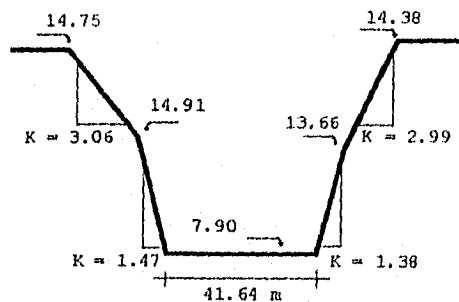
TRAMO 30



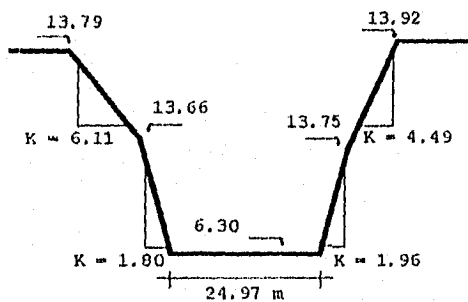
TRAMO 31



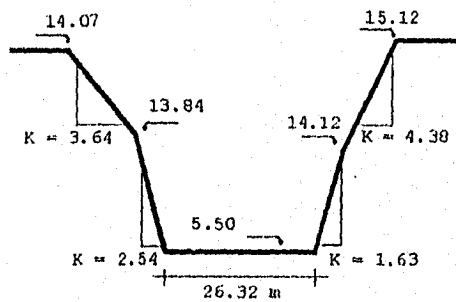
TRAMO 32



TRAMO 33

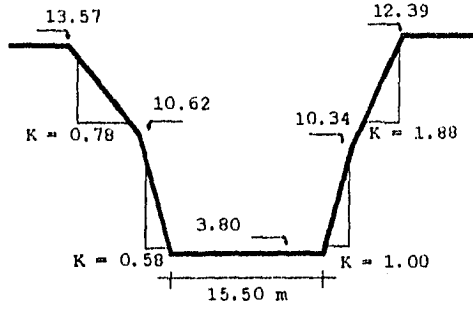


TRAMO 34

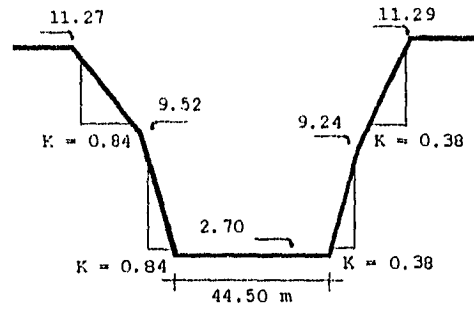


# RIO PICHUCALCO

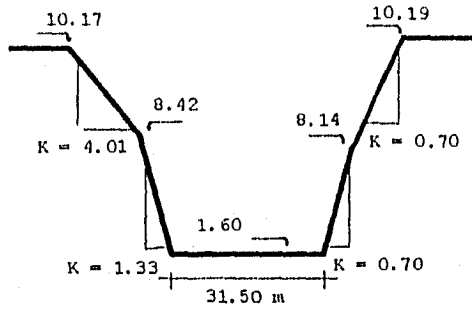
TRAMO 35



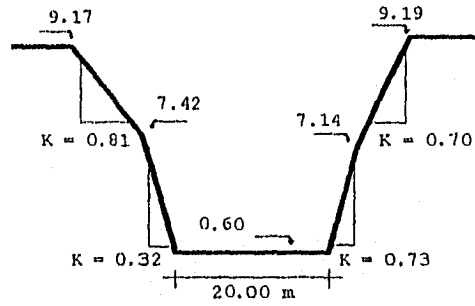
TRAMO 36



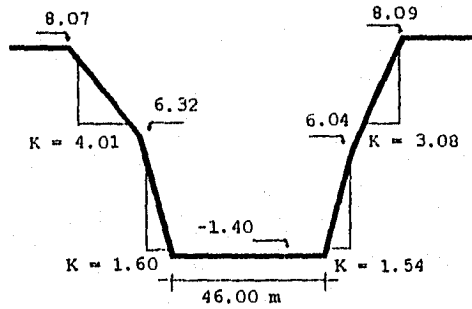
TRAMO 37



TRAMO 38



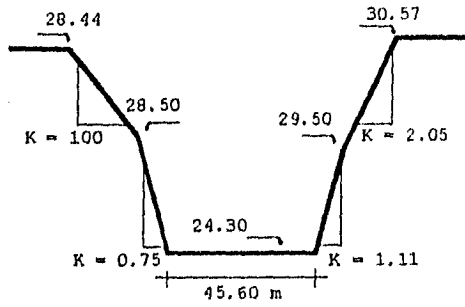
TRAMO 39



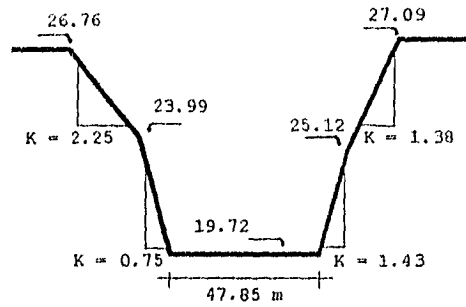
NOTA: Las elevaciones están referidas al nivel medio del mar.

# RIO TEAPA

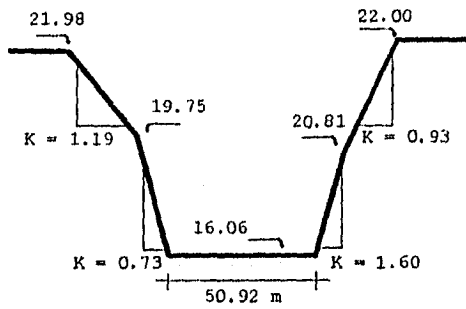
TRAMO 40



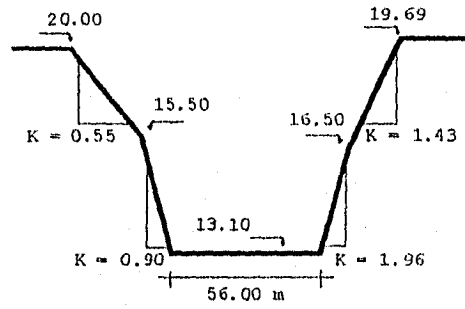
TRAMO 41



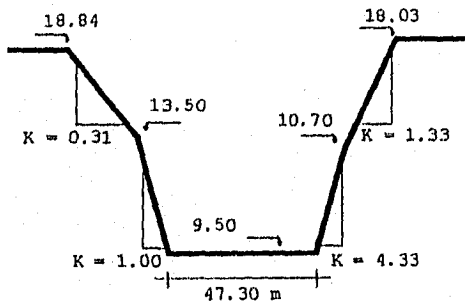
TRAMO 42



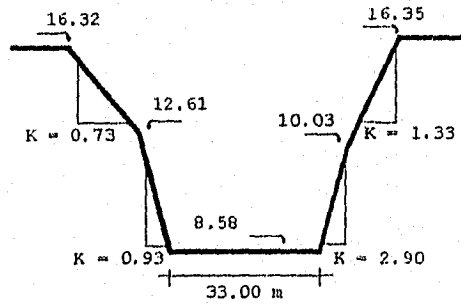
TRAMO 43



TRAMO 44



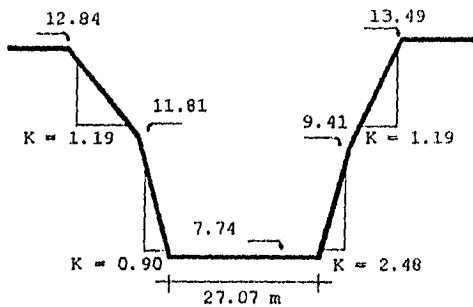
TRAMO 45



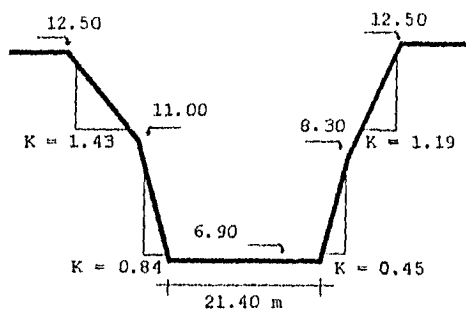


# RIO TEAPA

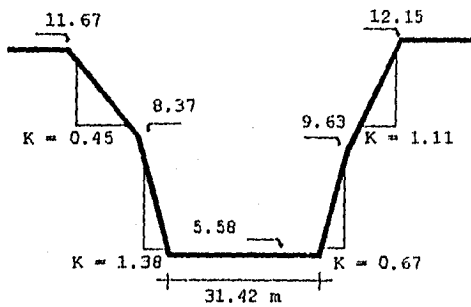
TRAMO 46



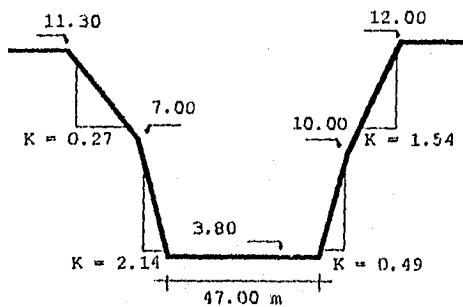
TRAMO 47



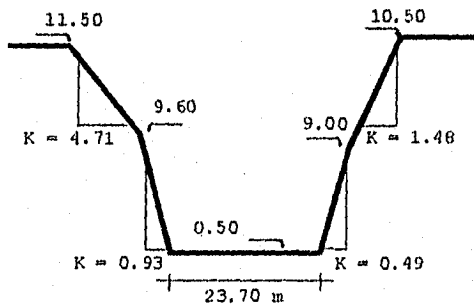
TRAMO 48



TRAMO 49



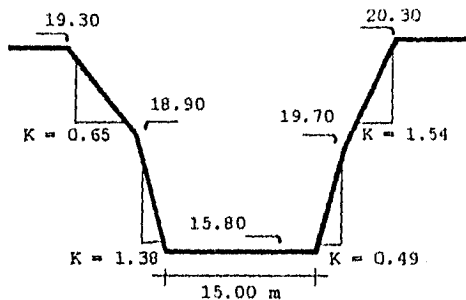
TRAMO 50



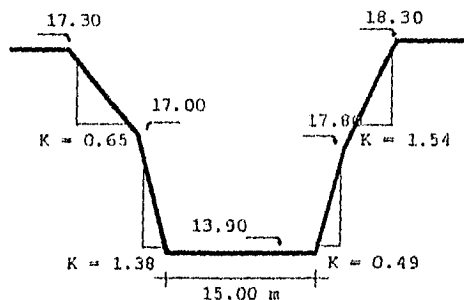
NOTA: Las elevaciones están referidas al nivel medio del mar.

# RIO PUYACATENGO

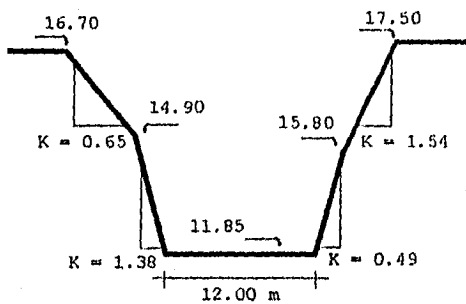
TRAMO 51



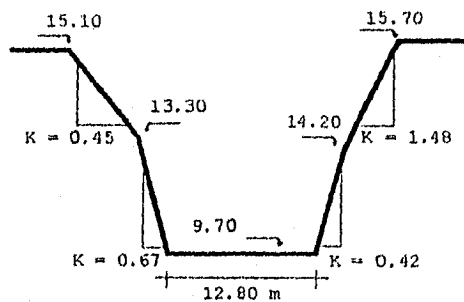
TRAMO 52



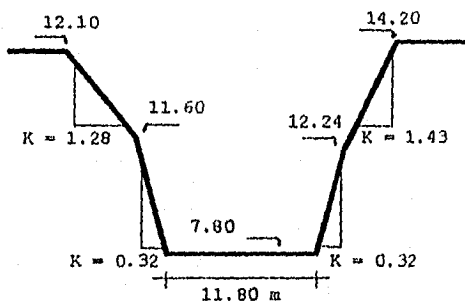
TRAMO 53



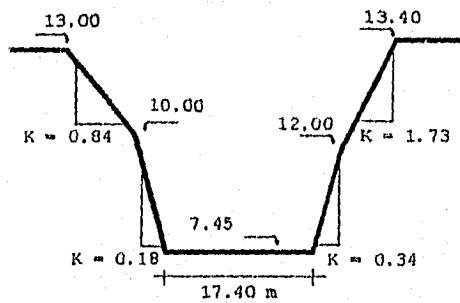
TRAMO 54



TRAMO 55

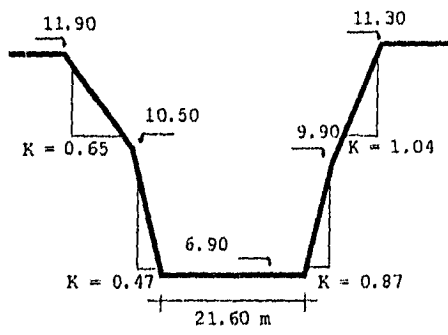


TRAMO 56



# RIO PUYACATENGO

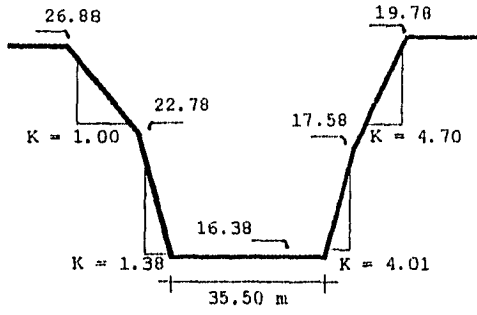
## TRAMO 57



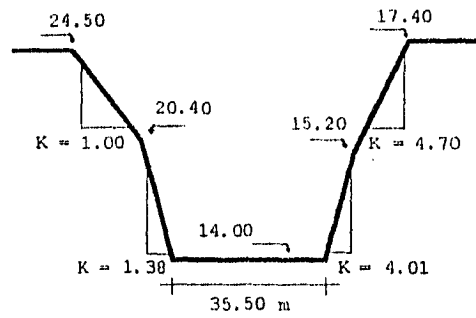
NOTA: Las elevaciones están referidas al nivel medio del mar.

# RIO CARRIZAL

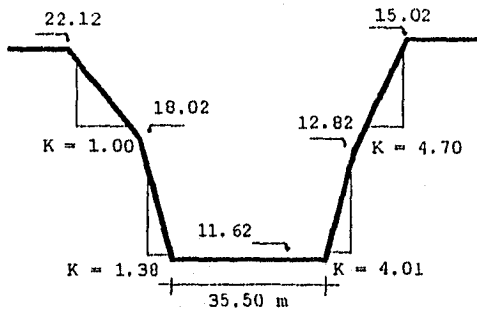
TRAMO 58



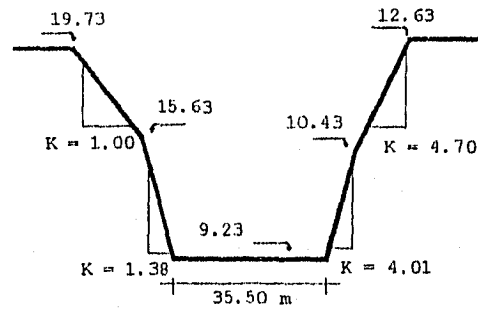
TRAMO 59



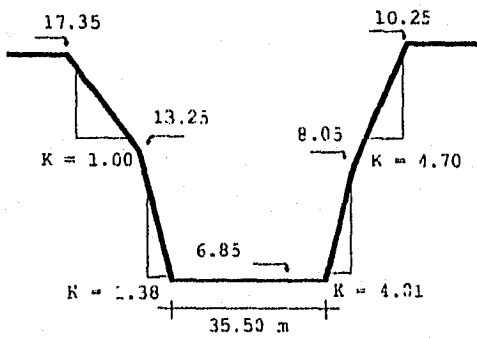
TRAMO 60



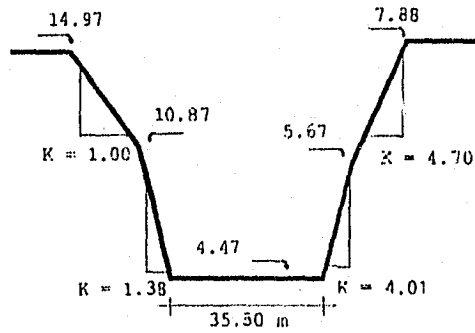
TRAMO 61



TRAMO 62

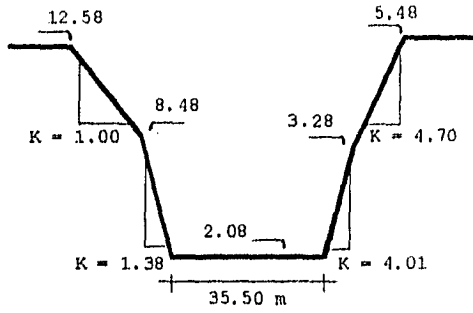


TRAMO 63

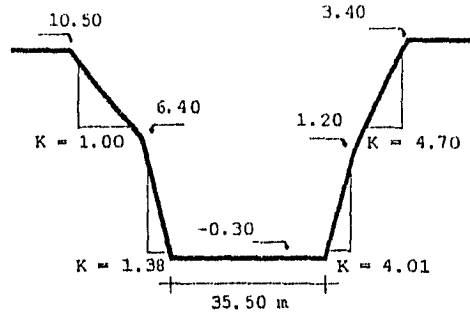


# RIO CARRIZAL

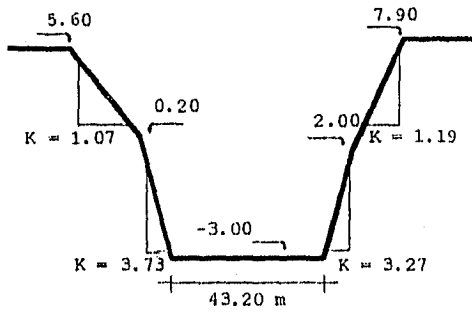
TRAMO 64



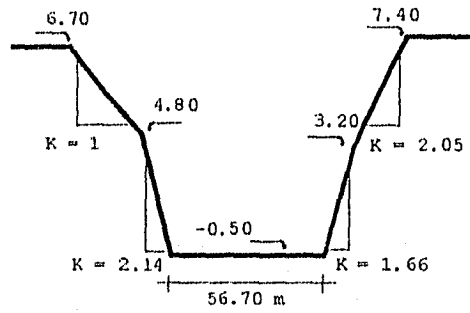
TRAMO 65



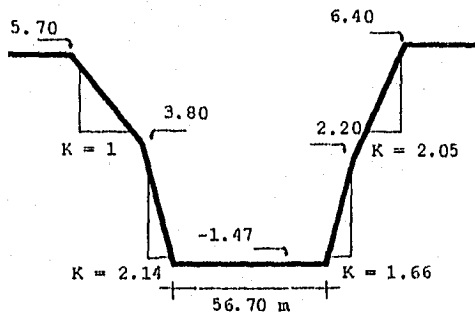
TRAMO 66



TRAMO 67



TRAMO 68

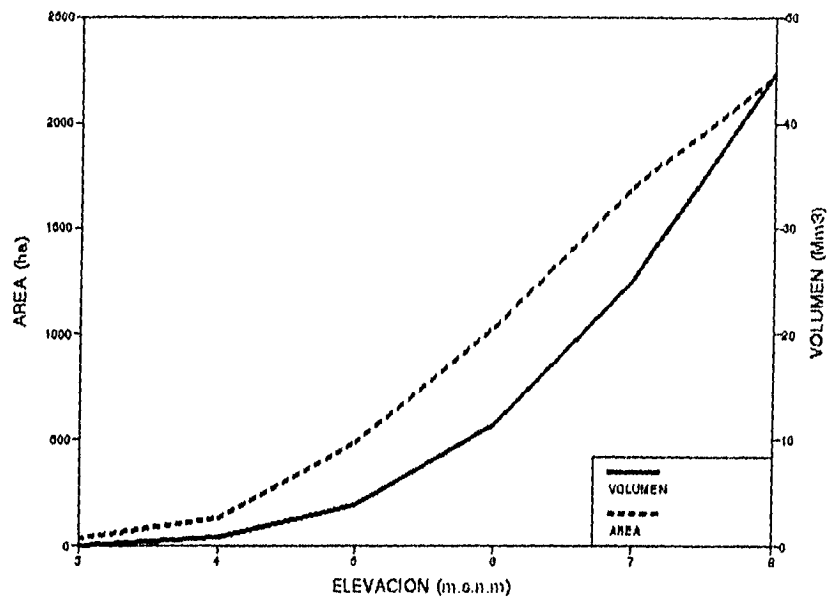


NOTA: Las elevaciones están referidas al nivel medio del mar.

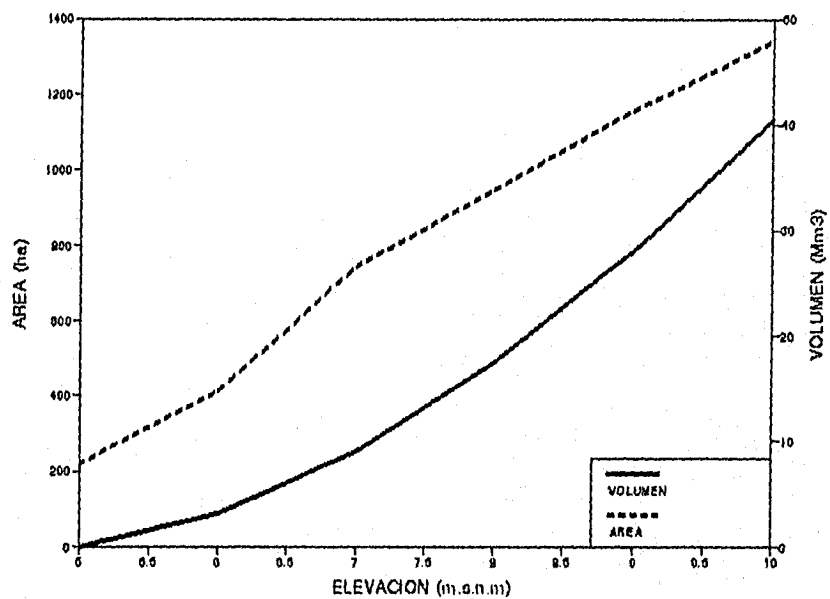
## **ANEXO 2**

### **Curvas Elevaciones-Áreas-Volúmenes de las Lagunas**

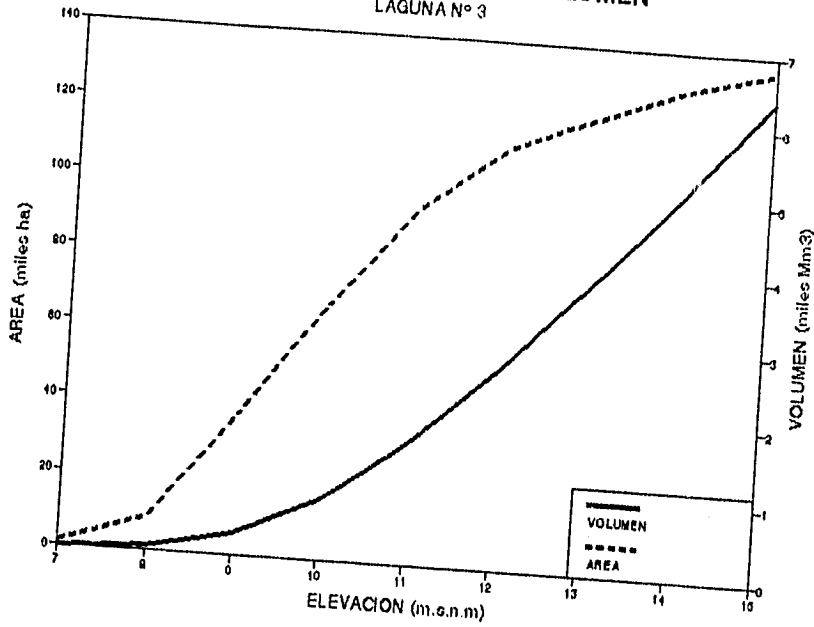
**CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN**  
LAGUNA N° 1



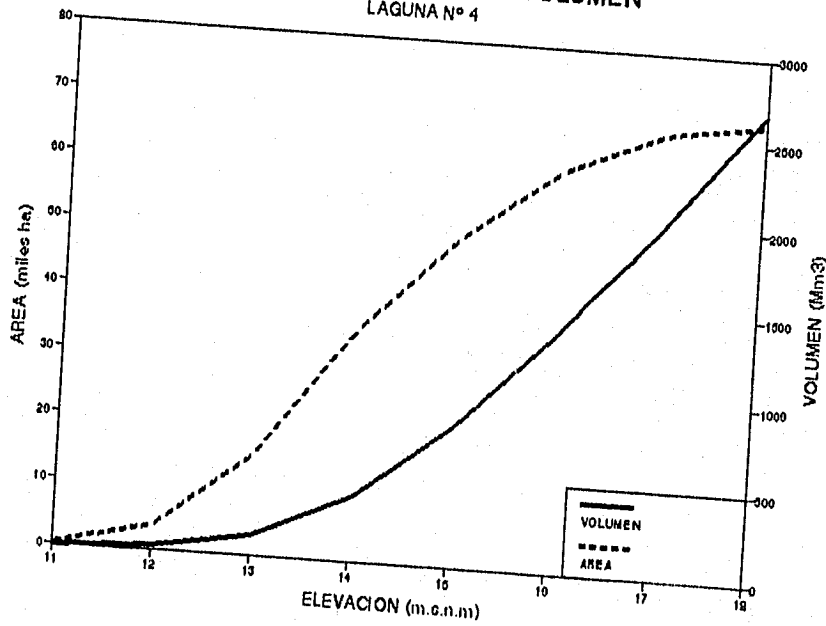
**CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN**  
LAGUNA N° 2



**CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN**  
LAGUNA N° 3

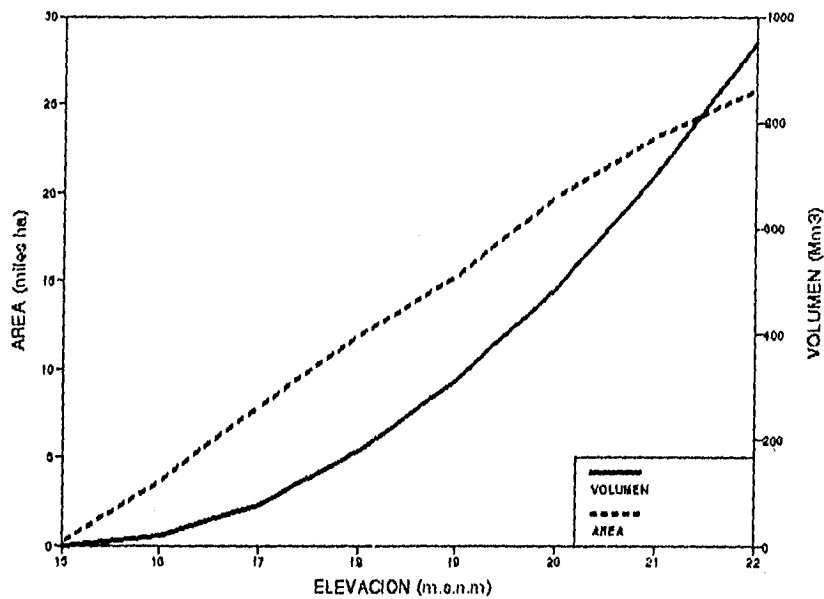


**CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN**  
LAGUNA N° 4

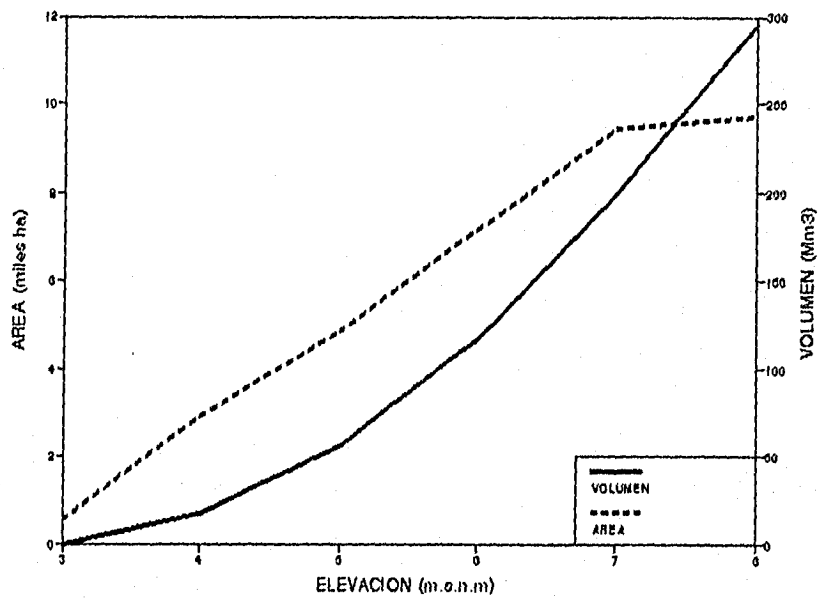




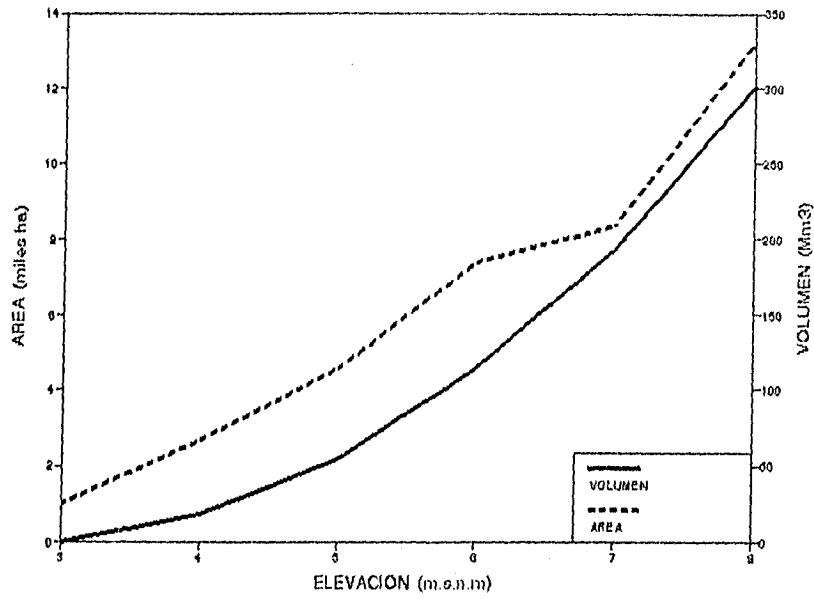
**CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN**  
LAGUNA Nº 5



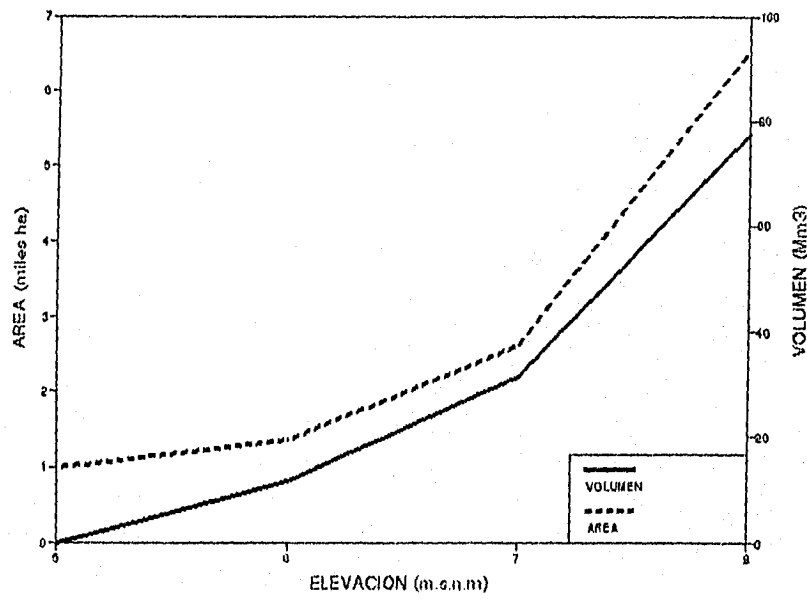
**CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN**  
LAGUNA Nº 6



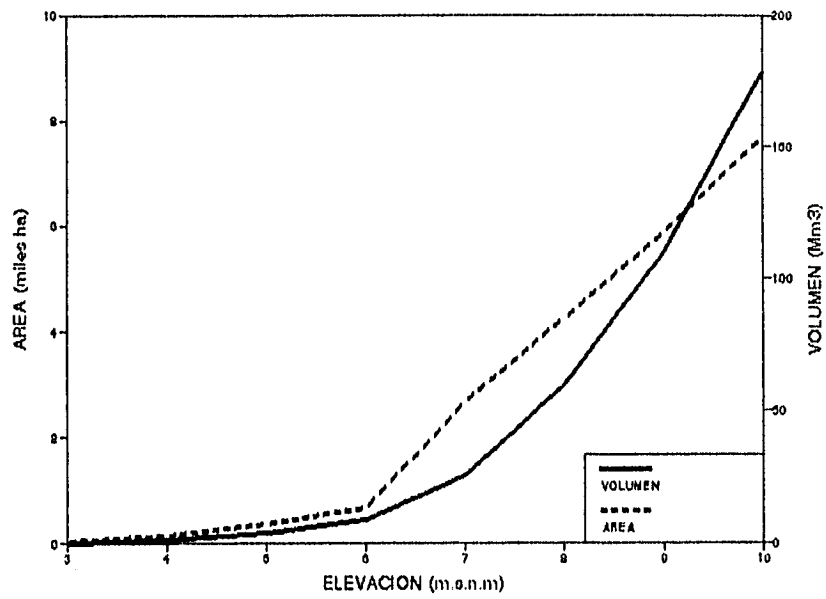
CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN  
LAGUNA N° 7



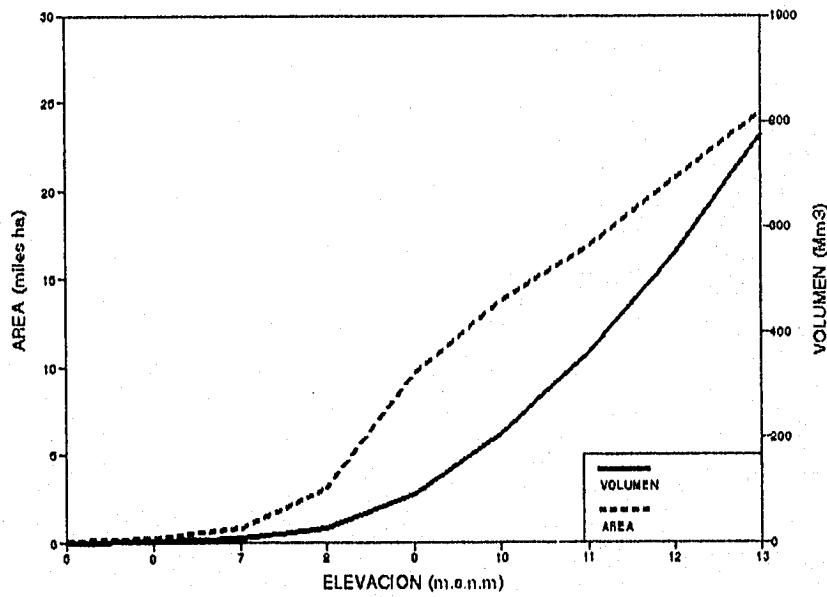
CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN  
LAGUNA N° 8



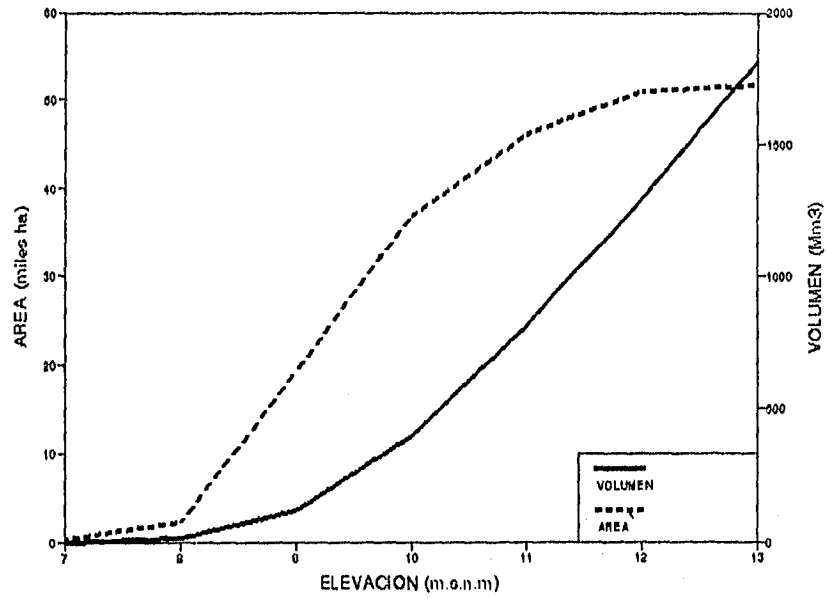
**CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN**  
LAGUNA N° 9



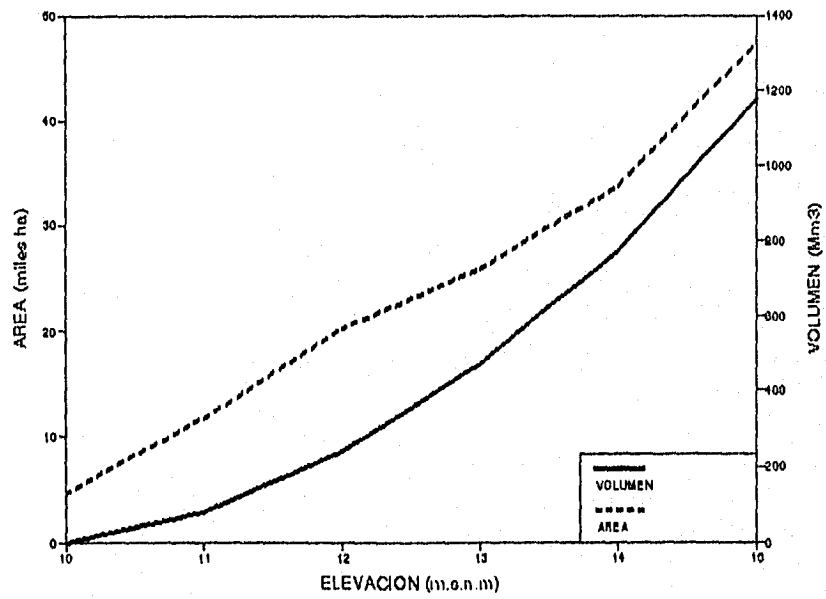
**CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN**  
LAGUNA N° 10



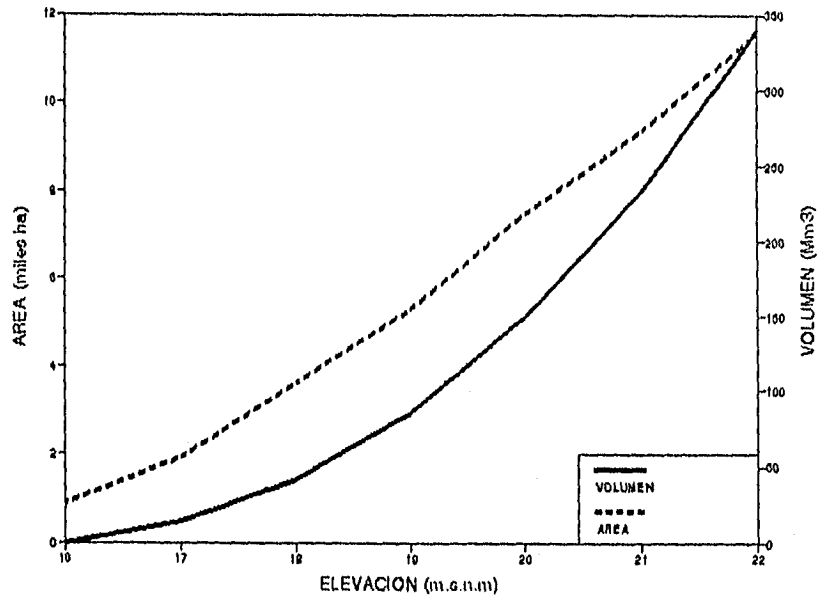
**CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN**  
LAGUNA N° 11



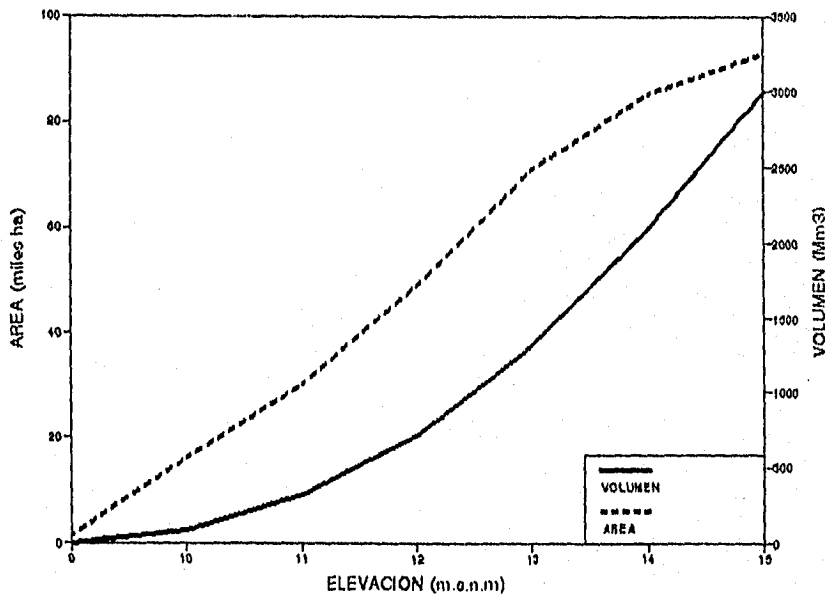
**CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN**  
LAGUNA N° 12



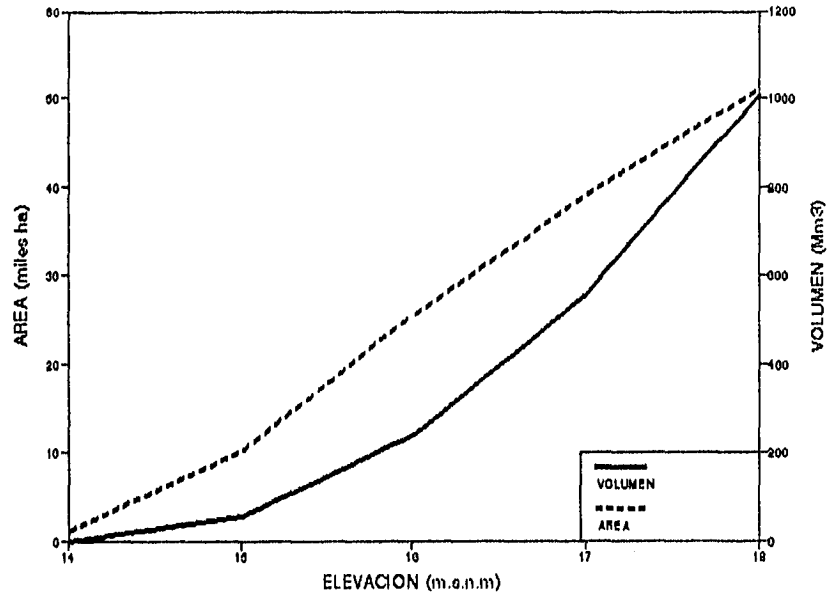
**CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN**  
LAGUNA N° 13



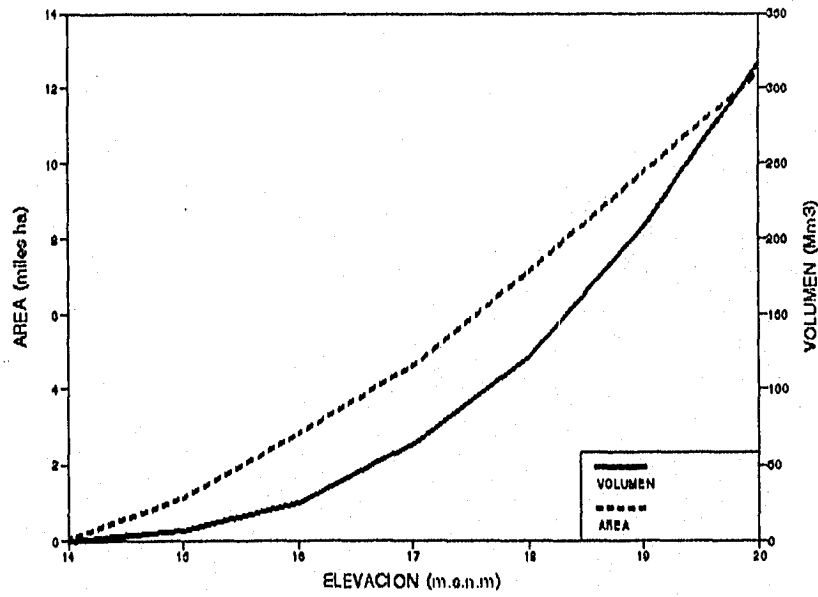
**CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN**  
LAGUNA N° 14



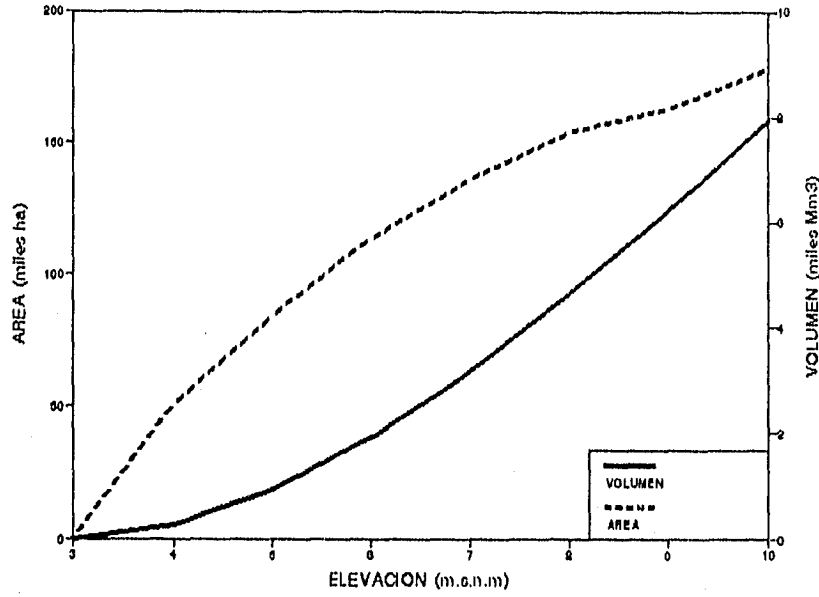
**CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN**  
LAGUNA N° 15



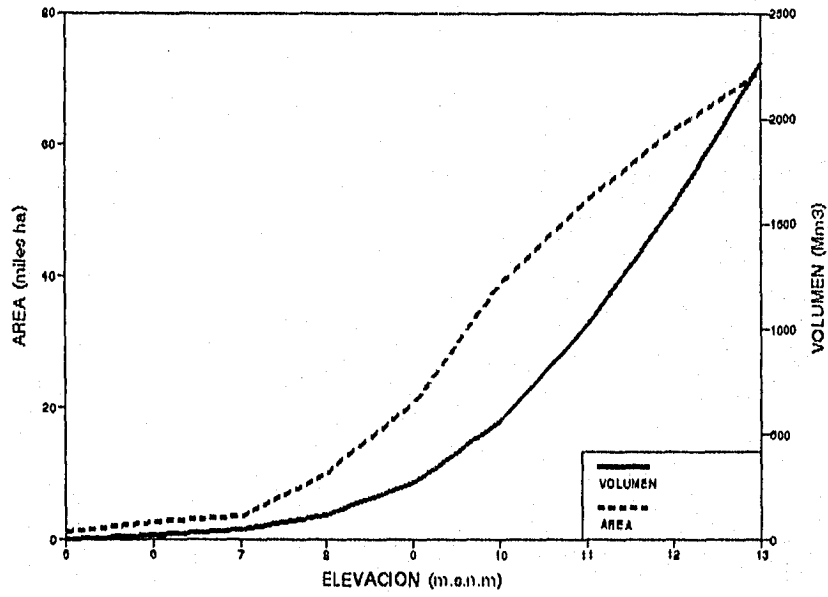
**CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN**  
LAGUNA N° 16



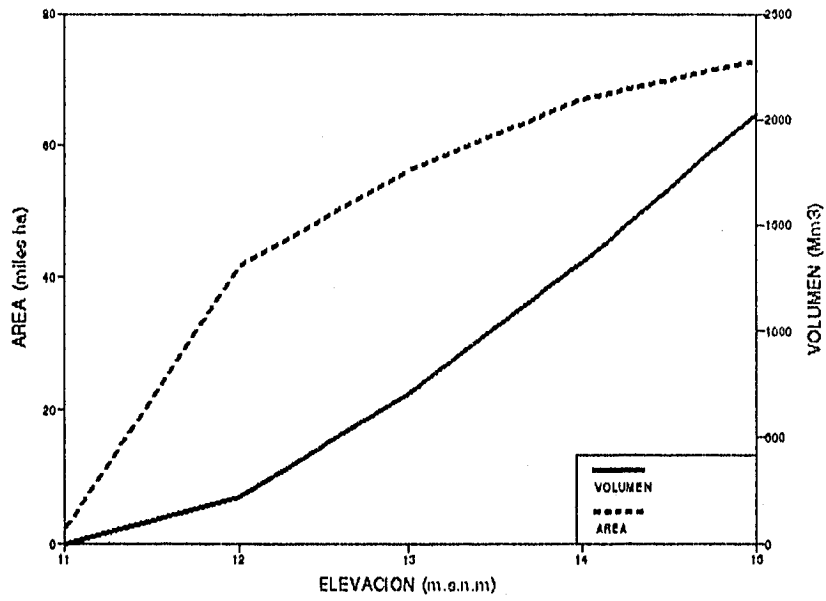
CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN  
LAGUNA N° 17



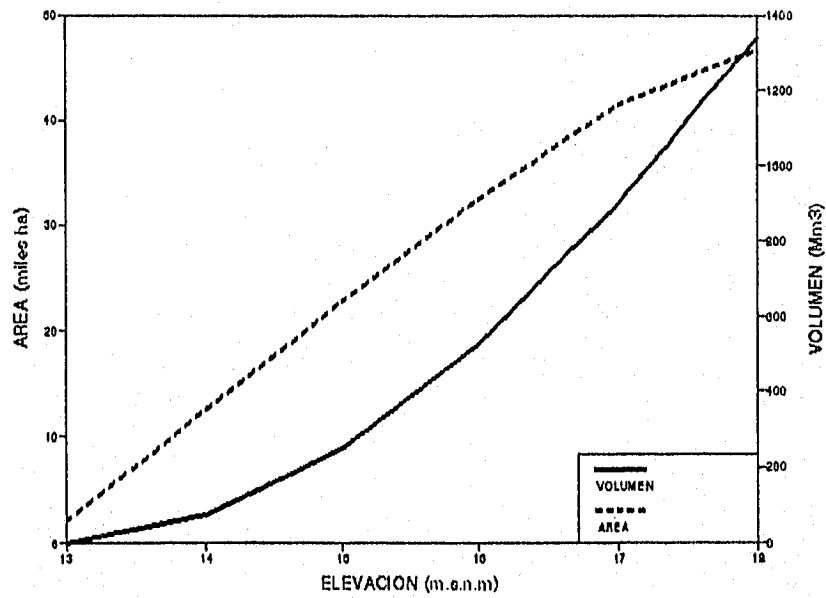
CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN  
LAGUNA N° 18



**CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN**  
LAGUNA Nº 19

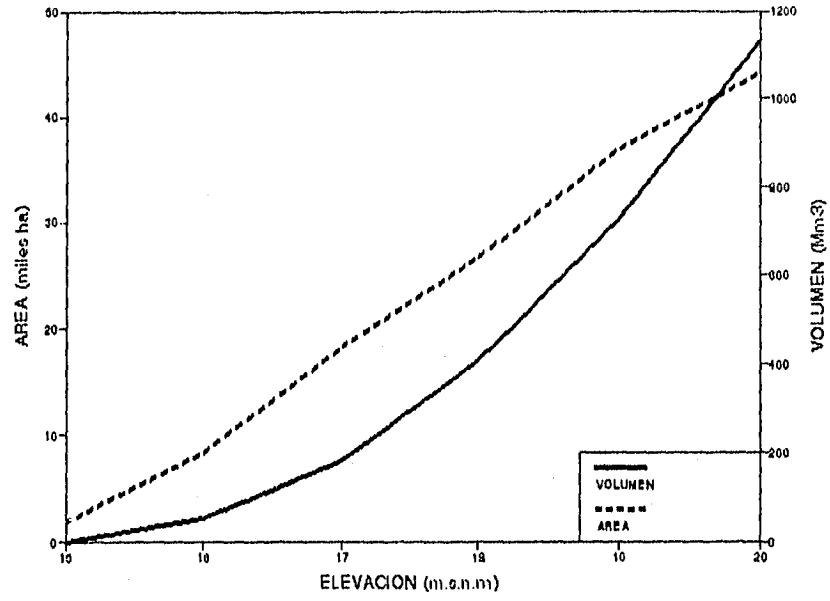


**CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN**  
LAGUNA Nº 20





CURVA ELEVACION-AREA-VOLUMEN  
LAGUNA N° 21





**ANEXO 3**

**Informe Fotográfico**

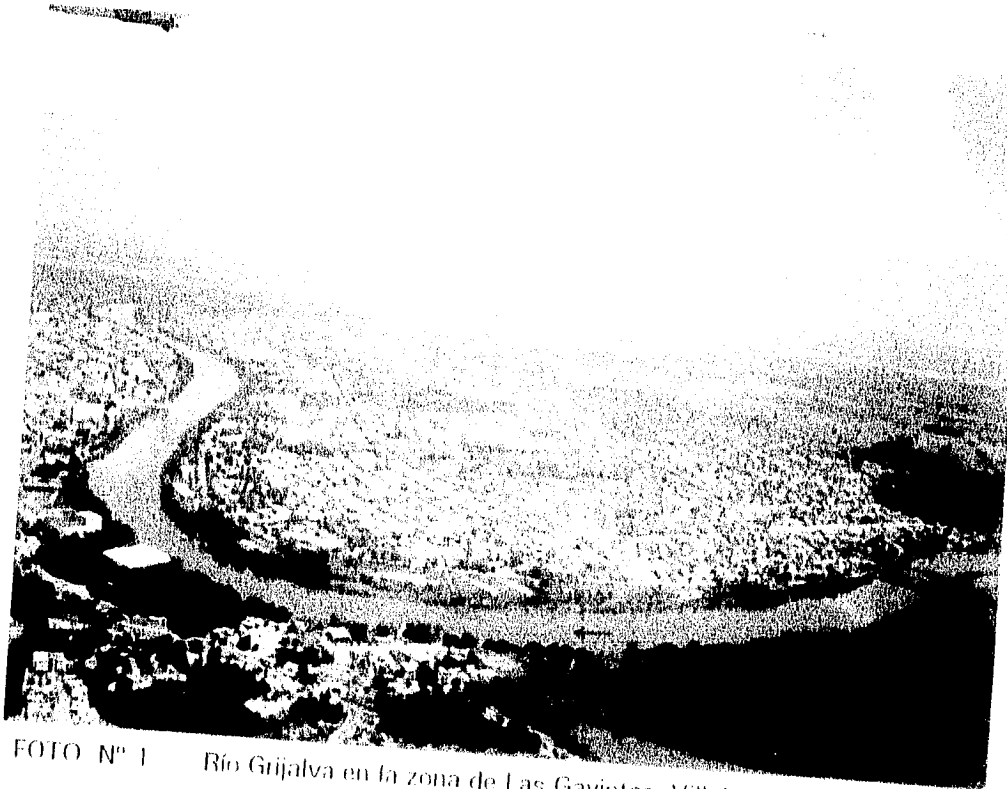


FOTO N° 1 Río Grijalva en la zona de Las Gaviotas, Villahermosa.

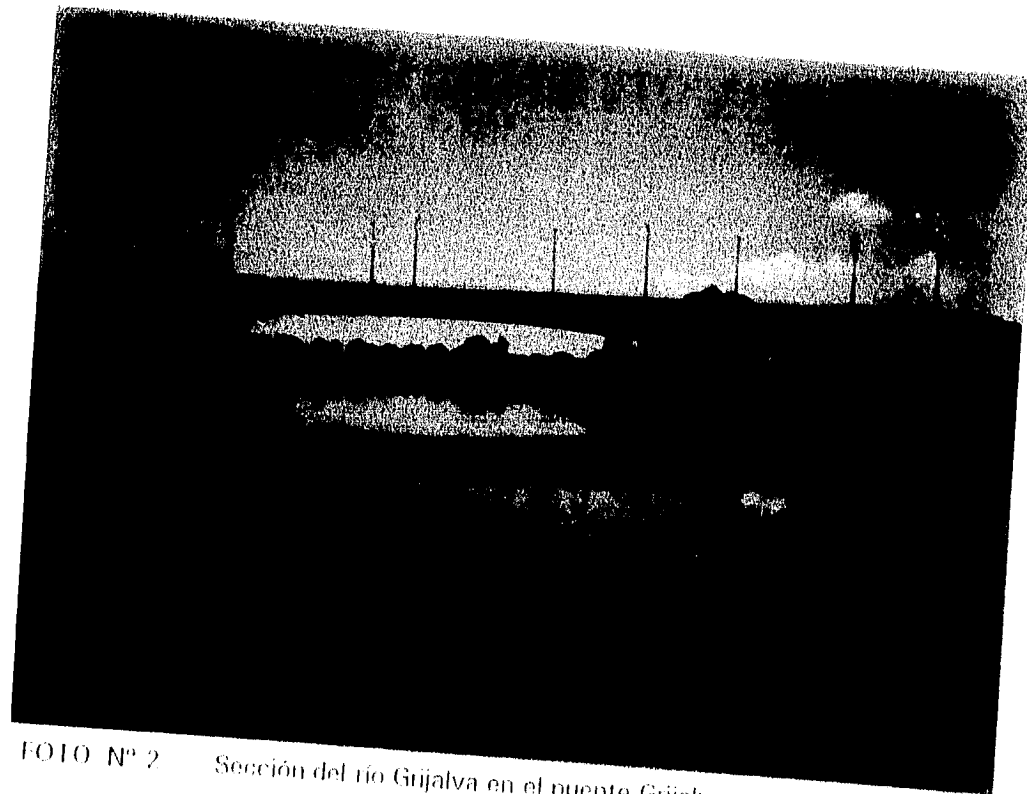


FOTO N° 2 Sección del río Grijalva en el puente Grijalva.



FOTO N° 3 Confluencia de los ríos de La Sierra (1) y Pichucalco (2).  
Al fondo la confluencia de los ríos Pichucalco (2) y Viejo  
Mezcalapa (3).

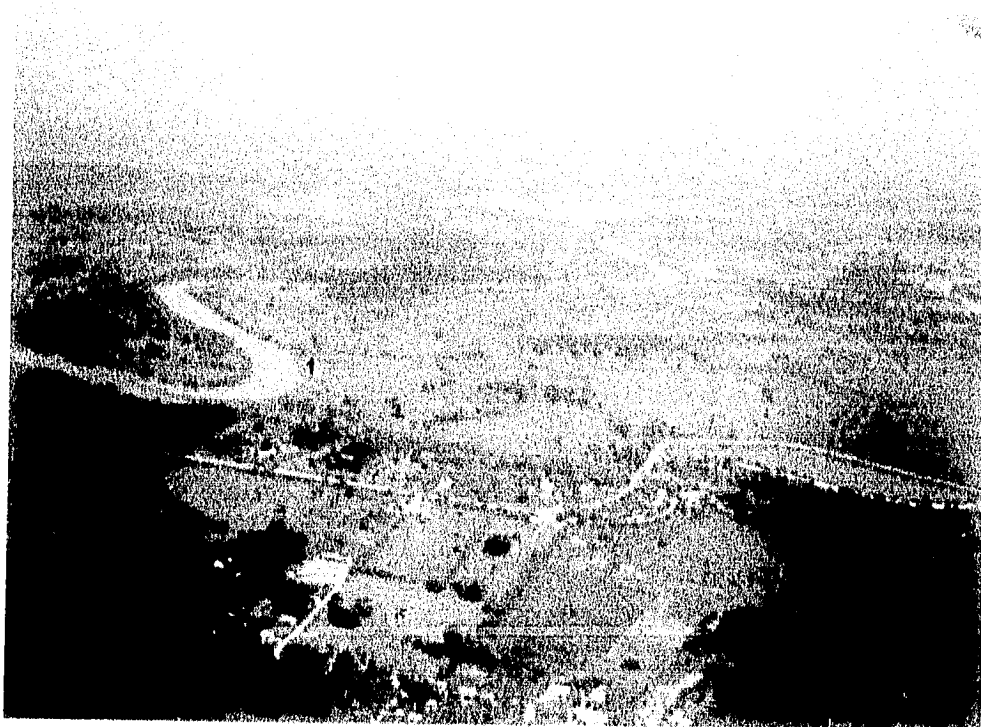


FOTO N° 4 Confluencia de los ríos de La Sierra (1) y Pichucalco (2).  
A la derecha la confluencia de los ríos Pichucalco (2) y Viejo  
Mezcalapa (3) y la laguna Santa Julia.



FOTO N° 5 Confluencia de los ríos de La Sierra (1) y Pichucalco (2).

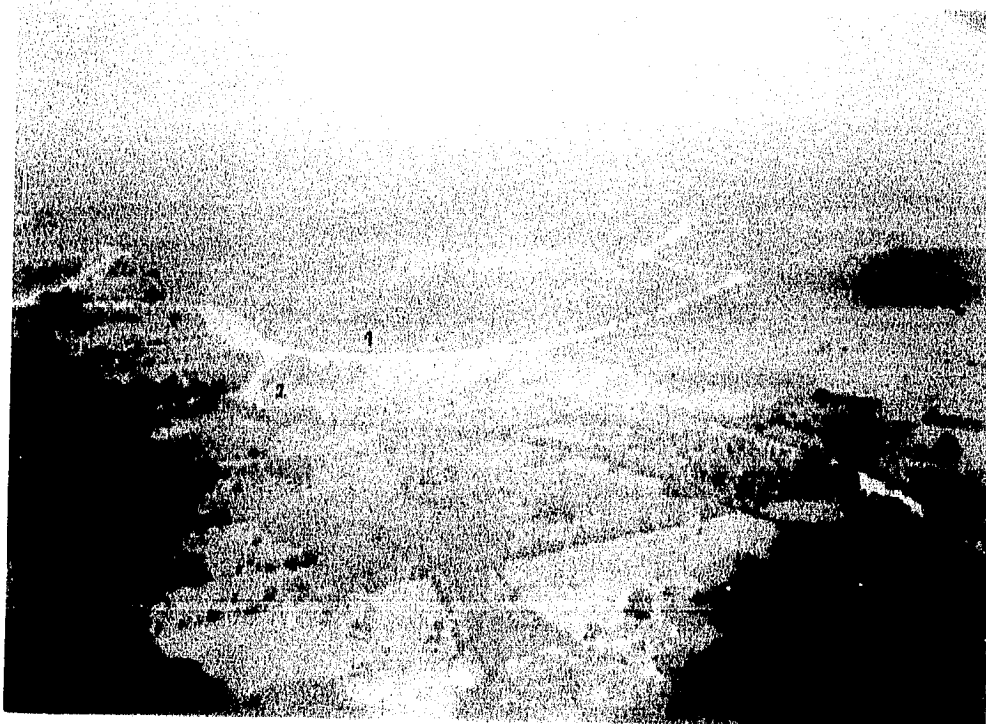


FOTO N° 6 Confluencia de los ríos de La Sierra (1) y Teapa (2).



FOTO N° 7 Confluencia de los ríos de La Sierra (1) y Teapa (2).



FOTO N° 8 Río de La Sierra entre las poblaciones de Sabanilla y Estanzuela (segunda sección). Al fondo la laguna de Santo Domingo.

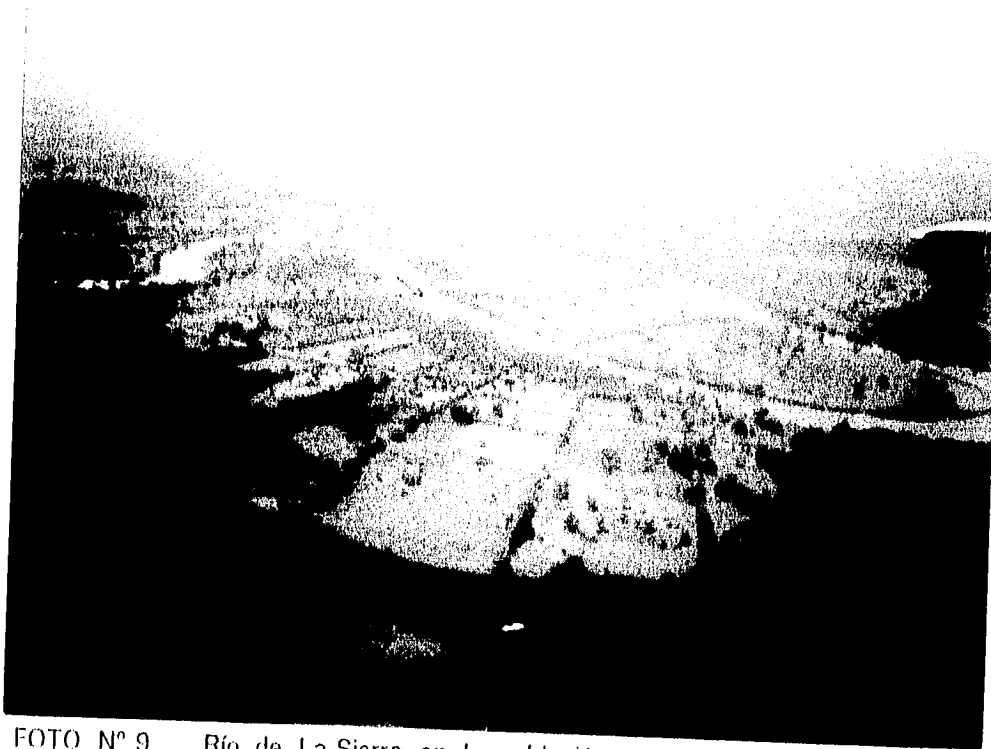


FOTO N° 9 Río de La Sierra en la población de Las Raíces. Al fondo la población de Pueblo Nuevo de las Raíces.



FOTO N° 10 Sección del cauce del río de La Sierra. Obsérvese la erosión en la margen derecha.



FOTO N° 11 Río Tacotalpa entre las poblaciones La Unión y Astapa.  
Obsérvese la proximidad entre la carretera y el río.



FOTO N° 12 Río Tacotalpa entre las poblaciones Astapa y Nuevo Progreso





FOTO N° 13 Río Tacotalpa en la población de Jalapa.



FOTO N° 14 Río Tacotalpa en la población de Tapijulapa.



FOTO N° 15 Río Pichucalco aguas arriba de la confluencia de los ríos Pichucalco y Tepaté hasta la población de Alvarado.

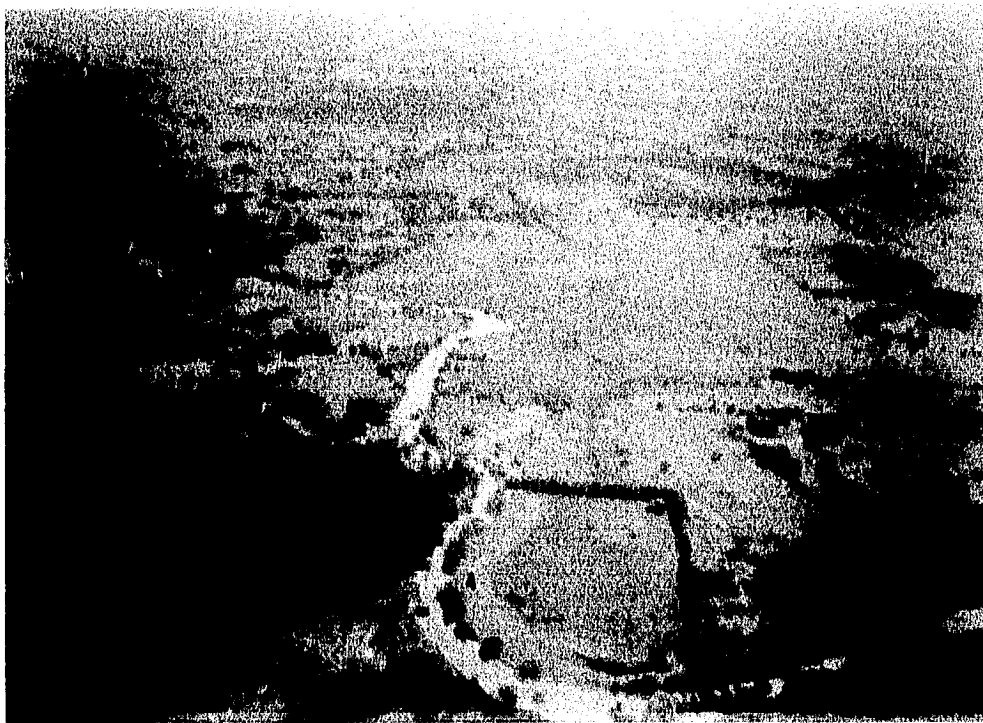


FOTO N° 16 Confluencia de los ríos Pichucalco (1) y Tepaté (2). Al fondo zona lagunar.

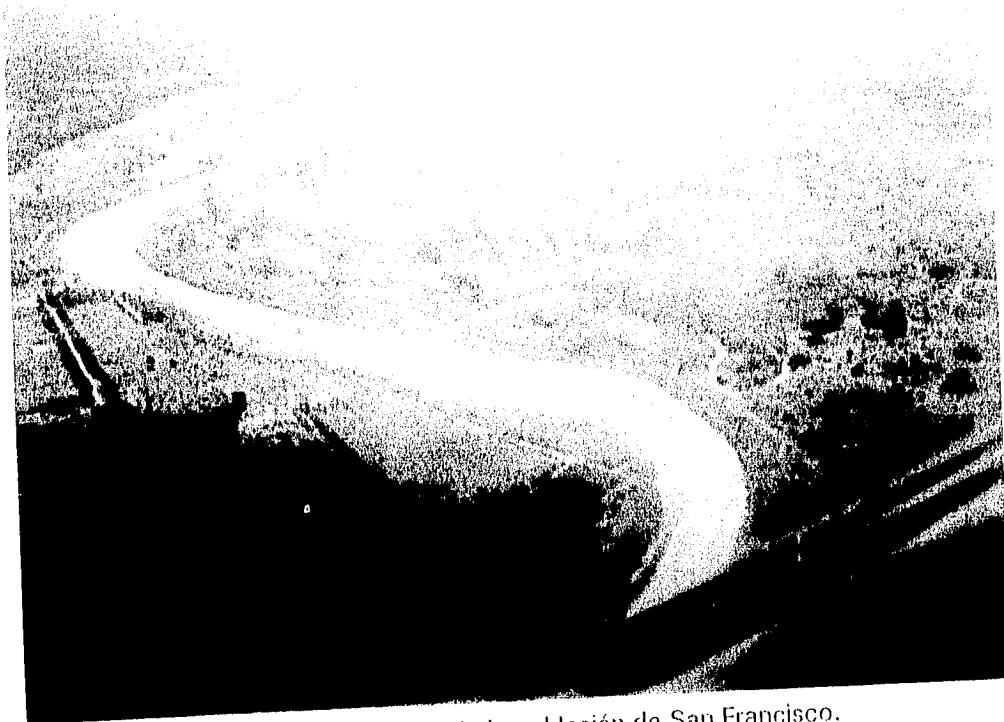


FOTO N° 17 Río Pichucalco hacia la población de San Francisco.

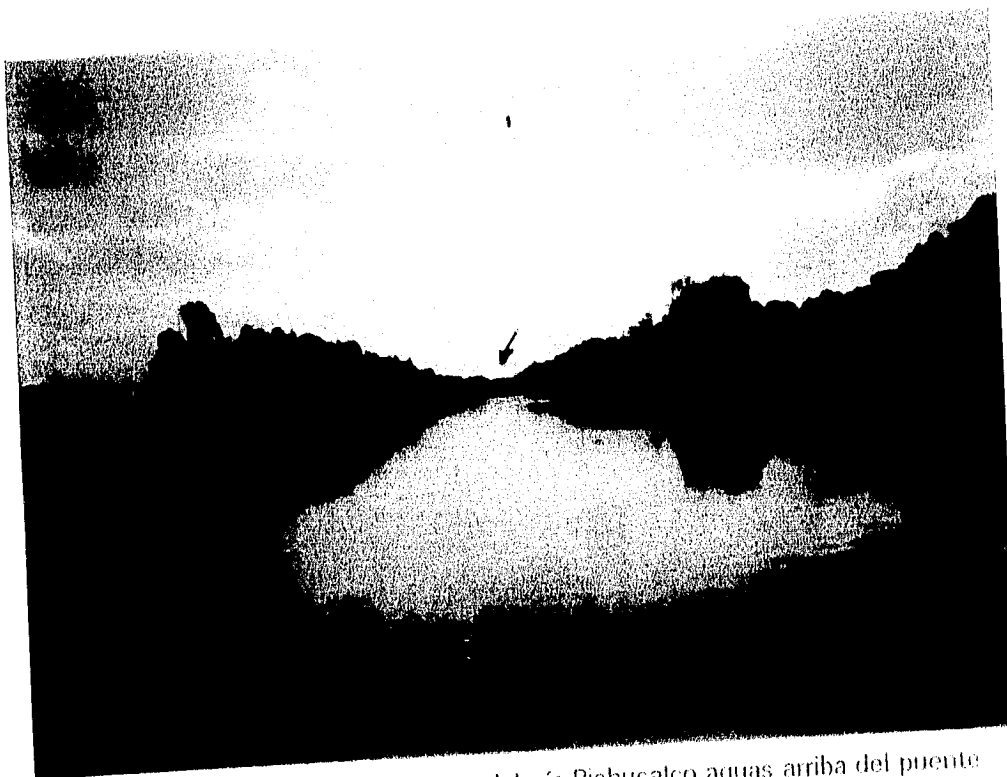


FOTO N° 18 Sección del cauce del río Pichucalco aguas arriba del puente Las Mahaguas.

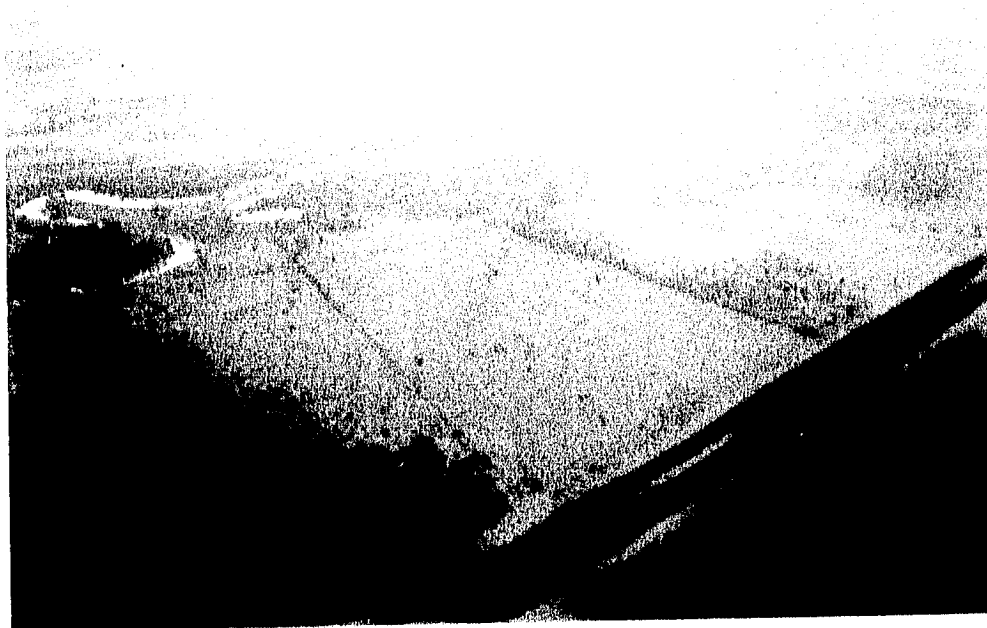


FOTO N° 19 Río Teapa.



FOTO N° 20 Sección del cauce del río Teapa, aguas abajo del puente Agave.

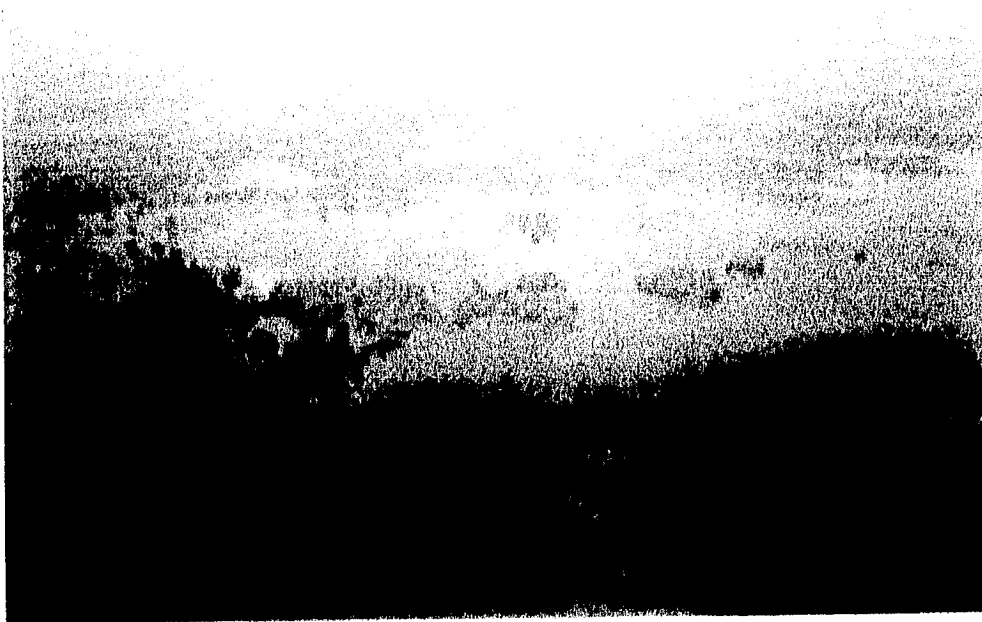


FOTO N° 21 Zona inundable próxima al aeropuerto de Villahermosa.



FOTO N° 22 Zona inundable próxima a los Zapotos.

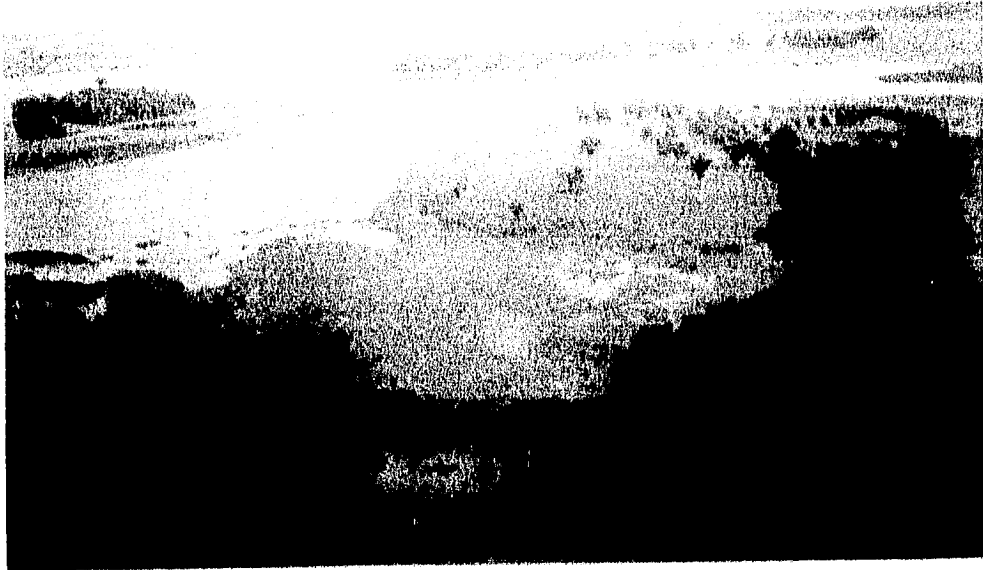


FOTO N° 23 Zona inundable al este de Villahermosa.

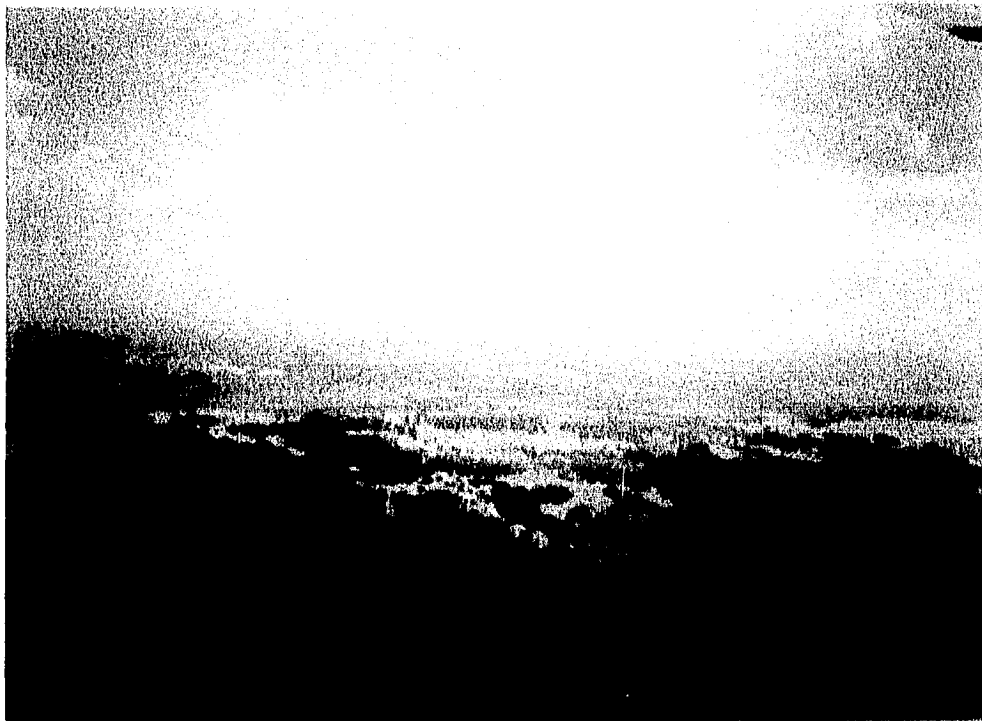


FOTO N° 24 Zona inundable entre los ríos de La Sierra y Teapa.