

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

6017

**FUNCIONAMIENTO DEL EMISOR DEL PONIENTE
CON PROYECCION AL AÑO 2000**

T E S I S

DESCARTE

Que para obtener el título de :

INGENIERO CIVIL

Presenta

IGNACIO NARVAEZ ABSALON

MEXICO, D. F. 1977



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Al Pasante señor IGNACIO NARVAEZ ABSALON,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Ramón Domínguez Mora, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"FUNCIONAMIENTO DEL EMISOR DEL PONIENTE CON
PROYECCION AL AÑO 2000"

1. Introducción
2. Antecedentes
3. Análisis hidrológico
4. Análisis hidráulico
5. Funcionamiento del Emisor del Poniente
6. Conclusiones

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria, 4 de febrero de 1977.

EL DIRECTOR

ING. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON

U. by

EVC/GSA/scr

INDICE GENERAL

	Pág.
CAPITULO I	
INTRODUCCION.	1
CAPITULO II	
ANTECEDENTES.	4
2.1 Dinámica del crecimiento urbano.	4
2.2 Antecedentes del alcantarillado.	6
2.3 Descripción y planteamiento del problema. . .	8
2.4 Localización de la zona en estudio.	10
2.5 Interconexión de las tres cuencas principales.	12
CAPITULO III	
ANALISIS HIDROLOGICO.	20
3.1 Obtención de la tormenta de diseño.	20
3.2 Cálculo de la lluvia en exceso.	22
3.3 Hidrogramas unitarios correspondientes a los afluentes de los cauces principales.	23
3.4 Cálculo del escurrimiento directo.	25
3.5 Cálculo del escurrimiento base.	26

	Pág.
CAPITULO IV	
ANALISIS HIDRAULICO.	47
4.1 Flujo transitorio en cauces.	47
4.2 Descripción del modelo numérico.	48
4.3 Planteamiento del análisis hidráulico.	52
4.4 Análisis hidráulico del río Hondo Tepozotlán. .	53
4.5 Análisis hidráulico del río Cuautitlán.	57
CAPITULO V	
FUNCIONAMIENTO DEL EMISOR DEL PONIENTE.	64
5.1 Funcionamiento del Emisor del Poniente a partir de 1980, en condiciones actuales y hasta la com- puerta de Nochistongo.	65
5.2 Análisis del Emisor del Poniente suponiendo que la estructura de descarga existente en la com- puerta Berriozabal se eliminará.	67
5.3 Rectificación en un tramo del Emisor del Ponien- te y derivación del agua aportada por la zona I _{ep} al dren General de Cuautitlán.	68
5.4 Rectificación en un tramo y revestimiento del Emisor del Poniente.	70
CAPITULO VI	
CONCLUSIONES.	75
REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA.	78

RECONOCIMIENTO

Se agradece a la Comisión de Aguas del Valle de México, Secretaría de Agricultura y Recursos Hídricos, y al Instituto de Ingeniería, UNAM, las facilidades otorgadas para la elaboración de este trabajo.

A los señores:

Ing. Ramón Domínguez Mora

Lic. Roberto Llanas Fernández

su colaboración en la dirección de la tesis, y en la revisión del manuscrito, respectivamente.

A los señores:

Dr. Gabriel Echávez Aldape

Ing. Antonio Capella Vizcaíno

Ing. Alberto J. Barocio Moll

Ing. Luis F. Robledo Cabello

Ing. Horacio Árceo Tena

todas sus atenciones y consejos.

A la señorita:

Analicía de la Torre Cavazos

su aportación mecanográfica.

CAPITULO I.

INTRODUCCION

Las inundaciones periódicamente acaecidas en la ciudad de México desde su fundación hasta fechas recientes, producto de avenidas torrenciales en época de lluvias extraordinarias, han motivado firmes inquietudes ante la necesidad de dar respuesta a esa grave situación; en efecto, desde la época prehispánica empezaron a realizarse grandes obras para hacer frente a este complejo problema, labor que ha continuado desde entonces. A inicios del siglo XX, la culminación de las obras del Gran Canal del Desagüe condujo a creer que se había dado solución definitiva al dren general de la cuenca del Valle de México; sin embargo, la situación se agravó aún más en años posteriores, culminando con la inundación que se presentó en la ciudad en 1951, lo que obligó a buscar nuevas soluciones al problema; para tal fin, en 1954 se puso en práctica un plan creado por la Dirección General de Obras Hidráulicas, dependiente del entonces Departamento Central del Distrito Federal (DCDF), a fin de resolver las inundaciones de la

capital y zonas aledañas, que implicó entre otras cosas la reestructuración del sistema de drenaje principal. De este plan, destacó la realización del denominado Emisor del Poniente (1966), con objeto de desalojar las aguas negras y pluviales de la zona noroeste del Valle de México; sin embargo, el continuo crecimiento del área urbana de esa zona ha planteado la necesidad de prever a mediano plazo la funcionalidad de dicha obra; esto se basa en estimaciones realizadas por diversos centros de investigación y en la política que ha seguido el Estado de México de crear el núcleo planificado Centro Urbano Cuautitlán-Izcalli, lo que supone que para 1980 en esa área habrá una población de 1 600 000 habitantes. De la situación anterior surgió el presente trabajo, donde se analiza el funcionamiento del Emisor del Poniente, y se hacen las observaciones pertinentes para que esta estructura satisfaga las necesidades cuando esa población se encuentre completamente asentada. Los resultados obtenidos demuestran que el Emisor del Poniente en sus condiciones actuales no será suficiente para desalojar las aportaciones de aguas negras y pluviales en época de lluvias extraordinarias a partir de la década de 1980. Esto implicó plantear una serie de alternativas a fin de obtener las soluciones para que esta gran obra del drenaje principal de la cuenca del Valle de México dé respuesta a las necesidades de dren a esa zona a partir de 1980 y hasta el año 2000. Por otro lado, se procuró emplear una metodología aplicable a cualquier elemento del dren principal de dicha cuenca.

El aspecto medular de este trabajo se presenta en los siguientes capítulos: en el II se analiza el comportamiento del crecimiento del área urbana de la ciudad de México y el antecedente del alcantarillado de la cuenca del Valle, a la vez que plantea el problema de la zona norponiente con su respectiva localización y su comportamiento hidráulico. En el capítulo III se presenta el análisis hidrológico de la zona en estudio a fin de obtener los hidrogramas de descarga de los ríos principales del dren local constituido fundamentalmente por los ríos Tepozotlán y Cuautitlán, así como los de los afluentes que descargan directamente al Emisor.

En el capítulo IV se hace una breve descripción del fenómeno que se presenta en este tipo de cauces por efecto de una avenida, y se explica el modelo matemático usado para fines de cálculo; además, se incluye el planteamiento del análisis hidráulico, a la vez que se realizan los análisis de los ríos Tepoztlán y Cuautitlán a fin de conocer los hidrogramas que descargan al Emisor del Poniente. Finalmente, el análisis hidráulico del Emisor, de acuerdo con las diferentes alternativas planteadas, se incluye en el capítulo V.

CAPITULO II

ANTECEDENTES

2.1 Dinámica del crecimiento urbano

El crecimiento acelerado del área urbana de la Ciudad de México, como resultado de las continuas corrientes migratorias a que ha estado sujeta desde hace varias décadas, ha hecho que ésta se caracterice como el mayor polo de desarrollo urbano-industrial de la República.

El asentamiento de los grupos inmigrantes que hasta principios de la actual centuria significó una expansión urbana lenta y cómoda, se convirtió en desordenada y, como tal, conflictiva y anárquica que hacia 1930 prácticamente llegaba a los límites geográficos de la ciudad capital; una década después, es decir de 1940 a 1950, el crecimiento

urbano rebasó los límites de la ciudad y empezó a abarcar parte de la periferia del Distrito Federal, con especial propensión hacia las zonas sur y sureste del mismo; inclusive fue tan intenso, que al finalizar dicha década el área urbana prácticamente ocupaba el territorio del Distrito Federal.

Si el desplazamiento fue abundante en la última década mencionada, mayor fue en los años que le siguieron, pues al incremento de las corrientes migratorias que llegaban a la ciudad en busca de mejores niveles de vida se unieron factores tales como la explosión demográfica de las familias que se asentaban, los fraccionamientos a pagar a largo plazo, la regularización de zonas invadidas, nuevas fuentes de trabajo y finalmente la política de establecer industrias fuera del área urbana, los cuales hicieron que a partir de 1960 el asentamiento poblacional abarcara parte del Estado de México, especialmente en las zonas norte y oriente aledañas al Distrito Federal.

Si no se toman las medidas pertinentes, la Ciudad de México continuará siendo el polo de atracción más importante del país; inclusive, con base en un análisis estadístico elaborado por la empresa ATEC, para la Secretaría de Recursos Hídricos, corregido de acuerdo con los levantamientos hechos por la CETENAL (Comisión de Estudios del Territorio Nacional) en 1971, y con las últimas versiones de los planes de urbanización del Estado de México, así como con observaciones directas que se realizaron para el trabajo que se presenta, se ha llegado a la conclusión de que para 1980 la zona urbana de la Ciudad de México estará distribuída conforme se indica en la Fig. 1.

2.2 Antecedentes del alcantarillado

Las inundaciones por precipitación pluvial, la salida de estas aguas y de las de desecho, siempre han constituido un serio problema para la Ciudad de México al que se le ha tratado de dar solución en distintas épocas, tal fue el caso del dique de contención y control de aguas que Netzahualcóyotl hizo construir a fin de proteger a la Gran Tenochtitlán de las aguas procedentes del norte del lago de Texcoco; la obra, de 12 km de longitud, se extendía desde el cerro de La Estrella, Iztapalapa, hasta Atzacolco. Poco después, también dentro de la época prehispánica, se construyeron los diques de Tláhuac y de Mexicaltzingo, que servían para contener las aguas que amenazaban la parte sur de Tenochtitlán.

A principios del virreinato una nueva solución se puso en práctica: la construcción del dique de San Cristóbal a fin de cerrar la garganta por la cual derramaban sus aguas las lagunas de Xaltocan, Zumpango y San Cristóbal al lago de Texcoco; sin embargo, las abundantes lluvias que se presentaron en la parte alta del poniente en el Valle de México provocaron de 1604 a 1607 fuertes escurrimientos que al ser captados por el río Cuautitlán y rebasar su capacidad, inundaban constantemente la capital de la Nueva España, lo que dió lugar a una segunda respuesta: la creación del tajo de Nochistongo con el fin de dar salida a los escurrimientos excesivos que se estaban presentando y que cada día constituían un volumen mayor.

En 1856 el nivel de lago de Texcoco puso en peligro a la Ciudad de México, y ante las inundaciones en las zonas bajas de ésta y al constante incremento de aguas negras cuyo desalojo ya se dificultaba, se recurrió a construir en 1866 el Gran Canal del Desagüe con su primer túnel de Tequisquiác, que cuando estuviera concluido actuaría como segunda vía al exterior del Valle de México.

Aun cuando la solución que se dió al problema sirvió durante algunas décadas, el que en 1900 la ciudad empezara a mostrar un fuerte hundimiento que para 1937 la colocó 7 m abajo del lago de Texcoco, acabó por hacer más crítica la situación, especialmente en lo que se refiere a la evacuación de aguas negras y pluviales, situación que persistió aún después de la terminación del primer túnel de Tequisquiác; sin embargo, como el volumen de salida de aguas se había acrecentado tanto, para dar mayor capacidad de descarga al cauce del Gran Canal del Desagüe, se inició en 1938 el segundo túnel de Tequisquiác, el que se dió por terminado en 1954.

Finalmente, a pesar de las soluciones consideradas, las inundaciones que se presentaron en la ciudad en 1951, condujeron a elaborar un plan de trabajo que diera la respuesta que desde muchos años se buscaba. Este plan, que se puso en vigencia en 1954, consistió básicamente en:

a) Crear criterios y normas para la extracción de aguas subterráneas dentro del valle, ya que al no ser racional dicha extracción se ocasionaba el hundimiento del suelo con el consiguiente desplazamiento del sistema de alcantarillado, lo que le restaba eficiencia en su capacidad y funcionamiento.

b) Construcción inmediata de obras provisionales para eliminar inundaciones en épocas de lluvias.

c) Realización de obras de rehabilitación del sistema principal.

Respecto al sistema principal, los resultados del plan (aún no concluido y periódicamente rectificado) han sido la construcción del Emisor del Poniente, rectificación del Gran Canal del Desagüe, rectificación del río de Los Remedios y la construcción del Emisor Profundo (en proceso), y como elementos de regulación: el sistema de interpresas del poniente, el Vaso del Cristo, y el propio lago de Texcoco. (Fig. 1).

2.3 Descripción y planteamiento del problema

Dadas las tendencias actuales de establecer y desarrollar nuevas áreas de población en la zona noroeste del Valle de México, como es el caso de la política que ha seguido el Estado de México de crear el núcleo planificado Centro Urbano Cuautitlán-Izcalli, que se estima dará albergue a 1 600 000 habitantes, y por el constante crecimiento del área urbana de la Ciudad de México hacia esa región, principalmente por su cercanía a la zona industrial y los beneficios que ésta trae consigo, como son los servicios de tipo educacional que ahí se brindan desde el nivel elemental hasta el profesional, el fácil acceso a grandes centros comerciales, el bajo costo de la propiedad, y los sistemas de adquisición de inmuebles o de terrenos por pagar a largo plazo, han hecho que la zona noroeste sea una de las de mayor índice de atracción poblacional en la periferia del Distrito Federal.

Ese asentamiento constante de familias y de industrias va a conducir a problemas diversos que aunque puedan irse solucionando parcialmente, a la postre presentarán situaciones conflictivas. Si al incremento de aguas de origen pluvial por razón del cambio de usos del suelo, se le añade el gasto diario de aguas de desecho de las industrias y de los centros urbanos, además de la pérdida de capacidad de los cauces por invasiones del área hidráulica, atolvamientos, estructuras de cruce, etc, se puede concluir que uno de los más graves problemas será el del drenaje.

Respecto a dicho problema, es lógico que hacia 1980 cuando se tenga la población estimada de 1 600 000 para el Centro Urbano Cuautitlán-Izcalli y la que inevitablemente se añada por efecto del crecimiento de la Ciudad de México hacia esa zona, va a surgir una situación crítica, especialmente en su dren local, en el que, llegado el momento, aun cuando se apliquen soluciones locales correctas, si el sistema principal de la zona no es el adecuado, los problemas pueden acrecentarse y afectarlo drásticamente.

Una política preventiva sería la de revisar la capacidad y funcionamiento del sistema principal en la zona, constituido por el Emisor del Poniente, pero no sin antes considerar los elementos básicos del dren local y de acuerdo con un plan que prevea el crecimiento futuro de la zona, con lo cual pueden obtenerse diversas alternativas que garanticen su buen funcionamiento en el futuro (Cap V).

2.4 Localización de la zona en estudio

La zona noroeste del Valle de México (Fig 2a) está limitada al norte por la sierra de Tepozotlán, al sur por la cuenca del río Tlalnepantla, al este por el Emisor del Poniente y al oeste por las sierras de Monte Alto y Monte Bajo.

Para mayor comprensión del trabajo que se presenta, se recurrió a dividir dicha región en tres áreas (Fig 2a), de las cuales, por las características de la región en estudio y porque el análisis de la misma se va a circunscribir al dren principal de esa zona, únicamente se va a tomar en cuenta el área central o área 2, la cual a su vez está limitada al norte por el parteaguas del río Tepozotlán, al sur por el parteaguas del río Tlalnepantla, al este por el Emisor del Poniente y al oeste por el parteaguas formado por una sección del sistema de interpresas del poniente.

Como se apuntó, el área norte o área 1, y el área oeste o área 3, no se considerarán para este trabajo, en el primer caso en razón del tipo de suelos y de las características de su dren local, por lo que los escurrimientos prácticamente al infiltrarse antes de llegar al Emisor del Poniente, hacen que su aportación al dren principal sea insignificante; respecto al área oeste o área 3, por el momento no hay problemas de inundaciones, ya que los niveles más bajos de su parteaguas están controlados mediante presas, las cuales durante período críticos captan los escurrimientos de la zona y los retienen hasta después de los períodos respectivos, así que su contribución al emisor es nula durante dichos lapsos.

Cabe aclarar que a partir de este subcapítulo, el área central o área 2 se va a manejar bajo el término "área en estudio", la que tiene una forma irregular con señaladas prolongaciones hacia el este y sur; su superficie es de 261 km², de los cuales se estima que 151.66 van a constituir la zona urbana desde 1980 (Fig 2b). Topográficamente presenta un nivel generalmente accidentado, y su dren local tiene una orientación de oeste a este, formado principalmente por los ríos Tepozotlán y el Cuautitlán con sus respectivos afluentes, y una serie de colectores que junto con los ríos mencionados drenan directamente en el Emisor del Poniente. A excepción de los colectores, todas las corrientes son de tipo torrencial y los escurrimientos que se registran se presentan en forma de avenidas debido a las lluvias intensas, que generalmente corresponden al periodo junio-octubre.

Con objeto de conocer el comportamiento del agua en el área en estudio, ésta se dividió en tres cuencas principales (Fig 2c): cuenca del río Tepozotlán, cuenca del río Cuautitlán y cuenca propia del Emisor del Poniente, las cuales a su vez se subdividieron en zonas de acuerdo con el parteaguas de sus corrientes tributarias a fin de considerar las descargas concentradas a lo largo del cauce principal de las cuencas respectivas. Cada zona (Tabla 1a, b y c) se integró agrupando determinados afluentes del cauce principal, conforme la topografía y el punto de descarga de los mismos; en la tabla se indican los afluentes con sus correspondientes longitudes obtenidas de los planos hechos por la Secretaría de la Defensa Nacional (ratificados en planos de la CETENAL y de la Secretaría de Recursos Hidráulicos), las pendientes medias calculadas por el método de Taylor y Schwarz con base en dichos planos y el área tributaria total no urbana y urbana, deducida esta última de estimaciones hechas por la empresa ICATEC y de acuerdo con el plan de desarrollo del Estado de México para el año de 1980.

2.5 Interconexión de las tres cuencas principales

La interconexión hidráulica de los cauces de las tres cuencas en que se dividió el área en estudio, se encuentra formada de la siguiente manera (Fig 3):

-El agua captada por la cuenca del río Tepozotlán es drenada por el propio río Tepozotlán, el cual, para efectos de cálculo, se ha dividido en dos tramos: el primero denominado río Hondo Tepozotlán, que tiene su origen en la presa La Concepción y que termina en la represa El Alemán, y el segundo, conocido como río Chico Tepozotlán, que inicia en dicha represa y finaliza descargando en el Emisor del Poniente, un kilómetro después de la compuerta de Berriozabal.

-El río Hondo Tepozotlán después de captar las aguas de la parte montañosa de la cuenca, las vierte en la represa El Alemán, la cual a su vez descarga por su vertedor lateral hacia el río Chico Tepozotlán y por sus compuertas hacia un cauce que desemboca al río Cuautitlán.

-El río Chico Tepozotlán con las aguas provenientes de la represa mencionada y con las aguas captadas de la parte baja de la cuenca, desemboca al Emisor del Poniente.

-El agua captada por la cuenca del río Cuautitlán, incluyendo la proveniente de la represa El Alemán que se incorpora a la altura del cruce de la Autopista México-Querétaro, es drenada por el río Cuautitlán hasta descargar en la confluencia del Emisor del Poniente por la compuerta Berriozabal.

-Finalmente, el Emisor del Poniente drena su cuenca propia con las aguas de los ríos Cuautitlán y Chico Tepozotlán, hasta sacarla por el tajo de Nochistongo y con ello fuera del Valle de México. Es conveniente aclarar que durante época de avenidas, la laguna de Zumpango no se utiliza como vaso de regulación debido a la contrapendiente hidráulica que se forma en el canal de llamada, así como por su mínima capacidad de regulación.

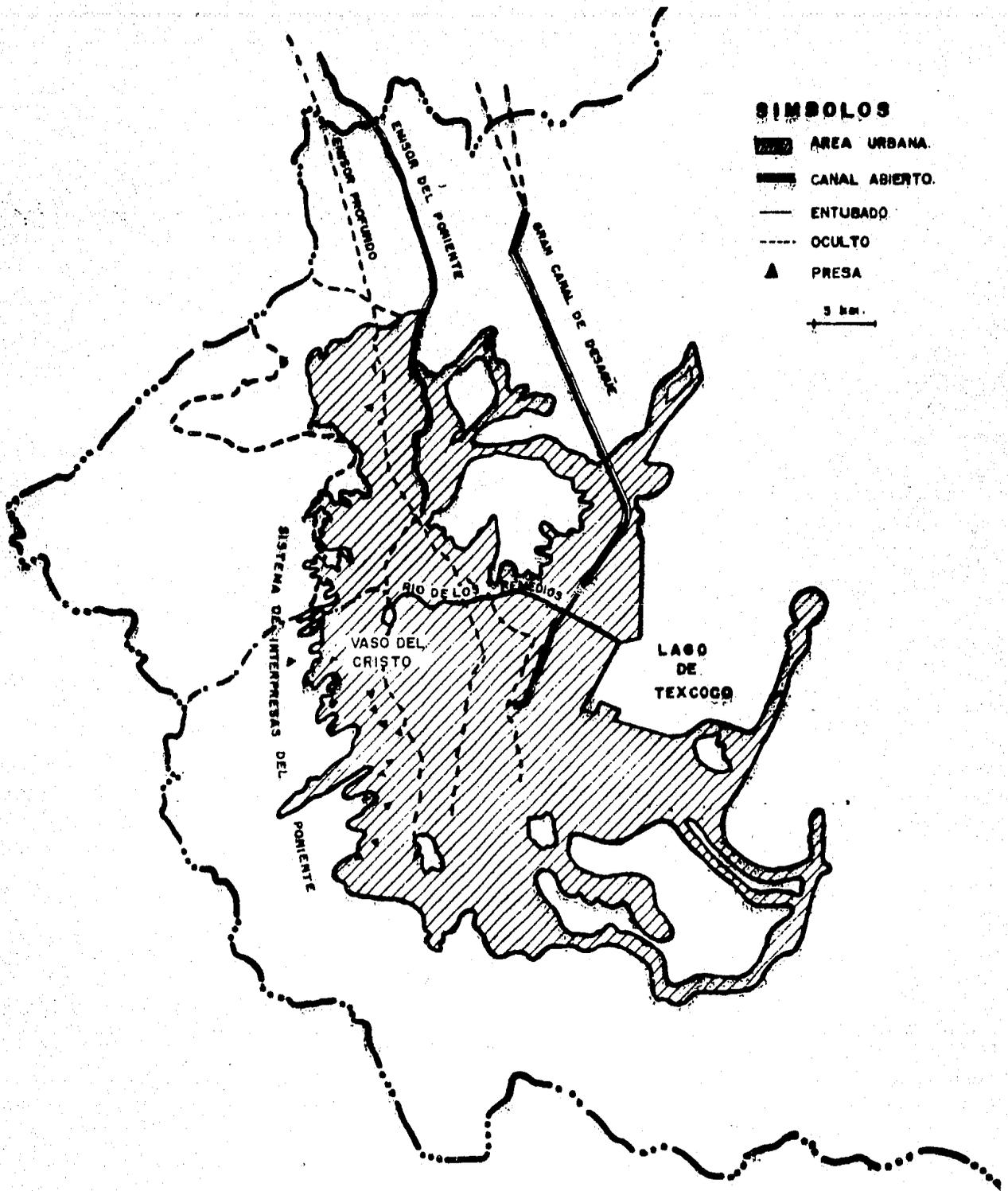


Fig. 1 DISTRIBUCION DEL AREA URBANA DE LA CIUDAD DE MEXICO PARA 1980, Y SISTEMA PRINCIPAL DE DESAGÜE EN LA ACTUALIDAD

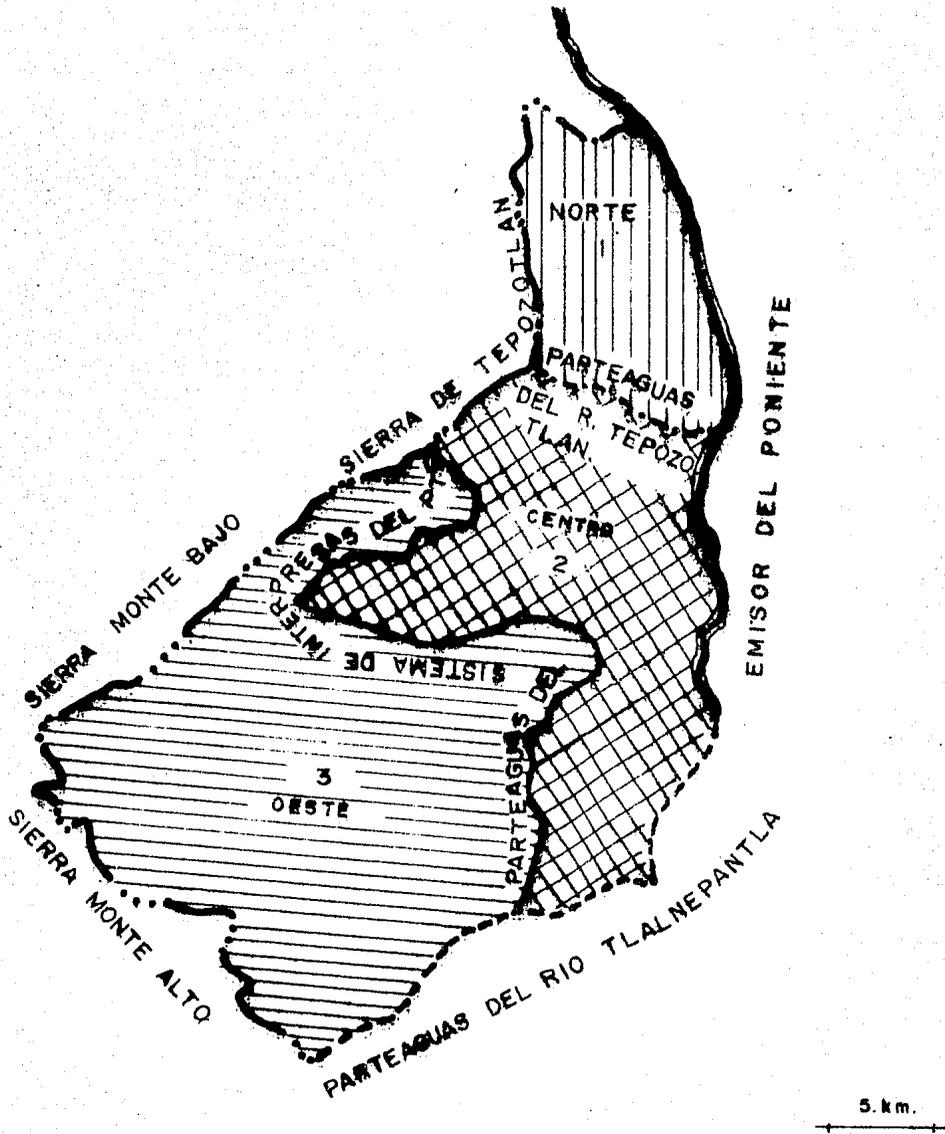


Fig. 2a CUENCA TRIBUTARIA DEL EMISOR DEL PONIENTE

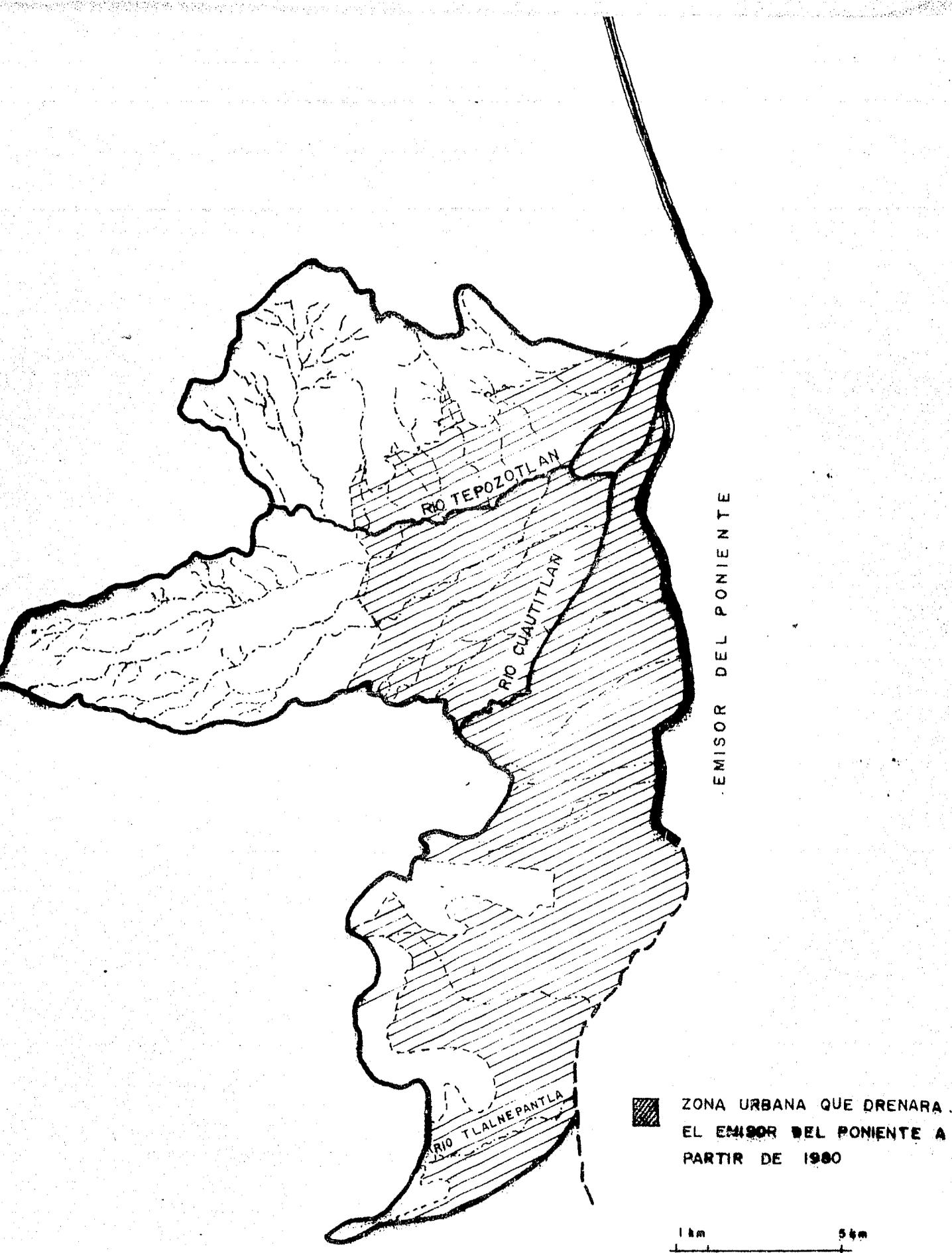


Fig.2b AREA EN ESTUDIO

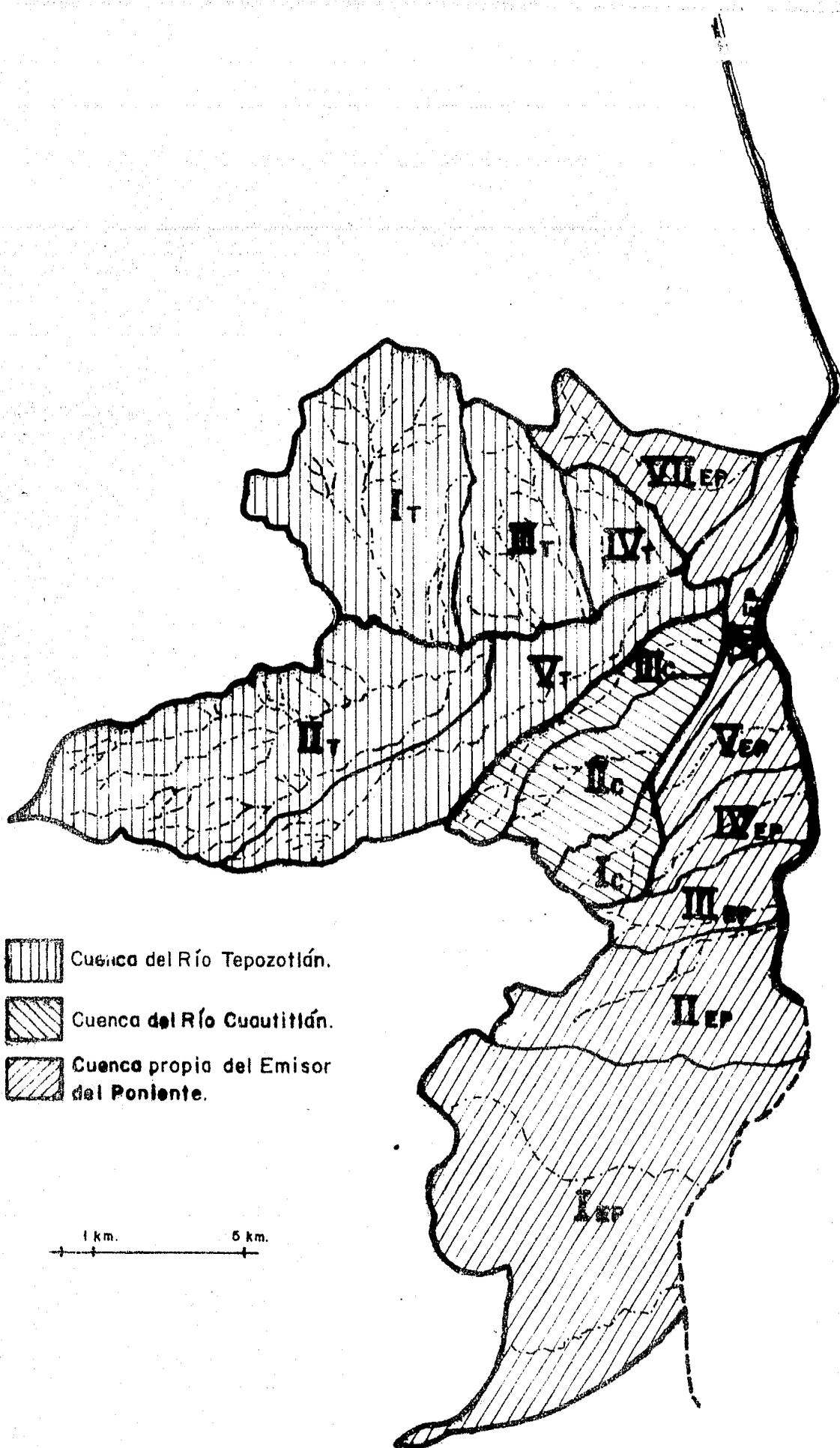


Fig. 2c ZONAS DE LAS CUENCAS EN QUE SE HA DIVIDIDO EL AREA EN ESTUDIO

TABLA I

a)

CUENCA DEL RIO TEPOZOTLAN						
SUBCUENCAS	CAUCES DE LAS SUBCUENCAS	PENDIENTE DEL CAUCE	LONGITUD DEL CAUCE (m)	AREA URBANA TRIBUTARIA DEL CAUCE (km ²)	AREA NO URBANA TRIBUTARIA DEL CAUCE (km ²)	AREA TOTAL TRIBUTARIA DEL CAUCE (km ²)
Zona I _T	Arroyo Chile Verde	0.0186	6900.0		5.07	5.07
	Arroyo Alcaparrosa	0.0344	8000.0	0.66	17.99	18.65
	Arroyo El Sauz	0.0463	5100.0	2.14	2.70	4.84
Zona II _T	Arroyo Lanzarote	0.0149	16200.0	1.20	28.28	29.48
	Barranca Agua Gorda	0.0155	11600.0	1.20	9.35	10.55
Zona III _T	Arroyo El Aguaje	0.0211	4300.0	5.16	1.70	6.86
	Arroyo La Muerta	0.0389	5600.0	4.41	3.94	8.35
Zona IV _T	Tepezotlán "W"	0.0151	3100.0	2.17	0.07	2.24
	Tepezotlán "E"	0.0367	4000.0	4.45	0.40	4.85
Zona V _T	Arroyo San Pablo, más la cuenca propia del río - Tepezotlán	0.0067	16500.0	14.49	8.86	23.05

b)

CUENCA DEL RIO CUAUTITLAN						
SUBCUENCAS	CAUCES DE LAS SUBCUENCAS	PENDIENTE DEL CAUCE	LONGITUD DEL CAUCE (m)	AREA URBANA TRIBUTARIA DEL CAUCE (km ²)	AREA NO URBANA TRIBUTARIA DEL CAUCE (km ²)	AREA TOTAL TRIBUTARIA DEL CAUCE (km ²)
Zona I _c	Arroyo Los Arroyos	0.0074	4200	3.37		3.37
Zona II _c	Presas la Piedad y Cuencia	0.0081	4700	4.82		10.30
	Propiedad del Cuautitlán	0.0081	4700	5.48		
Zona III _c	Arroyo San Agustín	0.0080	8500	9.36		9.36
CUENCA DEL RIO TEPOZOTLAN						113.91

c)

CUENCA PROPIA DEL EMISOR DEL PONIENTE						
SUBCUENCAS	CAUCES DE LAS SUBCUENCAS	PENDIENTE DEL CAUCE	LONGITUD DEL CAUCE (m)	AREA URBANA TRIBUTARIA DEL CAUCE (Km ²)	AREA N ^o URBANA TRIBUTARIA DEL CAUCE (Km ²)	AREA TOTAL TRIBUTARIA DEL CAUCE (Km ²)
ZONA I _{EP}	Río Tlalnepanitla	0.0002	4800.0	14.06	2.00	16.06
	Río San Javier	0.0008	9300.0	32.48	7.52	40.00
ZONA II _{EP}	Río Presa Angulo (A.abajo)	0.0049	6000.0	3.03	11.99	15.02
	Río Presa Angulo (A.arriba)	0.0040	2000.0	4.24	0.00	4.24
ZONA III _{EP}	Colector Tepalcapa	0.0002	5200.0	7.56	0.31	7.87
ZONA IV _{EP}	Colector Chopo	0.0003	5900.0	9.20	0.00	9.20
ZONA V _{EP}	Colector Atlamitica	0.0002	4000.0	5.85	0.39	6.24
ZONA VI _{EP}	Propiedad del Emisor del Poniente	0.00019	4000.0	8.87	0.00	8.87
ZONA VII _{EP}	Arroyo la Presa Río Chico Tepezotlán	0.0070	9500.0	7.66	9.19	16.85
ZONA VIII _{EP}	Río Cuautitlán					136.94

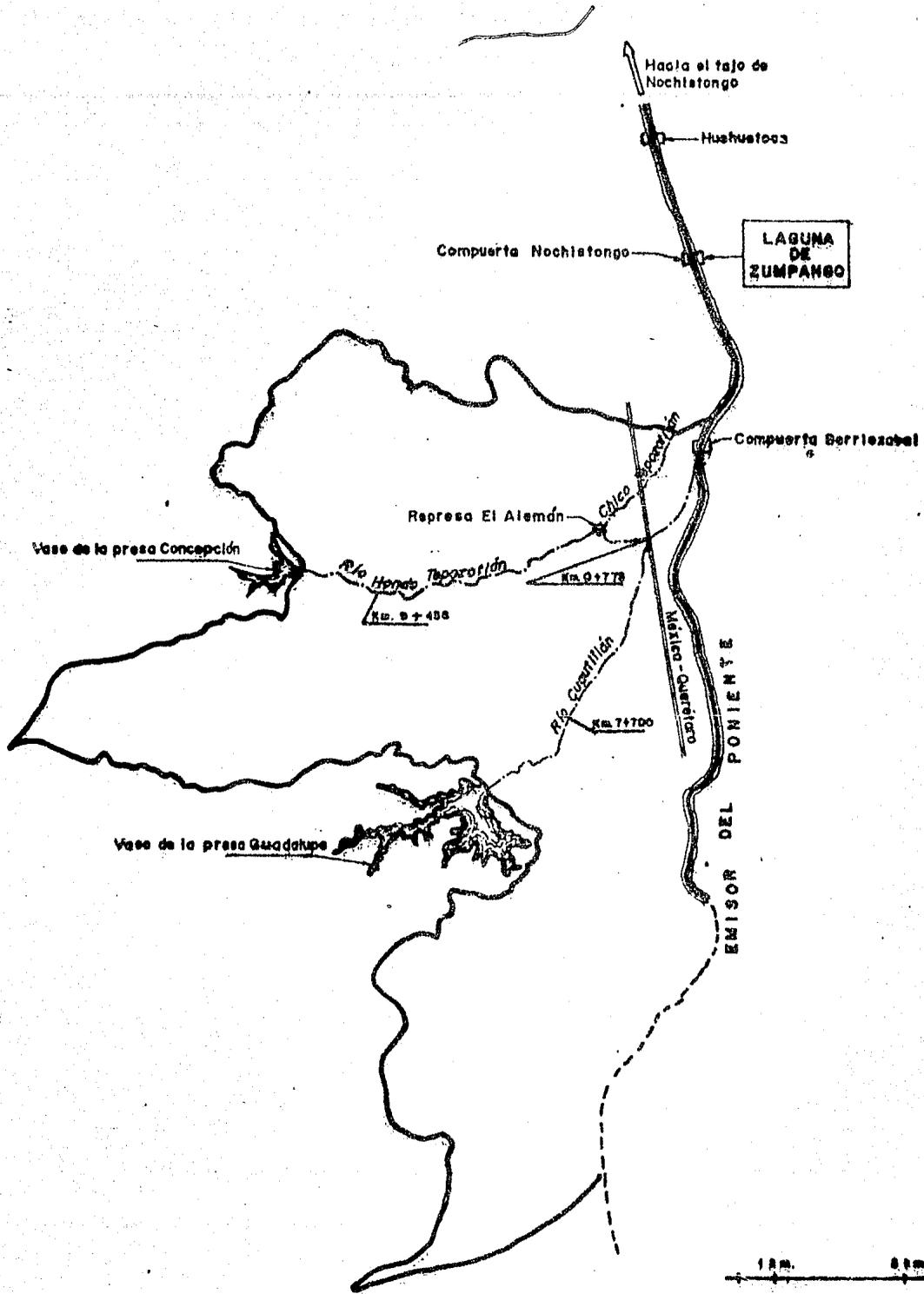


Fig. 3 INTERCONEXION - HIDRAULICA DE LOS CAUCES DEL AREA EN ESTUDIO

CAPITULO III

ANALISIS HIDROLOGICO

Para obtener los hidrogramas de descargas concentrados de cada zona tributaria de las cuencas correspondientes a los cauces del área en estudio, se efectuaron los siguientes pasos:

3.1 Obtención de la tormenta de diseño

Se buscó un tipo de tormenta, de varios días, representativo de todas las tormentas históricas registradas en la zona, que a la vez fuera la más desfavorable para un período de recurrencia o de retorno de 100 años, ya que habitualmente para el diseño de estructuras principales se considera un lapso superior a los 50 años.

De acuerdo con datos recabados de precipitaciones máximas puntuales diarias de 1942 a 1973, se seleccionó en las estaciones dentro del área en estudio (Tabla 2a), el período de 1954 a 1973, ya que antes de 1954 la mayoría de las estaciones no existía, por lo que los datos no eran representativos de las precipitaciones máximas de la zona. De los datos del período seleccionado se obtuvo la mayor precipitación registrada para cada uno de los años, sin tomar en cuenta la estación donde se haya registrado; este conjunto de máximas precipitaciones se sometió a un análisis de frecuencia de lluvia del que se obtuvo que para un período de retorno de 100 años, se tendrá una precipitación puntual de 160.37 mm en las 24 horas (Fig 4).

Dado que el análisis de frecuencia se realizó para precipitaciones puntuales, fue necesario considerar el efecto del tamaño del área en estudio (261 km²), sustituyendo la precipitación puntual calculada por una de tipo medio distribuida en toda el área. Esta precipitación media se obtuvo afectando la puntual con un coeficiente de distribución de 0.61; coeficiente para cuyo cálculo se trazaron las isoyetas de diversas tormentas ocurridas en el área de estudio y, posteriormente, sus correspondientes curvas precipitación media-área, de las que se eligió la del 14 de junio de 1972 por ser la más desfavorable; una vez convertida esta curva a porcentaje, se obtuvo que para el área en estudio el coeficiente de distribución fue el de 0.61 (Fig 5) y, por tanto, la precipitación media distribuida en toda el área es de 97.83 mm. Ahora, como esta precipitación únicamente representa la del día más desfavorable para el período de retorno que se eligió, y dado que puede ser importante considerar la influencia de varios días en el análisis del funcionamiento hidráulico del Emisor, se buscó que la tormenta de diseño fuera de varios días, y a la vez representativa de las tormentas que acontecen en la

zona, así como que fuera semejante en la forma de distribución a una tormenta muy desfavorable ocurrida anteriormente; para ello se consideró únicamente el porcentaje de distribución en función de las precipitaciones medias diarias, de tal manera que su día de máxima precipitación media diaria representara, en porcentaje, el 100% de la precipitación media calculada.

Para tal fin se tomó el registro de los días 12, 13, 14 y 15 de una tormenta ocurrida también durante el mes de junio de 1972 por ser la más desfavorable en todos los años dentro del período considerado. Para el cálculo se recurrió a los registros de las precipitaciones puntuales diarias de los días de la tormenta en todas las estaciones existentes de la zona en estudio, y con el método de los polígonos de Thiessen se calcularon las precipitaciones medias diarias (Tabla 2b). Una vez obtenidos los porcentajes para cada día en función del día de mayor precipitación media diaria, se multiplicaron por la precipitación media distribuida en toda el área para el período de 100 años, resultando la tormenta de diseño de la Fig. 6.

3.2 Cálculo de la lluvia en exceso

A través de afectar la tormenta de diseño mediante un coeficiente de escurrimiento, se obtuvo la precipitación efectiva para cada uno de los días en cada arroyo o colector, de acuerdo con el tipo de suelo que habrá a partir de 1980. El coeficiente de escurrimiento se supuso de 0.50 para las áreas urbanizadas y de 0.15 para las no urbanizadas.

3.3 Hidrogramas unitarios correspondientes a los afluentes de los cauces principales

Con base en un análisis de precipitación-duración-período de retorno, elaborado por la Comisión de Aguas del Valle de México (Fig 7), en el que prácticamente la totalidad de la lluvia ocurrida en 24 horas cae entre una y dos horas para un período de retorno de 100 años, y como este tiempo es mayor que los tiempos de concentración de algunos de los arroyos o colectores de las zonas tributarias, se consideraron dos opciones en la elaboración de los hidrogramas unitarios; la primera, consistió en considerarlos hidrogramas de tipo triangular, suponiendo que la duración total de la lluvia para cada uno de los días de la tormenta de diseño, fuera menor o igual al tiempo más corto de concentración calculado de los afluentes de la zona en estudio; la segunda se hizo con base en hidrogramas de tipo trapezoidal para los afluentes con un tiempo de concentración menor que la duración de la lluvia total de cada día (considerada de 2 horas), de tal manera que el gasto unitario máximo se estimó constante a partir del tiempo de concentración hasta la terminación de la lluvia en exceso (Fig 8).

Los hidrogramas para ambos casos tienen las siguientes características:

- a) Son de tipo triangular o trapezoidal, producto del escurrimiento resultante de un milímetro de lluvia en exceso generada uniformemente sobre un área de 1 km², con una intensidad también uniforme durante un período específi-

co de tiempo o duración en exceso, siendo esta duración de 0.90 h para la primera opción y de 2.0 h para la segunda.

- b) El tiempo de concentración se calculó para cada uno de los arroyos o colectores de las zonas, basándose en el método de Kirpich, que toma en cuenta la longitud y pendiente del cauce, donde el tiempo de concentración

$$t_c = 0.00505 \left[\frac{L}{\sqrt{s}} \right]^{10.64} \text{ y en el que:}$$

- t_c tiempo de concentración, en horas
 L longitud del cauce desde su inicio hasta el punto de descarga, en m
 s pendiente media del cauce, en %

- c) Para los hidrogramas triangulares, el tiempo base está compuesto por tres veces el tiempo de concentración, donde una vez el tiempo de concentración equivale al tiempo pico y los dos restantes al tiempo de recesión. Para los hidrogramas trapezoidales, el tiempo base de cada afluente será igual a la duración de la lluvia más dos veces su tiempo de concentración.
- d) Una vez conocido para cada uno de los afluentes el tiempo de concentración, el de recesión y, por consiguiente, el tiempo base de sus respectivos hidrogramas unitarios, todos estos según las dos opciones mencionadas, solo restó calcular su gasto pico unitario a fin de definirlos, para lo cual, como cada uno de ellos es uni-

tario, los gastos de pico se calcularon con base en ecuaciones triangulares y trapezoidales según el caso. Los hidrogramas unitarios de los afluentes para ambas opciones se muestran en las Figs 9a, 9b y 9c.

3.4 Cálculo del escurrimiento directo

Para los tres primeros días de la tormenta de diseño, se procedió a calcular para ambos casos, los hidrogramas producto del escurrimiento directo de cada afluente, con base en los hidrogramas unitarios estimados previamente (Tablas 3a - 3d). El tiempo base de cada arroyo o colector es igual al tiempo base del hidrograma unitario correspondiente, y el gasto de pico, resulta ser:

$$Q_{p\ ij} = Q_i \times A_i \times H_{e\ ij}, \text{ en } \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

donde:

- $Q_{p\ ij}$ gasto pico, en $\frac{\text{m}^3}{\text{s}}$, del día j de la tormenta de diseño para un coeficiente de escurrimiento C
- Q_i gasto pico unitario, en $\frac{\text{m}^3}{\text{s}}/\text{km}^2/\text{mm}$
- A_i área urbana o no urbana correspondiente a cada arroyo o colector, en km^2
- $H_{e\ ij}$ precipitación efectiva, en mm, igual al producto de la precipitación diaria, en mm, del día j de la tormenta de diseño para un coeficiente de escurrimiento C_i

Una vez conocidos para cada una de las zonas los hidrogramas de sus afluentes respectivos, los hidrogramas se sumaron algebraicamente a fin de representar en forma concentrada la descarga producto del escurrimiento de cada una de las zonas, según las dos opciones.

3.5 Cálculo del escurrimiento base

El escurrimiento base para cada zona se calculó considerando solamente las aguas negras aportadas por la población urbana con una densidad promedio igual a 200 hab/ha, y una dotación también promedio de 350 lt/hab/día con un 20 por ciento de volumen consuntivo, de acuerdo con lo planeado por el Estado de México.

Finalmente, para cada uno de los tres primeros días de la tormenta de diseño se obtuvieron los dos tipos de hidrogramas de descargas concentrados de cada zona tributaria mediante la suma de los hidrogramas producto del escurrimiento directo más el gasto base de cada uno de los afluentes de cada zona (Fig 10a - 10o), bajo la suposición de que cualquiera de estos dos tipos de hidrogramas concentrados descargarán en el centro de gravedad de la zona y hacia el cauce principal que les corresponde.

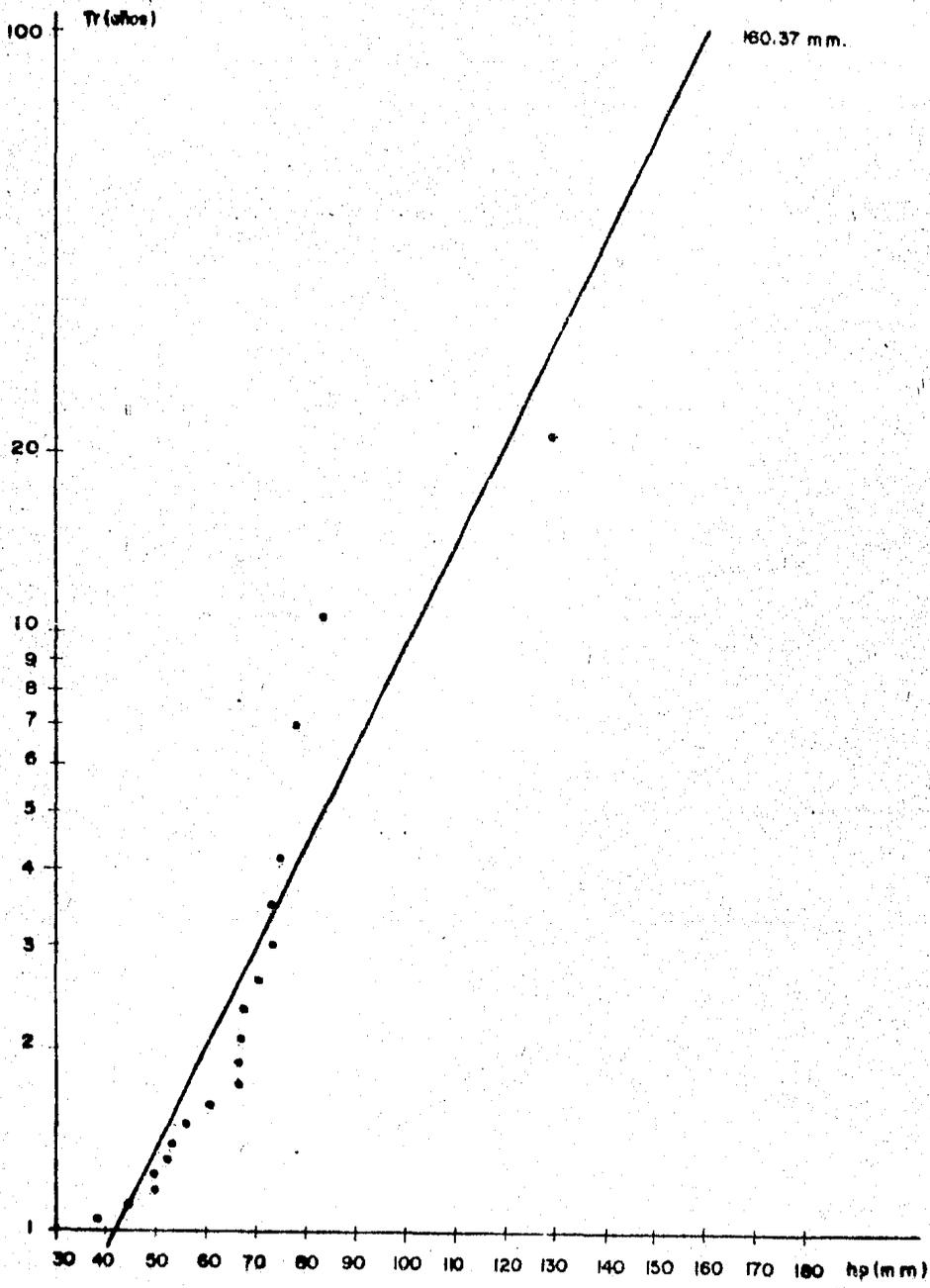


FIG. 4 ANALISIS DE FRECUENCIA DE LLUVIAS PUNTUALES MAXIMAS.

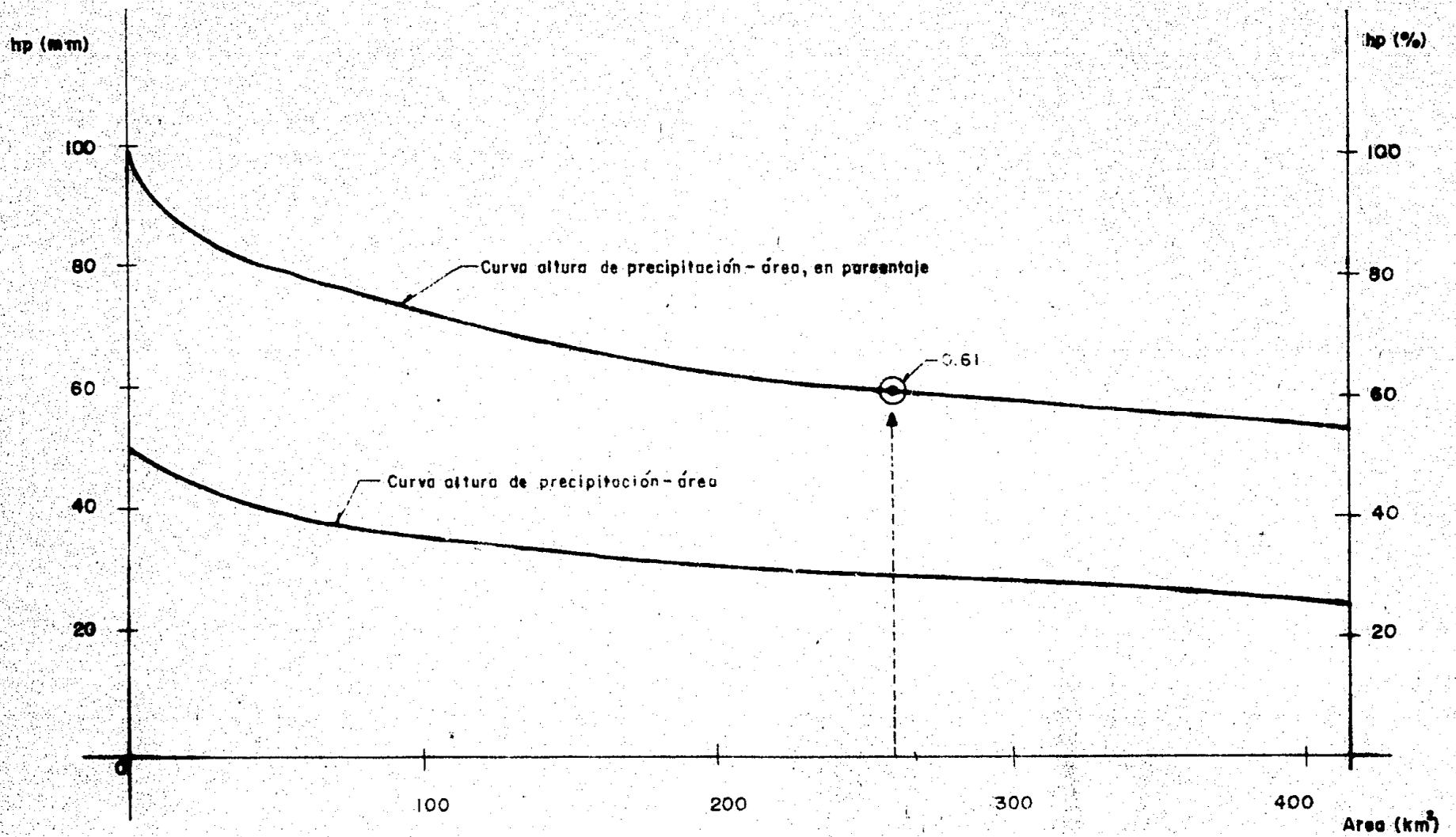


Fig. 5 TORMENTA DEL 14 DE JUNIO DE 1972

TABLA 2b

CALCULO DEL PORCENTAJE DE LAS PRECIPITACIONES MEDIAS DIARIAS EN JUNIO DE 1972										
ESTACION	DIAS CONSIDERADAS DE LA TORMENTA				A _i (km ²)	$\alpha_i = \frac{A_i}{A}$ (%)	DIAS CONSIDERADAS DE LA TORMENTA			
	12	13	14	15			12	13	14	15
	h _{pi} (mm)				$\% h_{pm} = 100 \frac{\sum_{i=1}^n (\alpha_i h_{pi})}{12.74}$					
111	32.0	25.0	50.0	0.0	22.3	0.0785	2.51	1.96	3.93	0.00
109	19.7	4.3	1.6	0.0	24.3	0.0850	1.69	0.37	0.14	0.00
99	3.5	6.3	1.1	1.5	67.0	0.2359	0.83	1.49	0.26	0.35
95	25.0	18.0	15.0	7.0	17.0	0.0599	1.50	1.08	0.90	0.42
95	4.5	9.6	2.2	2.0	37.5	0.1320	0.59	1.27	0.29	0.26
94	2.2	2.5	3.5	8.4	87.7	0.3088	0.68	0.72	1.08	2.59
97	40.2	25.6	44.0	11.5	11.0	0.0387	1.56	0.99	1.70	0.45
66	26.8	19.2	73.4	0.0	17.2	0.0606	1.62	1.16	4.45	0.00
					$\Sigma = 284$		$\Sigma = 10.98$	$\Sigma = 9.09$	$\Sigma = 12.74$	$\Sigma = 4.08$
							% = 86.0	% = 71.0	% = 100.0	% = 32.0

A área de la zona, en km².

A_i área tributaria de la estación i, en km².

h_{pi} altura de precipitación diaria registrada en la estación i, en mm.

% h_{pm} porcentaje de la altura de precipitación media diaria, con respecto al de máxima precipitación.

n número de estación localizadas dentro de la zona.

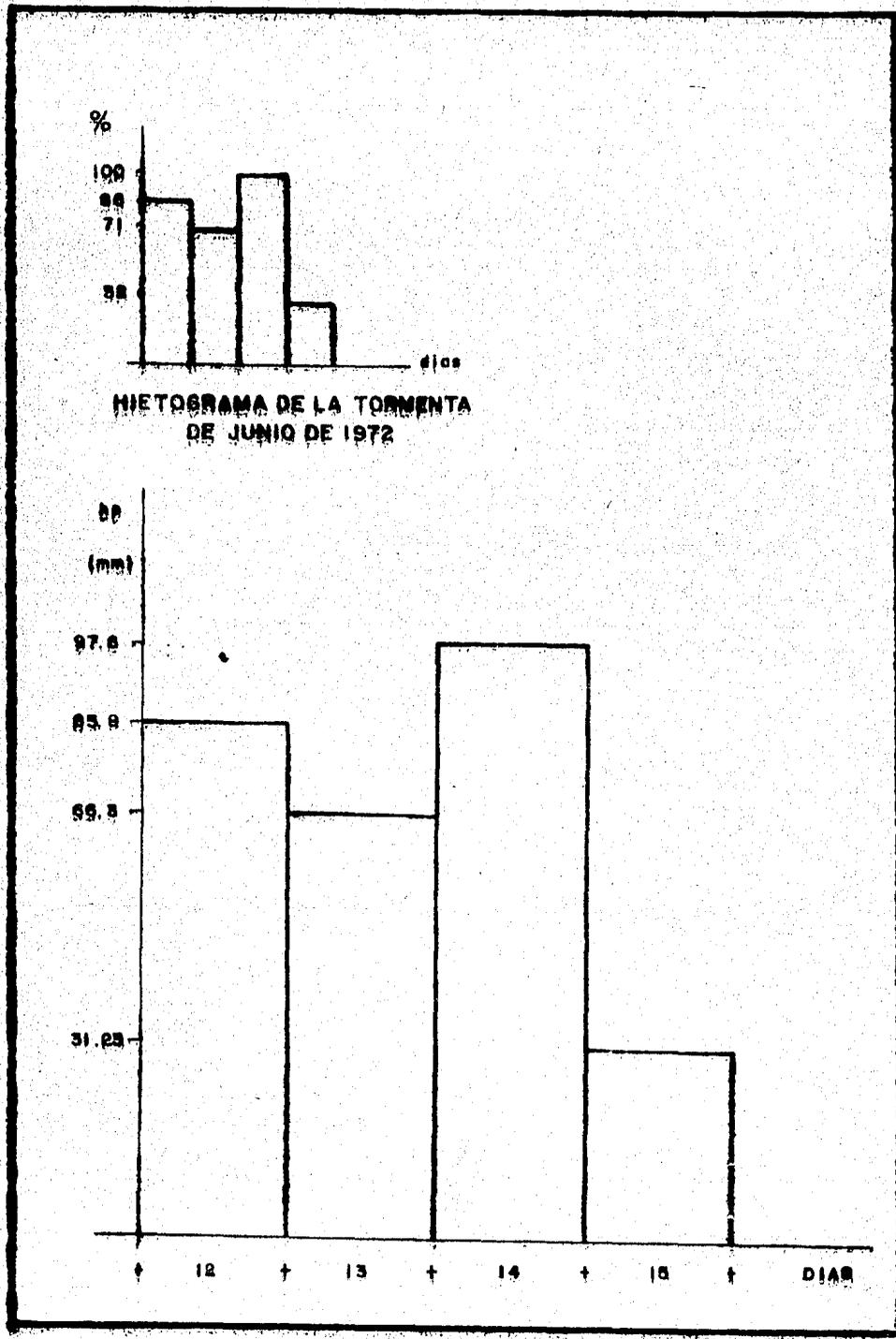


Fig. 6 PRECIPITACION DIARIA DE LA TORMENTA DE DISEÑO

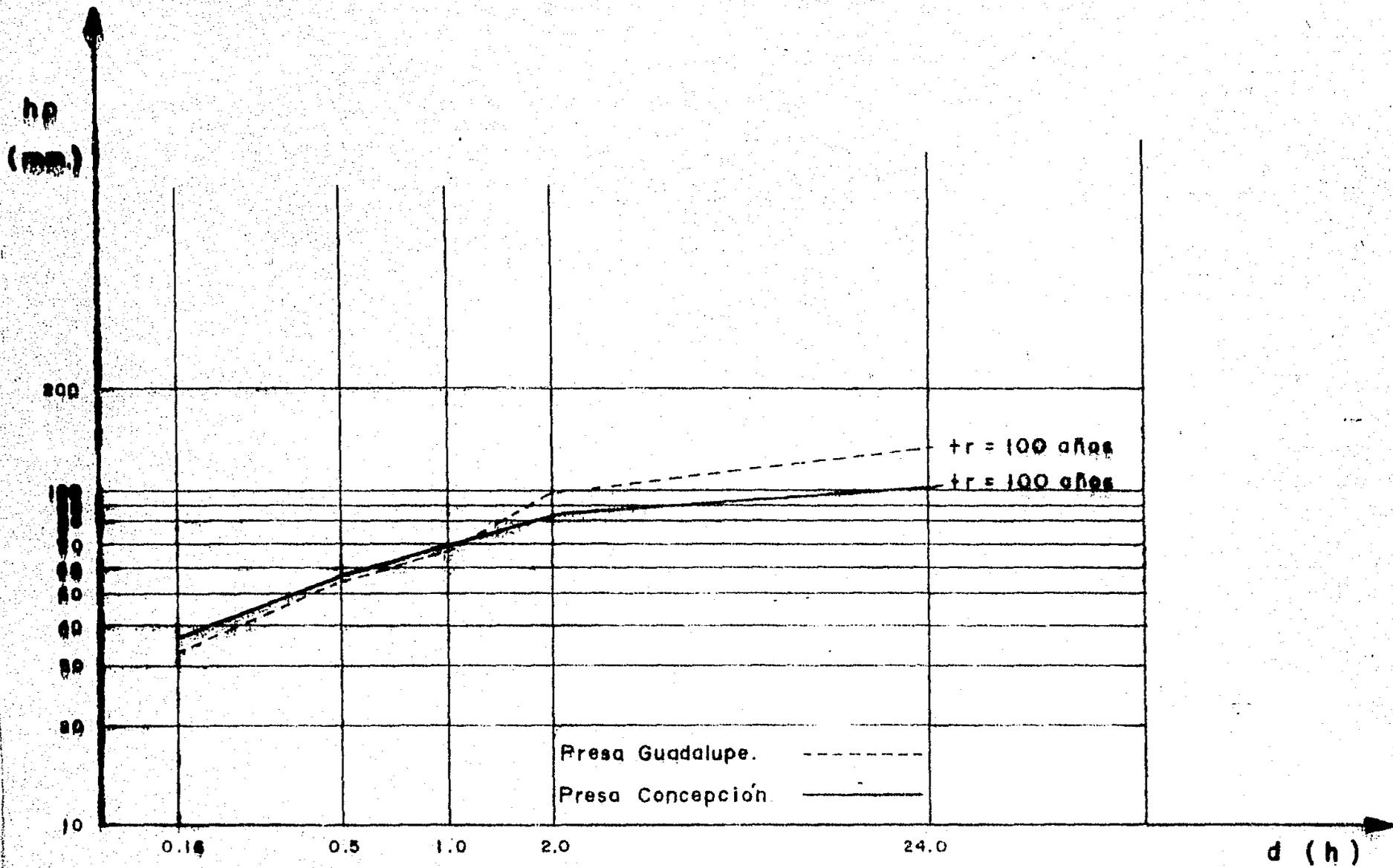
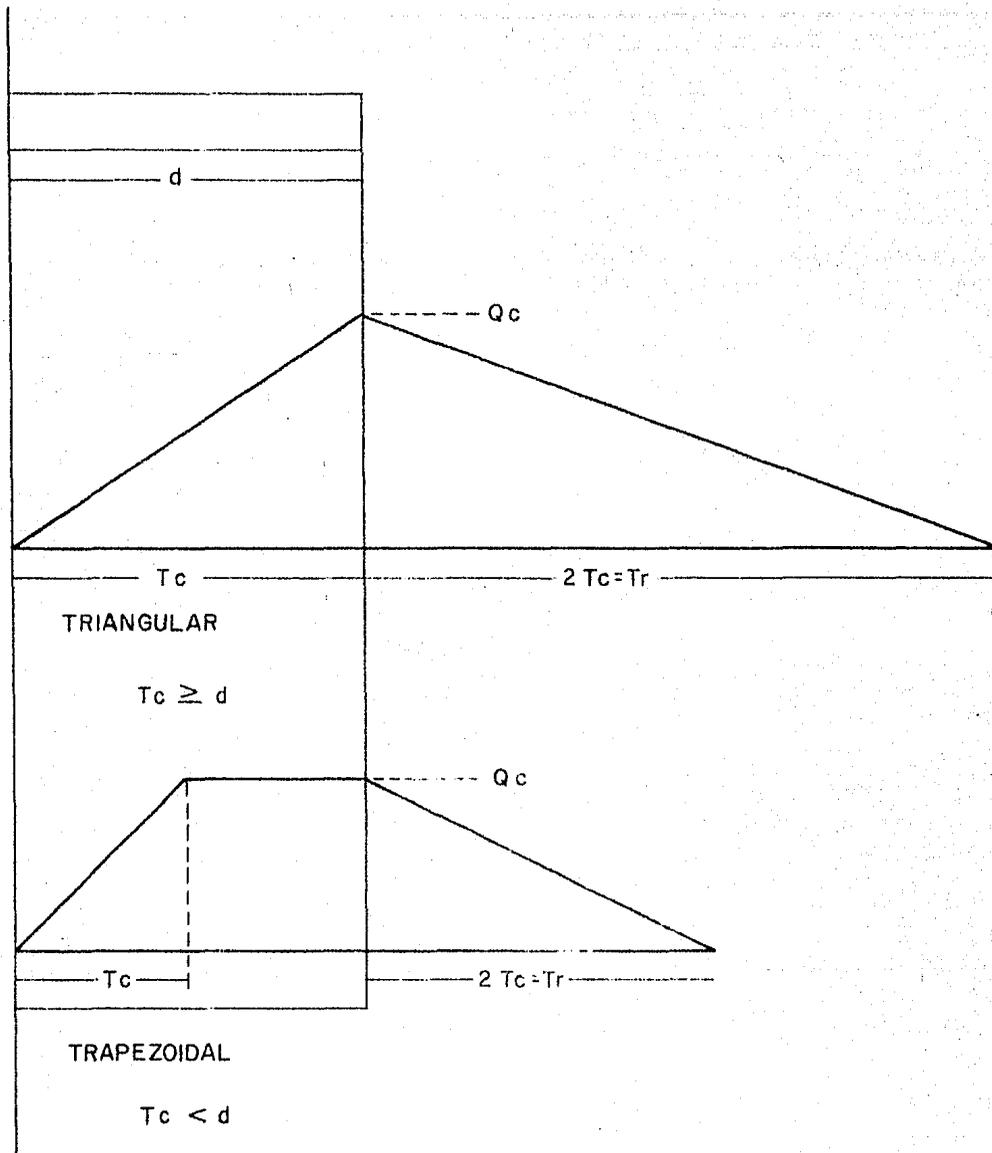


FIG. 7 ALTURA DE PRECIPITACION-DURACION-PERIDO DE RETORNO EN LAS ESTACIONES DE LAS PRESAS GUADALUPE Y CONCEPCION



d DURACION DE LA LLUVIA TOTAL OCURRIDA EN LAS 24 hrs.

T_c TIEMPO DE CONCENTRACION DEL AFLUENTE EN hrs.

T_r TIEMPO DE RECESION EN hrs.

Q_c GASTO PICO UNITARIO EN $\left[\frac{m^3 \cdot k \cdot m^2}{s} \right]$ mm

FIG. - 8 HIDROGRAMA UNITARIO

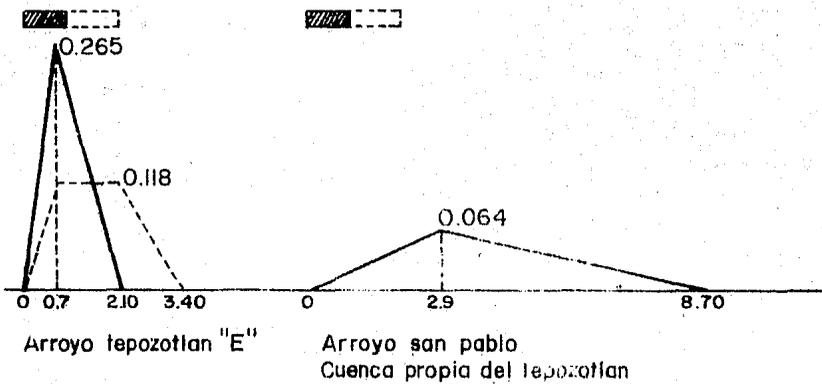
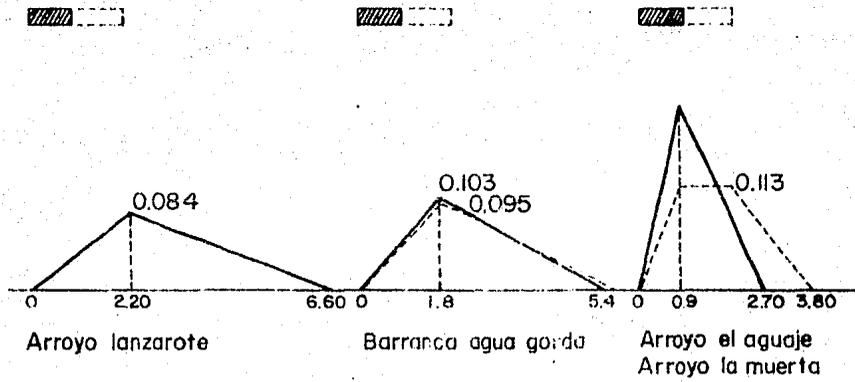
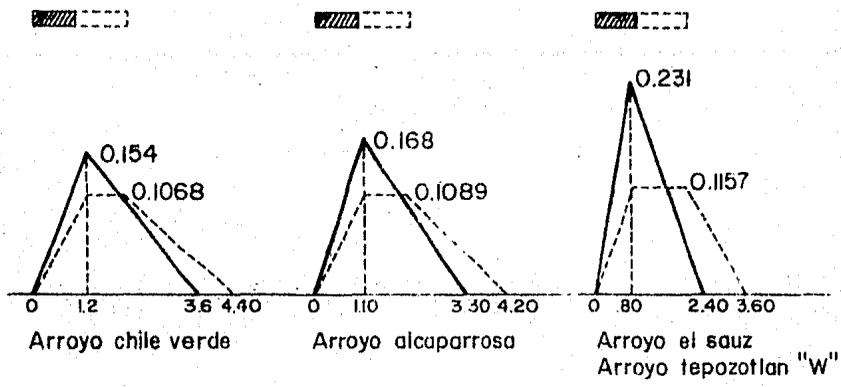


FIG. 9a HIDROGRAMAS UNITARIOS PARA AMBAS OPCIONES DE LOS AFLUENTES CORRESPONDIENTES A LA CUENCA DEL RIO TEPOZOTLAN

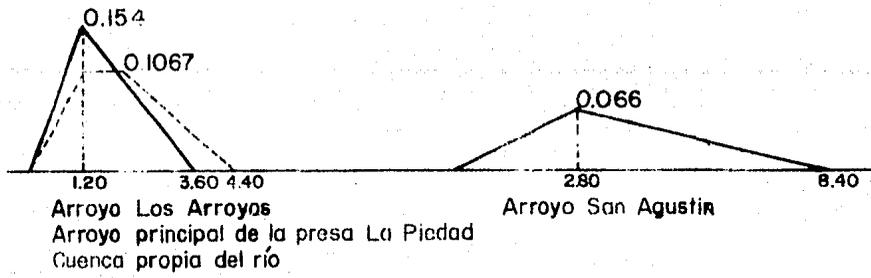


FIG. 9b HIDROGRAMAS UNITARIOS PARA AMBAS OPCIONES DE LOS AFLUENTES CORRESPONDIENTES A LA CUENCA DEL RIO CUAUTITLAN

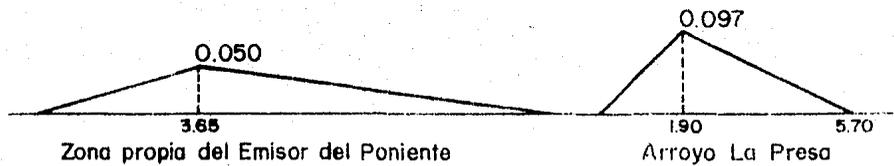
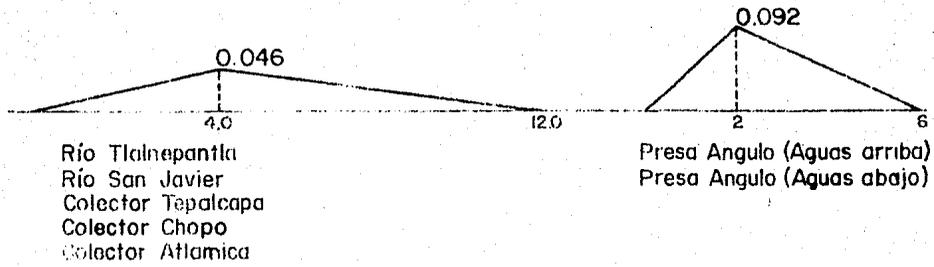


FIG. 9c PROGRAMAS UNITARIOS PARA AMBAS OPCIONES DE LOS AFLUENTES CORRESPONDIENTES A LA CUENCA PROPIA DEL EMISOR DEL PONIENTE

TABLA 30

CALCULO DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO Y BASE DE LOS AFLUENTES DEL RIO TEPOZOTLAN PARA UNA DURACION DE LLUVIA TOTAL MENOR A 1 h EN EL PRIMER DIA DE LA TORMENTA DE DISEÑO

ZONA	AFLUENTE	TIPO DE AREA	T _p (h)	T _b (h)	Q ₁ (mm ³ /km ²)	A ₁ (km ²)	H ₁ (mm)		Q ₁₁ (m ³ /s)	Q ₁₁₁ (m ³ /s)
							C ₁	H ₁₁		
I	ARROYO CHILE VERDE	U _a	1.20	2.80	0.154	0.00	0.50	66.2	0.00	0.00
		N.U.	1.20	2.80	0.154	5.07	0.15	66.2	9.83	0.00
		U _a	1.10	3.30	0.168	0.66	0.50	66.2	3.82	0.24
II	ARROYO EL SAUZ	N.U.	0.80	2.40	0.231	2.14	0.50	66.2	10.22	0.19
		U _a	0.80	2.40	0.231	2.70	0.15	66.2	7.93	0.09
		U _b	2.20	6.60	0.084	1.20	0.50	66.2	4.22	0.08
III	ARRANCA AGUA GORDA	U _a	1.80	5.40	0.103	1.20	0.50	66.2	5.18	0.08
		N.U.	1.80	5.40	0.103	9.15	0.15	66.2	13.11	0.08
		U _b	0.90	2.70	0.206	5.16	0.50	66.2	14.59	0.33
IV	ARROYO EL AGUAJE	N.U.	0.90	2.70	0.206	1.20	0.15	66.2	4.49	0.00
		U _a	0.90	2.70	0.206	4.41	0.50	66.2	28.18	0.23
		N.U.	0.90	2.70	0.206	3.94	0.15	66.2	10.21	0.08
V	ARROYO TEPOZOTLAN "W"	U _a	0.80	2.40	0.231	2.17	0.50	66.2	11.92	0.14
		N.U.	0.80	2.40	0.231	0.07	0.15	66.2	2.39	0.00
		U _b	0.70	2.10	0.265	4.45	0.50	66.2	42.47	0.23
VI	ARROYO TEPOZOTLAN "E"	N.U.	0.70	2.10	0.265	0.40	0.15	66.2	1.22	0.00
		U _a	2.90	8.70	0.064	8.60	0.50	66.2	13.08	0.35
		N.U.	2.90	8.70	0.064	8.56	0.15	66.2	6.99	0.00
VII	CUENCA PROPIA DEL RIO TEPOZOTLAN	U _a	2.90	8.70	0.064	5.89	0.50	66.2	15.81	0.38
		N.U.	2.90	8.70	0.064	0.00	0.15	66.2	0.00	0.00
		U _b	1.80	5.40	0.103	9.15	0.15	66.2	13.11	0.08

U. Urdano
N.U. no Urdano

CALCULO DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO Y BASE DE LOS AFLUENTES DEL RIO TEPOZOTLAN PARA UNA DURACION DE LLUVIA TOTAL MENOR A 1 h EN EL SEGUNDO DIA DE LA TORMENTA DE DISEÑO

ZONA	AFLUENTE	TIPO DE AREA	T _p (h)	T _b (h)	Q ₁ (mm ³ /km ²)	A ₁ (km ²)	H ₁ (mm)		Q ₁₁ (m ³ /s)	Q ₁₁₁ (m ³ /s)
							C ₁	H ₁₁		
I	ARROYO CHILE VERDE	U _a	1.20	2.80	0.154	0.00	0.50	66.2	0.00	0.00
		N.U.	1.20	2.80	0.154	5.07	0.15	66.2	9.83	0.00
		U _a	1.10	3.30	0.168	0.66	0.50	66.2	3.82	0.24
II	ARROYO EL SAUZ	N.U.	0.80	2.40	0.231	2.14	0.50	66.2	10.22	0.19
		U _a	0.80	2.40	0.231	2.70	0.15	66.2	7.93	0.09
		U _b	2.20	6.60	0.084	1.20	0.50	66.2	4.22	0.08
III	ARRANCA AGUA GORDA	U _a	1.80	5.40	0.103	1.20	0.50	66.2	5.18	0.08
		N.U.	1.80	5.40	0.103	9.15	0.15	66.2	13.11	0.08
		U _b	0.90	2.70	0.206	5.16	0.50	66.2	14.59	0.33
IV	ARROYO EL AGUAJE	N.U.	0.90	2.70	0.206	1.20	0.15	66.2	4.49	0.00
		U _a	0.90	2.70	0.206	4.41	0.50	66.2	28.18	0.23
		N.U.	0.90	2.70	0.206	3.94	0.15	66.2	10.21	0.08
V	ARROYO TEPOZOTLAN "W"	U _a	0.80	2.40	0.231	2.17	0.50	66.2	11.92	0.14
		N.U.	0.80	2.40	0.231	0.07	0.15	66.2	2.39	0.00
		U _b	0.70	2.10	0.265	4.45	0.50	66.2	42.47	0.23
VI	ARROYO TEPOZOTLAN "E"	N.U.	0.70	2.10	0.265	0.40	0.15	66.2	1.22	0.00
		U _a	2.90	8.70	0.064	8.60	0.50	66.2	13.08	0.35
		N.U.	2.90	8.70	0.064	8.56	0.15	66.2	6.99	0.00
VII	CUENCA PROPIA DEL RIO TEPOZOTLAN	U _a	2.90	8.70	0.064	5.89	0.50	66.2	15.81	0.38
		N.U.	2.90	8.70	0.064	0.00	0.15	66.2	0.00	0.00
		U _b	1.80	5.40	0.103	9.15	0.15	66.2	13.11	0.08

CALCULO DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO Y BASE DE LOS AFLUENTES DEL RIO TEPOZOTLAN PARA UNA DURACION DE LLUVIA TOTAL MENOR A 1 h EN EL TERCER DIA DE LA TORMENTA DE DISEÑO

ZONA	AFLUENTE	TIPO DE AREA	T _p (h)	T _b (h)	Q ₁ (mm ³ /km ²)	A ₁ (km ²)	H ₁ (mm)		Q ₁₁ (m ³ /s)	Q ₁₁₁ (m ³ /s)
							C ₁	H ₁₁		
I	ARROYO CHILE VERDE	U _a	1.20	3.60	0.154	0.00	0.50	97.60	0.00	0.00
		N.U.	1.20	3.60	0.154	5.07	0.15	97.60	11.43	0.00
		U _a	1.10	3.30	0.168	0.66	0.50	97.60	5.40	0.24
II	ARROYO EL SAUZ	N.U.	0.80	2.40	0.231	2.14	0.50	97.60	14.22	0.19
		U _a	0.80	2.40	0.231	2.70	0.15	97.60	10.22	0.09
		U _b	2.20	6.60	0.084	1.20	0.50	97.60	4.22	0.08
III	ARRANCA AGUA GORDA	U _a	1.80	5.40	0.103	1.20	0.50	97.60	5.18	0.08
		N.U.	1.80	5.40	0.103	9.15	0.15	97.60	13.11	0.08
		U _b	0.90	2.70	0.206	5.16	0.50	97.60	14.59	0.33
IV	ARROYO EL AGUAJE	N.U.	0.90	2.70	0.206	1.20	0.15	97.60	4.49	0.00
		U _a	0.90	2.70	0.206	4.41	0.50	97.60	28.18	0.23
		N.U.	0.90	2.70	0.206	3.94	0.15	97.60	10.21	0.08
V	ARROYO TEPOZOTLAN "W"	U _a	0.80	2.40	0.231	2.17	0.50	97.60	11.92	0.14
		N.U.	0.80	2.40	0.231	0.07	0.15	97.60	2.39	0.00
		U _b	0.70	2.10	0.265	4.45	0.50	97.60	42.47	0.23
VI	ARROYO TEPOZOTLAN "E"	N.U.	0.70	2.10	0.265	0.40	0.15	97.60	1.22	0.00
		U _a	2.90	8.70	0.064	8.60	0.50	97.60	13.08	0.35
		N.U.	2.90	8.70	0.064	8.56	0.15	97.60	6.99	0.00
VII	CUENCA PROPIA DEL RIO TEPOZOTLAN	U _a	2.90	8.70	0.064	5.89	0.50	97.60	15.81	0.38
		N.U.	2.90	8.70	0.064	0.00	0.15	97.60	0.00	0.00
		U _b	1.80	5.40	0.103	9.15	0.15	97.60	13.11	0.08

TABLA 30

CALCULO DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO Y BASE DE LOS AFLUENTES DEL RIO TEPOZOTLAN PARA UNA DURACION DE LLUVIA TOTAL IGUAL A 2 h EN EL PRIMER DIA DE LA TORMENTA DE DISEÑO

ZONA	AFUENTE	TIPO DE AREA	Tp (h)	Tb (h)	Q1 (mm³/km²)	Ai (km²)	Hd1 + Ci + Hd1		Qd1 (m³/s)	Qd11 (m³/s)
							Ci	Hd1 (mm)		
I	ARROYO CHILE VERDE	U.	1.20	4.40	0.107	0.00	0.50	83.9	0.00	0.00
		N.U.	1.20	4.40	0.107	5.07	0.15	83.9	6.80	0.00
		U.	1.10	4.20	0.109	0.66	0.50	83.9	3.00	0.04
I	ARROYO ALCAPARROBA	U.	1.10	4.20	0.109	17.99	0.15	83.9	24.40	0.00
		N.U.	1.10	4.20	0.109	17.99	0.15	83.9	24.40	0.00
		U.	0.80	3.60	0.116	2.14	0.50	83.9	10.40	0.14
I	ARROYO EL SAUZ	U.	0.80	3.60	0.116	2.70	0.15	83.9	3.20	0.00
		N.U.	0.80	3.60	0.116	2.70	0.15	83.9	3.20	0.00
		U.	2.20	6.60	0.084	1.20	0.50	83.9	4.23	0.08
II	ARROYO LANZAROTE	U.	2.20	6.60	0.084	28.25	0.15	83.9	29.86	0.00
		N.U.	2.20	6.60	0.084	28.25	0.15	83.9	29.86	0.00
		U.	1.80	5.60	0.095	1.20	0.50	83.9	4.80	0.08
II	BARRANCA AGUA GORDA	U.	1.80	5.60	0.095	9.35	0.15	83.9	11.20	0.00
		N.U.	1.80	5.60	0.095	9.35	0.15	83.9	11.20	0.00
		U.	0.90	3.80	0.113	5.16	0.50	83.9	24.40	0.33
III	ARROYO EL AGUAJE	U.	0.90	3.80	0.113	1.70	0.15	83.9	2.40	0.00
		N.U.	0.90	3.80	0.113	1.70	0.15	83.9	2.40	0.00
		U.	0.90	3.80	0.113	4.41	0.50	83.9	20.90	0.28
III	ARROYO LA MUERTA	U.	0.90	3.80	0.113	3.94	0.15	83.9	5.60	0.00
		N.U.	0.90	3.80	0.113	3.94	0.15	83.9	5.60	0.00
		U.	0.80	3.60	0.116	2.17	0.50	83.9	10.50	0.14
IV	ARROYO TEPOZOTLAN "W"	U.	0.80	3.60	0.116	0.07	0.15	83.9	0.08	0.00
		N.U.	0.80	3.60	0.116	0.07	0.15	83.9	0.08	0.00
		U.	0.70	3.40	0.118	4.45	0.50	83.9	22.00	0.29
IV	ARROYO TEPOZOTLAN "E"	U.	0.70	3.40	0.118	0.40	0.15	83.9	0.58	0.00
		N.U.	0.70	3.40	0.118	0.40	0.15	83.9	0.58	0.00
		U.	2.90	8.70	0.064	8.60	0.50	83.9	23.08	0.36
V	ARROYO SAN PABLO	U.	2.90	8.70	0.064	8.55	0.15	83.9	6.85	0.00
		N.U.	2.90	8.70	0.064	8.55	0.15	83.9	6.85	0.00
		U.	2.90	8.70	0.064	5.89	0.50	83.9	15.81	0.31
V	CUENCA PROPIA DEL RIO TEPOZOTLAN	U.	2.90	8.70	0.064	0.00	0.15	83.9	0.00	0.00
		N.U.	2.90	8.70	0.064	0.00	0.15	83.9	0.00	0.00
		U.	2.90	8.70	0.064	0.00	0.15	83.9	0.00	0.00

CALCULO DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO Y BASE DE LOS AFLUENTES DEL RIO TEPOZOTLAN PARA UNA DURACION DE LLUVIA TOTAL IGUAL A 2 h EN EL SEGUNDO DIA DE LA TORMENTA DE DISEÑO

ZONA	AFUENTE	TIPO DE AREA	Tp (h)	Tb (h)	Q1 (mm³/km²)	Ai (km²)	Hd1 + Ci + Hd1		Qd1 (m³/s)	Qd11 (m³/s)
							Ci	Hd1 (mm)		
I	ARROYO CHILE VERDE	U.	1.20	4.40	0.107	0.00	0.50	86.3	0.00	0.00
		N.U.	1.20	4.40	0.107	5.07	0.15	86.3	6.40	0.00
		U.	1.10	4.20	0.109	0.66	0.50	86.3	2.40	0.04
I	ARROYO ALCAPARROBA	U.	1.10	4.20	0.109	17.99	0.15	86.3	19.30	0.00
		N.U.	1.10	4.20	0.109	17.99	0.15	86.3	19.30	0.00
		U.	0.80	3.60	0.116	2.14	0.50	86.3	8.20	0.14
I	ARROYO EL SAUZ	U.	0.80	3.60	0.116	2.70	0.15	86.3	3.10	0.00
		N.U.	0.80	3.60	0.116	2.70	0.15	86.3	3.10	0.00
		U.	2.20	6.60	0.084	1.20	0.50	86.3	3.14	0.08
II	ARROYO LANZAROTE	U.	2.20	6.60	0.084	28.25	0.15	86.3	23.40	0.00
		N.U.	2.20	6.60	0.084	28.25	0.15	86.3	23.40	0.00
		U.	1.80	5.60	0.095	1.20	0.50	86.3	3.80	0.08
II	BARRANCA AGUA GORDA	U.	1.80	5.60	0.095	9.35	0.15	86.3	8.80	0.00
		N.U.	1.80	5.60	0.095	9.35	0.15	86.3	8.80	0.00
		U.	0.90	3.80	0.113	5.16	0.50	86.3	18.30	0.33
III	ARROYO EL AGUAJE	U.	0.90	3.80	0.113	1.70	0.15	86.3	1.90	0.00
		N.U.	0.90	3.80	0.113	1.70	0.15	86.3	1.90	0.00
		U.	0.90	3.80	0.113	4.41	0.50	86.3	16.40	0.29
III	ARROYO LA MUERTA	U.	0.90	3.80	0.113	3.94	0.15	86.3	4.40	0.00
		N.U.	0.90	3.80	0.113	3.94	0.15	86.3	4.40	0.00
		U.	0.80	3.60	0.116	2.17	0.50	86.3	6.30	0.14
IV	ARROYO TEPOZOTLAN "W"	U.	0.80	3.60	0.116	0.07	0.15	86.3	0.07	0.00
		N.U.	0.80	3.60	0.116	0.07	0.15	86.3	0.07	0.00
		U.	0.70	3.40	0.118	4.45	0.50	86.3	17.40	0.29
IV	ARROYO TEPOZOTLAN "E"	U.	0.70	3.40	0.118	0.40	0.15	86.3	0.47	0.00
		N.U.	0.70	3.40	0.118	0.40	0.15	86.3	0.47	0.00
		U.	2.90	8.70	0.064	8.60	0.50	86.3	18.24	0.36
V	ARROYO SAN PABLO	U.	2.90	8.70	0.064	8.55	0.15	86.3	5.45	0.00
		N.U.	2.90	8.70	0.064	8.55	0.15	86.3	5.45	0.00
		U.	2.90	8.70	0.064	5.89	0.50	86.3	12.46	0.38
V	CUENCA PROPIA DEL RIO TEPOZOTLAN	U.	2.90	8.70	0.064	0.00	0.15	86.3	0.00	0.00
		N.U.	2.90	8.70	0.064	0.00	0.15	86.3	0.00	0.00
		U.	2.90	8.70	0.064	0.00	0.15	86.3	0.00	0.00

CALCULO DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO Y BASE DE LOS AFLUENTES DEL RIO TEPOZOTLAN PARA UNA DURACION DE LLUVIA TOTAL IGUAL A 2 h EN EL TERCER DIA DE LA TORMENTA DE DISEÑO

ZONA	AFUENTE	TIPO DE AREA	Tp (h)	Tb (h)	Q1 (mm³/km²)	Ai (km²)	Hd1 + Ci + Hd1		Qd1 (m³/s)	Qd11 (m³/s)
							Ci	Hd1 (mm)		
I	ARROYO CHILE VERDE	U.	1.20	4.40	0.107	0.00	0.50	97.60	0.00	0.00
		N.U.	1.20	4.40	0.107	5.07	0.15	97.60	7.30	0.00
		U.	1.10	4.20	0.109	0.66	0.50	97.60	3.50	0.04
I	ARROYO ALCAPARROBA	U.	1.10	4.20	0.109	17.99	0.15	97.60	28.40	0.00
		N.U.	1.10	4.20	0.109	17.99	0.15	97.60	28.40	0.00
		U.	0.80	3.50	0.116	2.14	0.50	97.60	12.08	0.14
I	ARROYO EL SAUZ	U.	0.80	3.60	0.116	2.70	0.15	97.60	4.57	0.00
		N.U.	0.80	3.60	0.116	2.70	0.15	97.60	4.57	0.00
		U.	2.20	6.60	0.084	1.20	0.50	97.60	4.92	0.08
II	ARROYO LANZAROTE	U.	2.20	6.60	0.084	28.25	0.15	97.60	34.74	0.00
		N.U.	2.20	6.60	0.084	28.25	0.15	97.60	34.74	0.00
		U.	1.80	5.60	0.095	1.20	0.50	97.60	3.28	0.08
II	BARRANCA AGUA GORDA	U.	1.80	5.60	0.095	9.35	0.15	97.60	13.00	0.00
		N.U.	1.80	5.60	0.095	9.35	0.15	97.60	13.00	0.00
		U.	0.90	3.80	0.113	5.16	0.50	97.60	28.40	0.33
III	ARROYO EL AGUAJE	U.	0.90	3.80	0.113	1.70	0.15	97.60	2.80	0.00
		N.U.	0.90	3.80	0.113	1.70	0.15	97.60	2.80	0.00
		U.	0.90	3.80	0.113	4.41	0.50	97.60	24.30	0.29
III	ARROYO LA MUERTA	U.	0.90	3.80	0.113	3.94	0.15	97.60	6.30	0.00
		N.U.	0.90	3.80	0.113	3.94	0.15	97.60	6.30	0.00
		U.	0.80	3.60	0.116	2.17	0.50	97.60	12.20	0.14
IV	ARROYO TEPOZOTLAN "W"	U.	0.80	3.60	0.116	0.07	0.15	97.60	0.10	0.00
		N.U.	0.80	3.60	0.116	0.07	0.15	97.60	0.10	0.00
		U.	0.70	3.40	0.118	4.45	0.50	97.60	15.80	0.29
IV	ARROYO TEPOZOTLAN "E"	U.	0.70	3.40	0.118	0.40	0.15	97.60	0.68	0.00
		N.U.	0.70	3.40	0.118	0.40	0.15	97.60	0.68	0.00
		U.	2.90	8.70	0.064	8.60	0.50	97.60	26.85	0.58
V	ARROYO SAN PABLO	U.	2.90	8.70	0.064	8.55	0.15	97.60	8.08	0.00
		N.U.	2.90	8.70	0.064	8.55	0.15	97.60	8.08	0.00
		U.	2.90	8.70	0.064	5.89	0.50	97.60	18.40	0.38
V	CUENCA PROPIA DEL RIO TEPOZOTLAN	U.	2.90	8.70	0.064	0.00	0.15	97.60	0.00	0.00
		N.U.	2.90	8.70	0.064	0.00	0.15	97.60	0.00	0.00
		U.	2.90	8.70	0.064	0.00	0.15	97.60	0.00	0.00

TABLA 3c

CALCULO DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO Y BASE DE LOS AFLUENTES DEL RIO GUAUTITLAN PARA UNA DURACION DE LLUVIA TOTAL MENOR A 1 h EN EL PRIMER DIA DE LA TORMENTA DE DISEÑO										
ZONA	AFUENTE	TIPO DE AREA	T _p (h)	T _b (h)	Q ₁ (m ³ /km ²)/mm. s	A ₁ (km ²)	H ₀₁ =C ₁ xH _{p1}		Q _{p1} (m ³ /s)	Q _{b1} (m ³ /s)
							C ₁	H _{p1} (mm)		
I _c	ARROYO "LOS ARROYOS"	U.	1.20	3.60	0.154	3.37	0.50	83.9	21.77	0.22
		N.U.	1.20	3.60	0.154	0.00	0.15	83.9	0.00	0.00
II _c	ARROYO PRINCIPAL DE LA PRESA LA PIEDAD	U.	1.20	3.60	0.154	4.82	0.50	83.9	31.13	0.31
		N.U.	1.20	3.60	0.154	0.00	0.15	83.9	0.00	0.00
	CUENCA PROPIA DEL RIO GUAUTITLAN	U.	1.20	3.60	0.154	5.48	0.50	83.9	35.40	0.36
		N.U.	1.20	3.60	0.154	0.00	0.15	83.9	0.00	0.00
III _c	ARROYO "SAN AGUSTIN"	U.	2.80	8.40	0.066	9.36	0.50	83.9	15.91	0.61
		N.U.	2.80	8.40	0.066	0.00	0.15	83.9	0.00	0.00

CALCULO DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO Y BASE DE LOS AFLUENTES DEL RIO GUAUTITLAN PARA UNA DURACION DE LLUVIA TOTAL MENOR A 1 h EN EL SEGUNDO DIA DE LA TORMENTA DE DISEÑO										
ZONA	AFUENTE	TIPO DE AREA	T _p (h)	T _b (h)	Q ₁ (m ³ /km ²)/mm. s	A ₁ (km ²)	H ₀₁ =C ₁ xH _{p1}		Q _{p1} (m ³ /s)	Q _{b1} (m ³ /s)
							C ₁	H _{p1} (mm)		
I _c	ARROYO "LOS ARROYOS"	U.	1.20	3.60	0.154	3.37	0.50	66.3	17.20	0.22
		N.U.	1.20	3.60	0.154	0.00	0.15	66.3	0.00	0.00
II _c	ARROYO PRINCIPAL DE LA PRESA LA PIEDAD	U.	1.20	3.60	0.154	4.82	0.50	66.3	24.60	0.31
		N.U.	1.20	3.60	0.154	0.00	0.15	66.3	0.00	0.00
	CUENCA PROPIA DEL RIO GUAUTITLAN	U.	1.20	3.60	0.154	5.48	0.50	66.3	27.97	0.36
		N.U.	1.20	3.60	0.154	0.00	0.15	66.3	0.00	0.00
III _c	ARROYO SAN AGUSTIN	U.	2.80	8.40	0.066	9.36	0.50	66.3	20.47	0.61
		N.U.	2.80	8.40	0.066	0.00	0.15	66.3	0.00	0.00

CALCULO DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO Y BASE DE LOS AFLUENTES DEL RIO GUAUTITLAN PARA UNA DURACION DE LLUVIA TOTAL MENOR A 1 h EN EL TERCER DIA DE LA TORMENTA DE DISEÑO										
ZONA	AFUENTE	TIPO DE AREA	T _p (h)	T _b (h)	Q ₁ (m ³ /km ²)/mm. s	A ₁ (km ²)	H ₀₁ =C ₁ xH _{p1}		Q _{p1} (m ³ /s)	Q _{b1} (m ³ /s)
							C ₁	H _{p1} (mm)		
I _c	ARROYO "LOS ARROYOS"	U.	1.20	3.60	0.154	3.37	0.50	97.60	25.32	0.22
		N.U.	1.20	3.60	0.154	0.00	0.15	97.60	0.00	0.00
II _c	ARROYO PRINCIPAL DE LA PRESA LA PIEDAD	U.	1.20	3.60	0.154	4.82	0.50	97.60	38.22	0.31
		N.U.	1.20	3.60	0.154	0.00	0.15	97.60	0.00	0.00
	CUENCA PROPIA DEL RIO GUAUTITLAN	U.	1.20	3.60	0.154	5.48	0.50	97.60	41.25	0.35
		N.U.	1.20	3.60	0.154	0.00	0.15	97.60	0.00	0.00
III _c	ARROYO "SAN AGUSTIN"	U.	2.80	8.40	0.066	9.36	0.50	97.60	30.14	0.61
		N.U.	2.80	8.40	0.066	0.00	0.15	97.60	0.00	0.00

TABLA 3a.

CALCULO DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO Y BASE DE LOS AFLUENTES DEL EMISOR DEL PONIENTE PARA UNA DURACION DE LLUVIA TOTAL MENOR A 1 H EN EL PRIMER DIA DE LA TORMENTA DE DISEÑO

ZONA	AFLUENTE	TIPO DE AREA	T _p (h)	T _b (h)	Q ₁ (m ³ /km ² mm)	A ₁ (km ²)	H ₀₁₁ = C ₁ H _{p11}		Q _{p11} (m ³ /s)	Q _{b11} (m ³ /s)
							C ₁	H _{p11} (mm)		
I _{EP}	RIO TLANEPANTLA	U.	4.0	12.0	0.046	14.06	0.50	83.9	27.12	0.91
		N.U.	4.0	12.0	0.046	2.00	0.15	83.9	1.16	0.00
	RIO SAN JAVIER	U.	4.0	12.0	0.046	34.48	0.50	83.9	46.31	2.23
		N.U.	4.0	12.0	0.046	7.52	0.15	83.9	4.35	0.00
II _{EP}	RIO AGUAS ARRIBA DE LA PRESA ANGILO	U.	2.0	6.0	0.092	3.03	0.50	83.9	11.69	0.20
		N.U.	2.0	6.0	0.092	11.99	0.15	83.9	13.97	0.00
	RIO AGUAS ABAJO DE LA PRESA ANGILO	U.	2.0	6.0	0.092	4.24	0.50	83.9	16.16	0.27
		N.U.	2.0	6.0	0.092	0.00	0.15	83.9	0.00	0.00
III _{EP}	COLECTOR TEPALCAPA	U.	4.0	12.0	0.046	7.56	0.50	83.9	14.52	0.49
		N.U.	4.0	12.0	0.046	0.31	0.15	83.9	0.17	0.00
IV _{EP}	COLECTOR CHOPO	U.	4.0	12.0	0.046	9.20	0.50	83.9	17.75	0.60
		N.U.	4.0	12.0	0.046	0.00	0.15	83.9	0.00	0.00
V _{EP}	COLECTOR ATLAMICA	U.	4.0	12.0	0.046	5.85	0.50	83.9	11.87	0.38
		N.U.	4.0	12.0	0.046	0.39	0.15	83.9	0.22	0.00
VI _{EP}	ZONA PROPIA DEL EMISOR DEL PONIENTE	U.	3.65	10.95	0.050	8.57	0.50	83.9	17.97	0.55
		N.U.	3.65	10.95	0.050	0.00	0.15	83.9	0.00	0.00
VII _{EP}	ARROYO LA PRESA	U.	1.90	5.70	0.097	7.66	0.50	83.9	31.18	0.50
		N.U.	1.90	5.70	0.097	0.19	0.15	83.9	11.21	0.00

CALCULO DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO Y BASE DE LOS AFLUENTES DEL EMISOR DEL PONIENTE PARA UNA DURACION DE LLUVIA TOTAL MENOR A 1 H EN EL SEGUNDO DIA DE LA TORMENTA DE DISEÑO

ZONA	AFLUENTE	TIPO DE AREA	T _p (h)	T _b (h)	Q ₁ (m ³ /km ² mm)	A ₁ (km ²)	H ₀₁₁ = C ₁ H _{p11}		Q _{p11} (m ³ /s)	Q _{b11} (m ³ /s)
							C ₁	H _{p11} (mm)		
I _{EP}	RIO TLANEPANTLA	U.	4.0	12.0	0.046	14.06	0.50	66.3	21.43	0.91
		N.U.	4.0	12.0	0.046	2.00	0.15	66.3	0.91	0.00
	RIO SAN JAVIER	U.	4.0	12.0	0.046	34.48	0.50	66.3	52.56	2.23
		N.U.	4.0	12.0	0.046	7.52	0.15	66.3	3.48	0.00
II _{EP}	RIO AGUAS ARRIBA DE LA PRESA ANGILO	U.	2.0	6.0	0.092	3.03	0.50	66.3	9.24	0.20
		N.U.	2.0	6.0	0.092	11.99	0.15	66.3	10.96	0.00
	RIO AGUAS ABAJO DE LA PRESA ANGILO	U.	2.0	6.0	0.092	4.24	0.50	66.3	12.93	0.27
		N.U.	2.0	6.0	0.092	0.00	0.15	66.3	0.00	0.00
III _{EP}	COLECTOR TEPALCAPA	U.	4.0	12.0	0.046	7.56	0.50	66.3	11.53	0.49
		N.U.	4.0	12.00	0.046	0.31	0.15	66.3	0.14	0.00
IV _{EP}	COLECTOR CHOPO	U.	4.0	12.0	0.046	9.20	0.50	66.3	14.02	0.60
		N.U.	4.0	12.0	0.046	0.00	0.15	66.3	0.00	0.00
V _{EP}	COLECTOR ATLAMICA	U.	4.0	12.0	0.046	5.85	0.50	66.3	9.92	0.38
		N.U.	4.0	12.0	0.046	0.39	0.15	66.3	0.16	0.00
VI _{EP}	ZONA PROPIA DEL EMISOR DEL PONIENTE	U.	3.65	10.95	0.050	8.57	0.50	66.3	14.20	0.55
		N.U.	3.65	10.95	0.050	0.00	0.15	66.3	0.00	0.00
VII _{EP}	ARROYO "LA PRESA"	U.	1.90	5.70	0.097	7.66	0.50	66.3	24.82	0.50
		N.U.	1.90	5.70	0.097	0.19	0.15	66.3	0.88	0.00

CALCULO DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO Y BASE DE LOS AFLUENTES DEL EMISOR DEL PONIENTE PARA UNA DURACION DE LLUVIA TOTAL MENOR A 1 H EN EL TERCER DIA DE LA TORMENTA DE DISEÑO

ZONA	AFLUENTE	TIPO DE AREA	T _p (h)	T _b (h)	Q ₁ (m ³ /km ² mm)	A ₁ (km ²)	H ₀₁₁ = C ₁ H _{p11}		Q _{p11} (m ³ /s)	Q _{b11} (m ³ /s)
							C ₁	H _{p11} (mm)		
I _{EP}	RIO TLANEPANTLA	U.	4.0	12.0	0.046	14.06	0.50	97.6	31.56	0.91
		N.U.	4.0	12.0	0.046	2.00	0.15	97.6	1.35	0.00
	RIO SAN JAVIER	U.	4.0	12.0	0.046	34.48	0.50	97.6	77.40	2.23
		N.U.	4.0	12.0	0.046	7.52	0.15	97.6	5.06	0.00
II _{EP}	RIO AGUAS ARRIBA DE LA PRESA ANGILO	U.	2.0	6.0	0.092	3.03	0.50	97.6	13.60	0.20
		N.U.	2.0	6.0	0.092	11.99	0.15	97.6	16.14	0.00
	RIO AGUAS ABAJO DE LA PRESA ANGILO	U.	2.0	6.0	0.092	4.24	0.50	97.6	19.03	0.27
		N.U.	2.0	6.0	0.092	0.00	0.15	97.6	0.00	0.00
III _{EP}	COLECTOR TEPALCAPA	U.	4.0	12.0	0.046	7.56	0.50	97.6	16.97	0.49
		N.U.	4.0	12.0	0.046	0.31	0.15	97.6	0.20	0.00
IV _{EP}	COLECTOR CHOPO	U.	4.0	12.0	0.046	9.20	0.50	97.6	20.65	0.60
		N.U.	4.0	12.0	0.046	0.00	0.15	97.6	0.00	0.00
V _{EP}	COLECTOR ATLAMICA	U.	4.0	12.0	0.046	5.85	0.50	97.6	13.13	0.38
		N.U.	4.0	12.0	0.046	0.39	0.15	97.6	0.26	0.00
VI _{EP}	ZONA PROPIA DEL EMISOR DEL PONIENTE	U.	3.65	10.95	0.050	8.57	0.50	97.6	20.91	0.55
		N.U.	3.65	10.95	0.050	0.00	0.15	97.6	0.00	0.00
VII _{EP}	ARROYO "LA PRESA"	U.	1.90	5.70	0.097	7.66	0.50	97.6	26.35	0.50
		N.U.	1.90	5.70	0.097	0.19	0.15	97.6	13.05	0.00

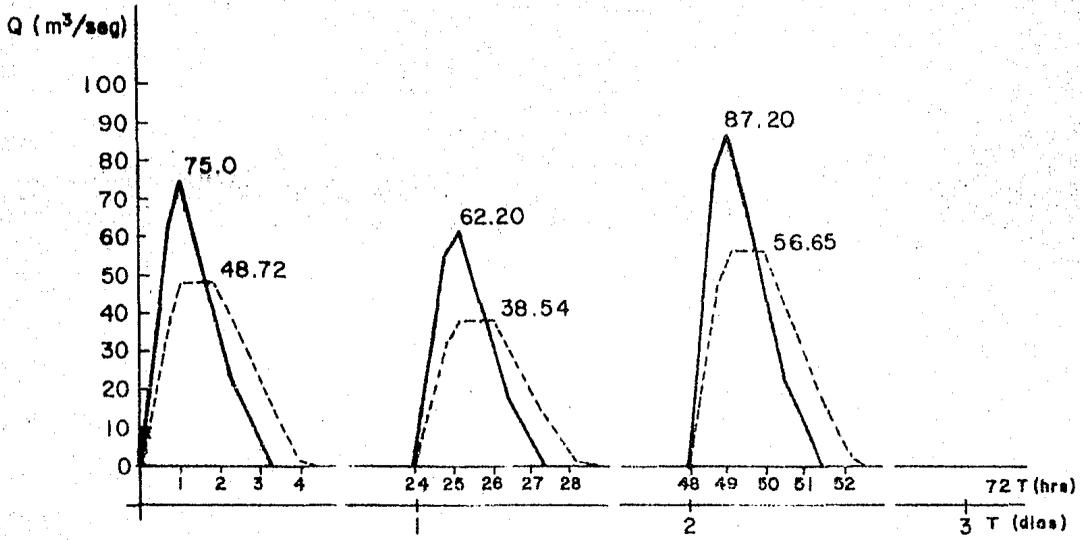


FIG. 10.- DESCARGA DE LA ZONA I AL RIO TEPOZOTLAN

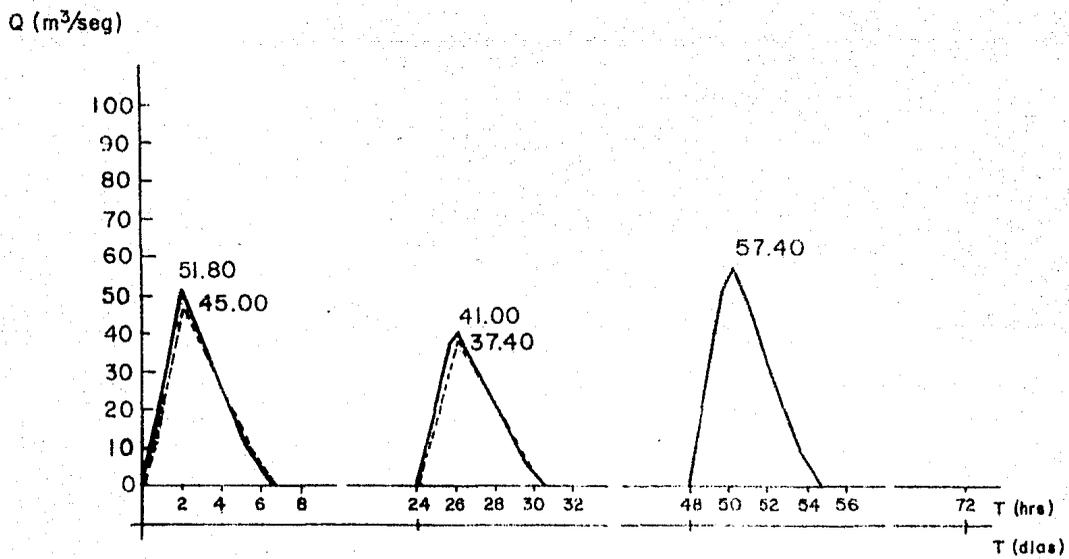


FIG. 10b.- DESCARGA DE LA ZONA II AL RIO TEPOZOTLAN

Q (m³/seg)

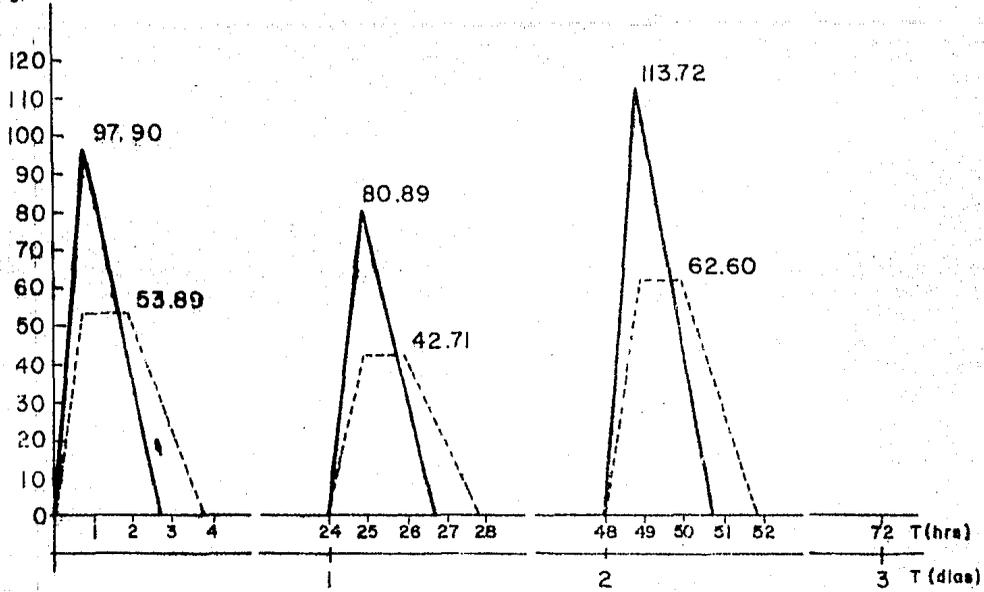


FIG. 10c - DESCARGA DE LA ZONA III AL RIO TEPOZOTLAN

Q (m³/seg)

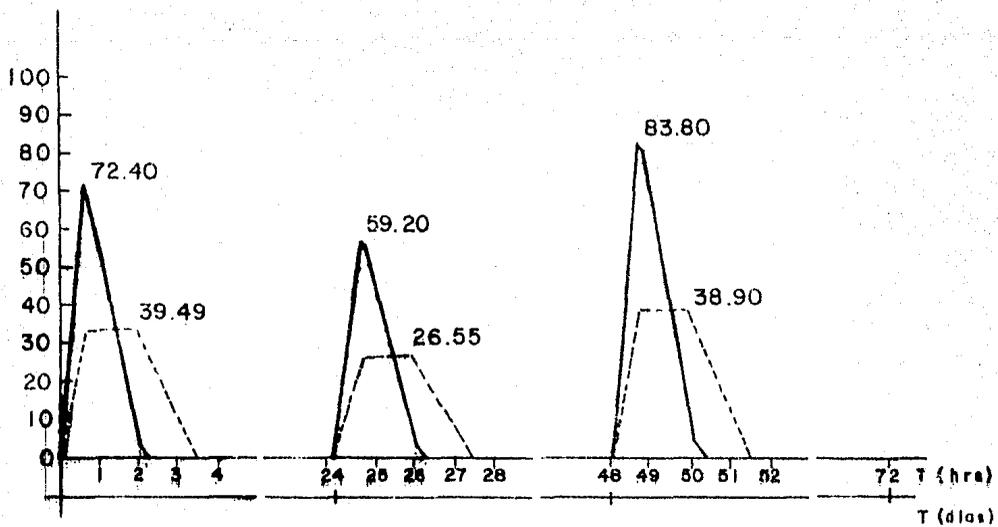


FIG. 10d - DESCARGA DE LA ZONA IV AL RIO TEPOZOTLAN

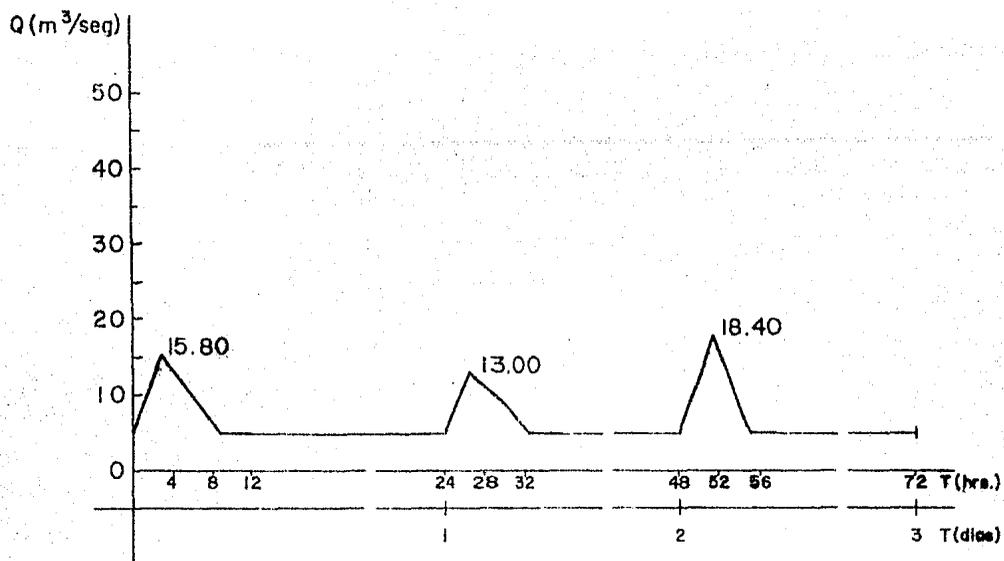


FIG. 10 e.-DESCARGA DE LA ZONA V_T AL RIO TEPOZOZTLAN

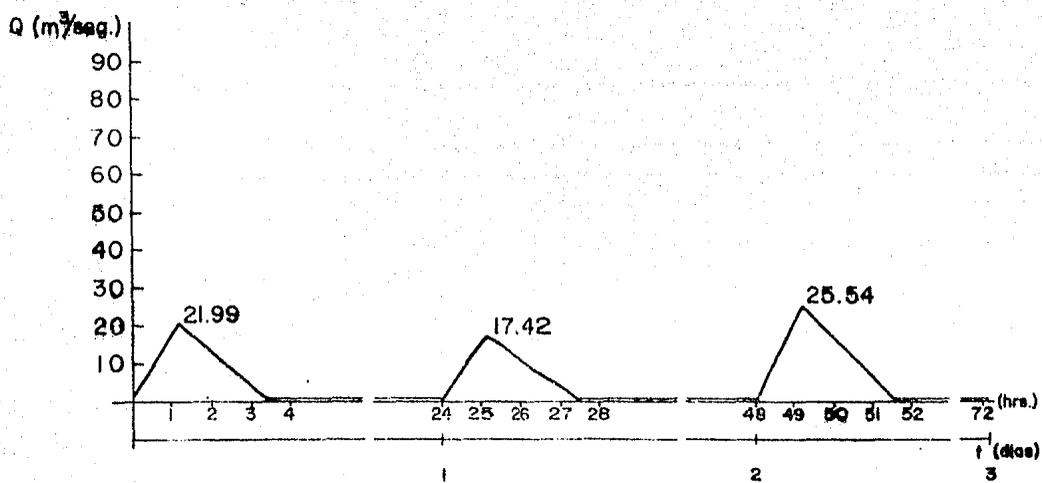


FIG. 10 f.-DESCARGA DE LA ZONA I_c AL RIO CUAUTITLAN

Q (m³/seg)

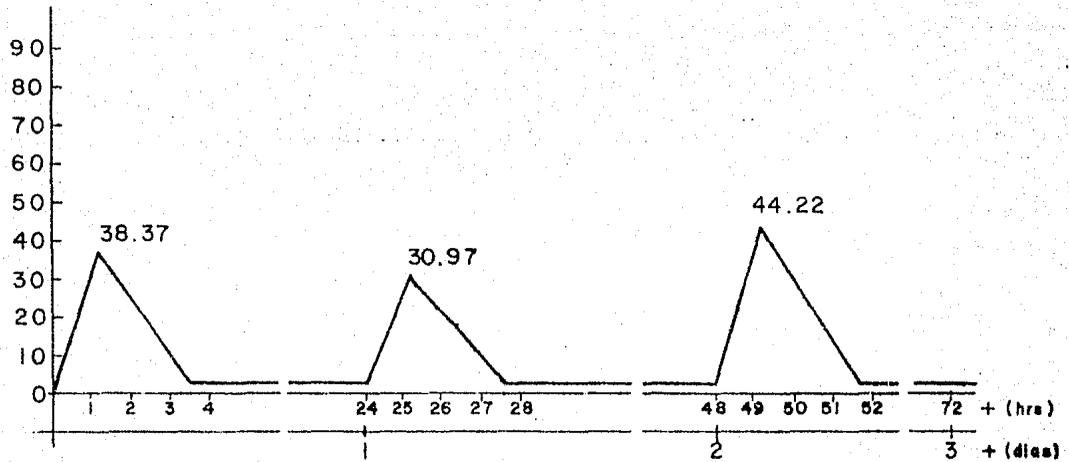


FIG. 10g.- DESCARGA DE LA ZONA IIc AL RIO CUAUTITLAN

Q (m³/seg)

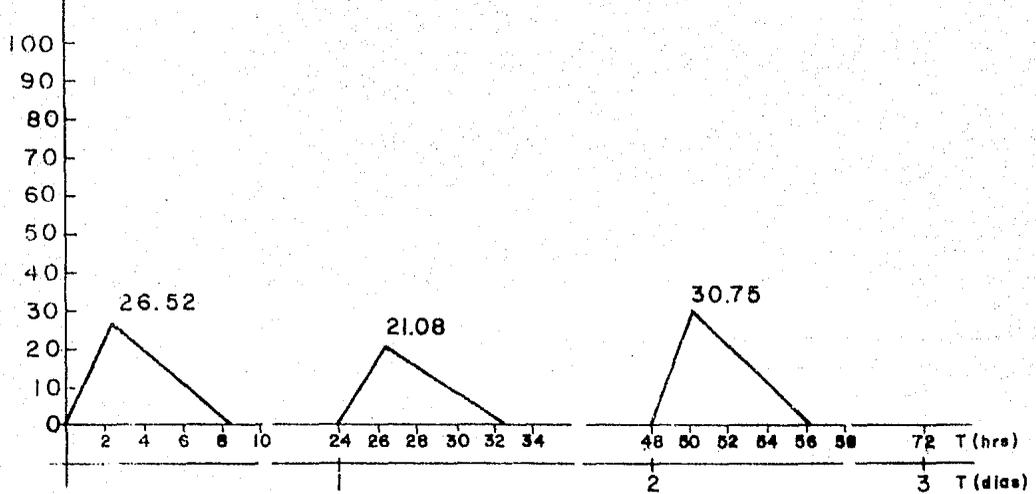


FIG. 10h.- DESCARGA DE LA ZONA IIIc AL RIO CUAUTITLAN

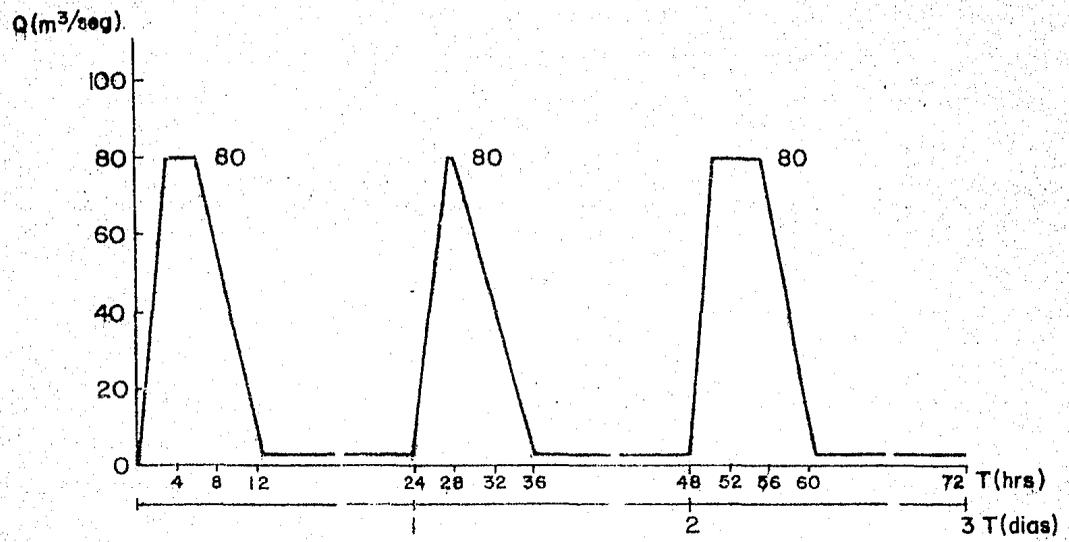


FIG. 10i- DESCARGA DE LA ZONA I EP AL EMISOR DEL PONIENTE

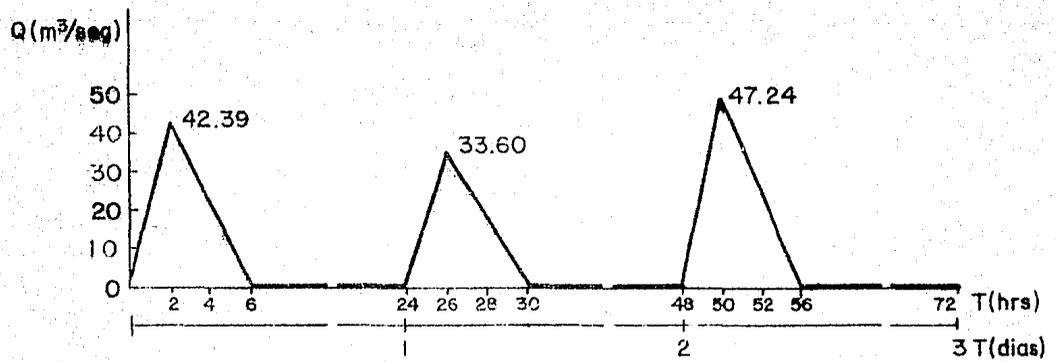


FIG. 10j- DESCARGA DE LA ZONA II EP AL EMISOR DE PONIENTE

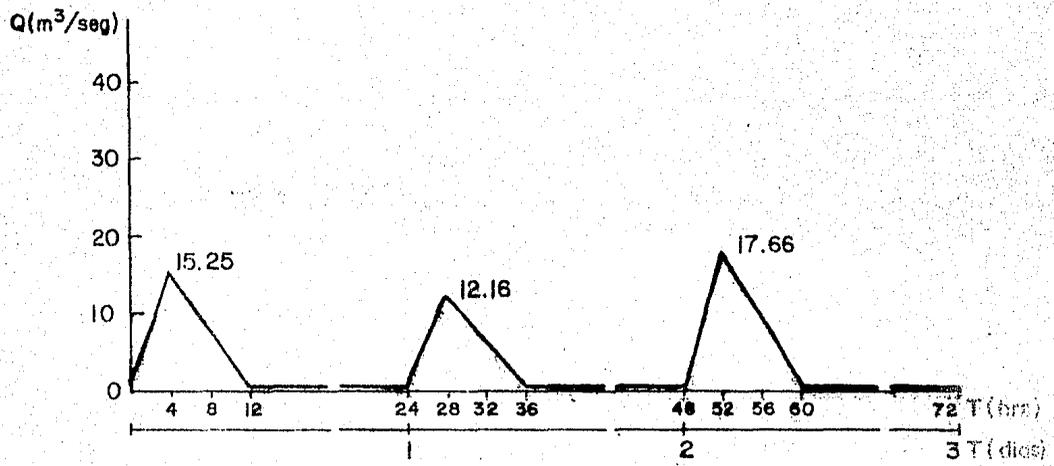


FIG. 10k = DESCARGA DE LA ZONA III EP AL EMISOR PONIENTE

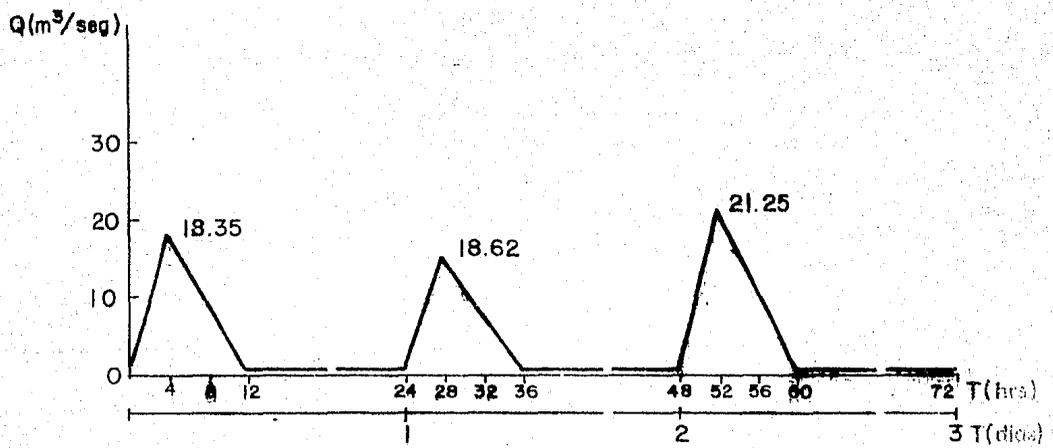


FIG. 10m = DESCARGA DE LA ZONA IV EP AL EMISOR DEL PONIENTE

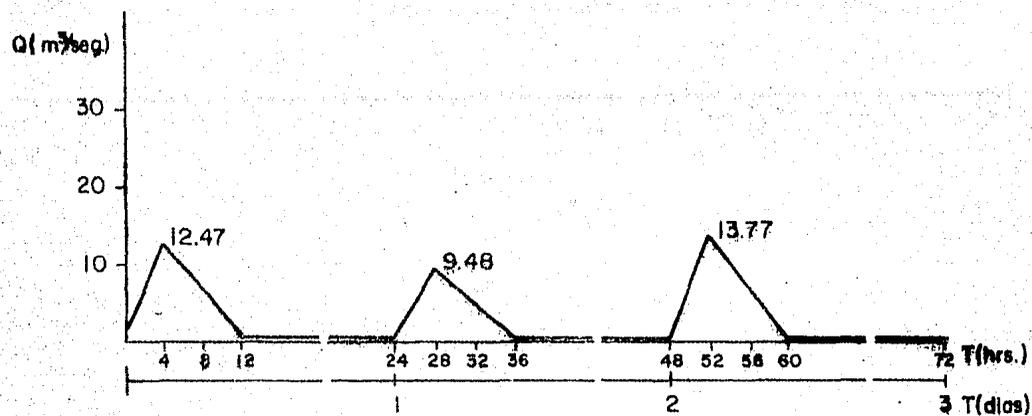


FIG. 10n: DESCARGA DE LA ZONA VEP AL EMISOR DEL PONIENTE

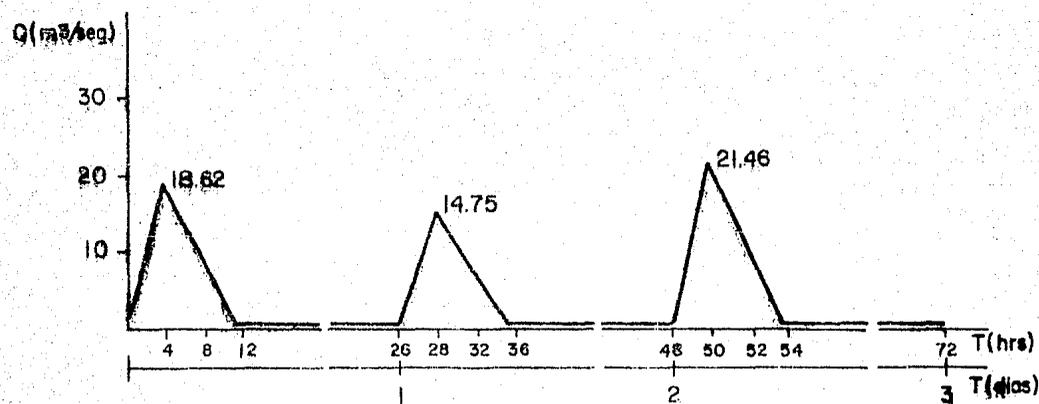


FIG. 10ñ: DESCARGA DE LA ZONA VI EP AL EMISOR DEL PONIENTE

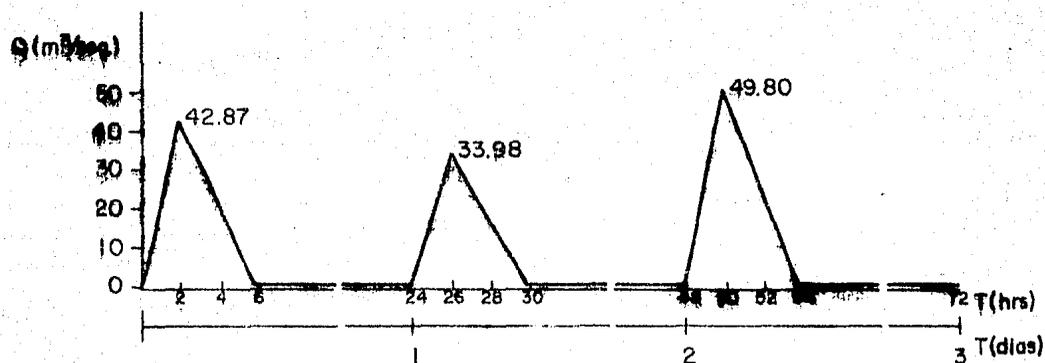


FIG. 10o: DESCARGA DE LA ZONA VII AL EMISOR DEL PONIENTE

CAPITULO IV

ANALISIS HIDRAULICO

4.1 Flujo transitorio en cauces

El tránsito de una avenida por un cauce no uniforme y de pequeña pendiente, da origen a un flujo con régimen no permanente, de tal manera que las condiciones hidráulicas a lo largo de todo el cauce varían en función del tiempo.

En general, este fenómeno transitorio se estudia mediante dos tipos de modelos: los hidráulicos y los numéricos; los primeros se basan en la construcción y operación de un modelo reducido a escala, cuyo tamaño se sujeta a factores tales como: espacio disponible, capacidad de las instalaciones del laboratorio, costo del modelo, efectos de escala,

etc; así como de dispositivos para medir las características hidráulicas del escurrimiento. Por su parte, los modelos numéricos no sólo requieren un conocimiento completo de los factores más importantes que originan el fenómeno, sino también de un método numérico que en general necesita de una computadora digital, por lo que la solución del fenómeno mediante estos modelos resulta más satisfactoria, especialmente cuando los factores antes mencionados son acertadamente elegidos, resultando económicos y con posibilidad de trabajar gran número de alternativas a fin de obtener entre estas la mejor solución.

Para el estudio que se presenta, se utilizó un modelo matemático realizado en el Instituto de Ingeniería, UNAM, que puede simular el comportamiento en cauces por efectos del tránsito de una avenida.

4.2 Descripción del modelo numérico

El modelo se basa en una simulación directa del fenómeno; el flujo por el cauce se dividió en elementos volumétricos, adoptados éstos con base en el criterio lagrangiano de cálculo y a los que les fueron aplicadas dos de las ecuaciones fundamentales de la mecánica de fluidos: la ecuación de la conservación de masa (de continuidad) y la ecuación de la cantidad de movimiento o de impulso.

Dichas ecuaciones se utilizaron en una sola dirección, ya que el flujo producto de una avenida ocurre con profundidades y anchos hidráulicos pequeños en comparación con la extensión del cauce, por lo que es posible despreciar el movimiento lateral y vertical del agua.

Las ecuaciones para un volumen de control, ψ limitado por una superficie, S y en una dirección j son (ref 1):

$$\iint_S \rho v_j \bar{v} \cdot \bar{n} ds + \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\psi} \rho v_j d\psi = \iiint_{\psi} \mathcal{D}(\rho v_j) d\psi \quad (4.1)$$

$$\iint_S \rho \bar{v} \cdot \bar{n} ds + \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\psi} \rho d\psi = 0 \quad (4.2)$$

donde:

t	tiempo
ρ	masa específica del fluido
\bar{v}	vector de velocidades del volumen de control
\bar{n}	vector unitario perpendicular y hacia afuera de la superficie que limita el volumen de control
v_j	componente de vector de velocidades en la dirección del volumen de control
$\mathcal{D}(\rho v_j)$	impulso creado por fuerzas exteriores por unidad de volumen del fluido en la dirección j del volumen de control

Como para el flujo en estudio el agua es un fluido prácticamente incomprensible, o sea con masa específica constante, ρ , ésta pudo eliminarse como variable de las ecs 4.1 y 4.2. Las ecuaciones, ya modificadas, se aplicaron a los volúmenes de control antes descritos, estimando las integrales que aparecen en ellas por valores medios; además,

para hacer la integración del flujo en todos los elementos y obtener su desarrollo en el tiempo, fue necesario expresar de las ecuaciones la derivación con respecto al tiempo, en incrementos finitos.

Dado que la no linealidad del sistema produce dificultades numéricas a la solución fue conveniente linealizarlo, procurando mantener las ventajas de estabilidad, lo que se logró mediante tomar la mayor cantidad de valores de las variables para un instante posterior al conocido.

Las ecuaciones resultado de lo anterior, y con los índices en el tiempo para las variables que cambian, fueron:

$$\frac{v_i^{k+1} - v_i^k}{\Delta t} = \frac{2g(y_i^{k+1} + z_i - y_{i-1}^{k+1} - z_{i-1})}{X_i + X_{i-1}} - \frac{v_i^k v_i^{k+1}}{C_i^2 R_i^k} - \frac{v_i^{k+1} (v_{i+1}^k - v_{i-1}^k)}{X_i + X_{i-1}} \quad (4.3)$$

$$\frac{y_i^{k+1} - y_i^k}{\Delta t} = \frac{2(v_{i+1}^{k+1} A_{i+1}^k - v_i^{k+1} A_i^k - \Sigma Q)}{(L_i^k + L_{i+1}^k) X_i} \quad (4.4)$$

donde:

v_i^{k+1}	velocidad en la sección	en el instante
v_i^k	velocidad en la sección	en el instante

y_i^{k+1}	profundidad del flujo en el tramo o elemento i en el instante $k+1$
y_i^k	profundidad del flujo en el tramo o elemento i en el instante k
Z_i	cota de la plantilla en el centro del elemento i
X_i	longitud del elemento i
C_i	coeficiente de Chezy en la sección i (válida del centro de un elemento al centro del adyacente)
R_i^k	radio hidráulico en la sección i en el instante k
A_i^k	área de la sección i en el instante k
ΣQ	suma de gastos de entrada lateral o superficial al elemento i

Una vez que las ecs 4.3 y 4.4 se aplicaron en cada uno de los volúmenes de control, y después de suponer conocidas las condiciones de frontera, se constituyó el sistema de ecuaciones a resolver mediante un método implícito de cálculo (ref 2), que consiste en determinar, para cada instante, los valores de la velocidad y profundidad del flujo en cada uno de los volúmenes de control en el que se divide el cauce. Para lograr esto, debe partirse de ciertas condiciones iniciales, con las que se determinan las correspondientes a un intervalo de tiempo posterior, las cuales a su vez se toman de nuevo como punto de partida para determinar las de un nuevo tiempo posterior y así progresivamente hasta llegar a la solución.

4.3 Planteamiento del análisis hidráulico

Con el propósito de analizar el funcionamiento del Emisor del Poniente fue necesario:

1º Conocer qué tan sensibles son en su comportamiento hidráulico los cauces principales de la zona en estudio al transitarse por ellos diferentes hidrogramas de avenida, originados al hacer variar la duración de lluvia total diaria entre una y dos horas, que es el rango de duración para un período de retorno de 100 años; para ello únicamente se estudió el río Hondo Tepoztlán, ya que éste podría presentar mayor variación en su comportamiento por tener en la mayoría de sus afluentes tiempos de concentración menores a las dos horas.

2º Con base en lo anterior, elegir la duración de lluvia total diaria más conveniente, y así, con los hidrogramas de avenida para esta duración, transitarlos por el río Hondo Tepoztlán hasta la represa El Alemán a fin de conocer los hidrogramas que descarga este río al Chico Tepoztlán y al Cuautitlán.

3º Con el hidrograma proveniente del río Tepoztlán y con los hidrogramas de avenida originados por la tormenta de diseño en la cuenca propia del río Cuautitlán, transitarlos por éste hasta la compuerta Berriozabal con el fin de conocer el hidrograma resultado de la avenida que descarga al Emisor del Poniente.

Finalmente, una vez conocido el hidrograma de salida del río Cuautitlán, del Chico Tepozotlán y con los hidrogramas de avenida originados por la tormenta de diseño en la cuenca propia del Emisor del Poniente, transitarlas por éste de acuerdo con las diferentes alternativas de solución propuestas en el Cap V.

4.4 Análisis hidráulico del río Hondo Tepozotlán

Con base en el planteamiento anterior fue necesario, como paso inicial, analizar el comportamiento hidráulico de este río con los dos tipos de hidrogramas de avenidas (subcap 3.3), ya que las dos opciones tienen una duración de lluvia total diaria de una y dos horas, respectivamente, o sea los tiempos de duración extremos del rango que interesa en este trabajo.

Se estableció su frontera aguas arriba hasta el km 9+436 (Fig 3) donde descarga sus aguas la zona I_t compuesta por las áreas tributarias de los arroyos Chile Verde, Alcaparrosas y El Sauz; esta frontera se presentó, para fines de cálculo, mediante el hidrograma de avenida de esta zona. La frontera aguas abajo se estableció en la represa El Alemán, que tiene ocho compuertas de 1.25×1.80 m, descargando completamente abiertas en época de lluvias hacia el río Cuautitlán, así como por un vertedor lateral por el que deriva parte de su caudal al río Chico Tepozotlán; la frontera correspondiente, se representó mediante una curva de descarga contra tirantes (Fig 11) bajo las siguientes hipótesis:

a) El caudal de descarga para cualquier instante es igual a la suma de gastos que derrama, tanto el vertedor lateral, como las ocho compuertas, es decir

$$Q_d = Q_{vl} + Q_c$$

donde:

Q_d caudal de descarga total

Q_{vl} gasto de salida por el vertedor lateral

Q_c gasto de salida por las ocho compuertas

b) El vertedor lateral empieza a derramar, hasta que el flujo alcanza en esa sección un tirante mayor de 1.60 m.

c) Por la forma del vertedor, fue necesario dividirlo hipotéticamente en siete tramos, siendo la ecuación de descarga para cada uno de ellos (ref 3):

$$Q_{ti} = 1.43 L_{ti} h_{ti}^{3/2} + 0.000171 \left[\frac{L_{ti}}{h_{ti}} \right]^{1/2}$$

donde:

Q_{ti} gasto de descarga del tramo i

L_{ti} ancho del tramo i

h_{ti} elevación del tirante en el tramo i a partir de su corona.

de tal manera que el gasto de salida por el vertedor lateral resultó ser:

$$Q_{vi} = \sum_{ti=1}^7 Q_{ti}$$

d) Aunque en época de lluvias las ocho compuertas trabajan completamente abiertas con un claro de 1.80 m, se vió la necesidad de definir su comportamiento de descarga en dos fases: la primera hasta que el tirante del flujo alcanza 1.80 m, y la segunda a partir de esa altura hasta los 5.30 m, elevación en la que desborda toda la presa.

En la primera fase, las compuertas se consideraron como vertederos, rigiéndose éstas por la ecuación (ref 3):

$$Q_c = C L H^{3/2}$$

donde:

C = 1.88 coeficiente de descarga
L ancho de compuerta
H carga hidráulica de flujo

En la segunda fase, las compuertas se consideraron, en su comportamiento hidráulico, como orificios mediante la ecuación (ref 3):

$$Q_c = 8 \left[C_d b L \sqrt{2g H} \right]$$

$C_d = 0.60$	coeficiente de descarga
b	ancho de compuerta
L	altura de compuerta
g	aceleración gravitacional
H	carga hidráulica del flujo

Una vez establecidas sus condiciones frontera, al transitarse por el cauce los dos tipos de avenidas se obtuvieron los perfiles hidráulicos máximos, así como los hidrogramas de salida en la frontera aguas abajo según las dos opciones; en las Figs 12 y 13 se muestran ambos perfiles hidráulicos máximos y los hidrogramas de salida, pudiéndose apreciar **que tanto** los perfiles como los hidrogramas de salida no son sensibles a la duración total llovida comprendida entre una y dos horas; es decir, **que este tipo** de cauces se comporta prácticamente igual cuando la **totalidad** de la lluvia cae dentro del rango de una o dos horas.

Con base en ello, se escogieron los resultados de la primer opción, que considera una duración de lluvia total diaria de una hora, con lo cual, y con la finalidad de obtener los hidrogramas que este río descarga al Cuautitlán y al Chico Tepozotlán, se procedió a hacer la separación del hidrograma de salida, ya que una de las condiciones al establecer la frontera aguas abajo del río, fue que el gasto de descarga total resultara igual a la suma del gasto que derrama el vertedor lateral y el de las ocho compuertas. Una vez conocidos los tirantes en la frontera para cada instante durante el tránsito de la avenida, y puesto que las ecuaciones para ambas estructuras de descarga están en función de los tirantes, al aplicar para cada instante la ecuación de descarga de una de las dos estructuras, fue factible conocer su respectivo hidrograma, el que al restarlo algebraicamente del hidrograma de descarga total, da como resultado el hidrograma de salida correspondiente a la segunda estructura (Fig 14),

4.5 Análisis hidráulico del río Cuautitlán

Se continuó con el análisis de este río, incorporándole en el km 0+775 el hidrograma aportado por el río Hondo Tepozotlán, y además considerando que los hidrogramas de avenida de sus zonas tributarias son las correspondientes para una duración de lluvia total diaria igual a una hora.

La frontera aguas arriba del río se estableció en el km 7+700, lugar donde descarga sus aguas la zona I_c, que se encuentra formada por el área tributaria del arroyo Los Arroyos. La frontera se representó, para fines de cálculo, por el hidrograma de avenida de esta zona. La frontera aguas abajo se estableció en la compuerta Berriozabal, donde confluye el río con el Emisor del Poniente; la frontera correspondiente, de forma rectangular con un ancho de 5,60 m, se representó mediante una curva de descarga contra tirantes (Fig 15) definida por la ecuación:

$$Q_d = \sqrt{\frac{A^3 g}{B}}$$

donde:

Q_d	descarga de la compuerta
A	área hidráulica de la compuerta
B	ancho hidráulico de la compuerta
g	aceleración gravitacional

Establecidas sus condiciones de frontera, al transitarse por el cauce los hidrogramas correspondientes, se obtuvo su perfil hidráulico máximo, así como el hidrograma de salida; ambos resultados se muestran en las Figs 16 y 17, respectivamente.

Elev.
(m)

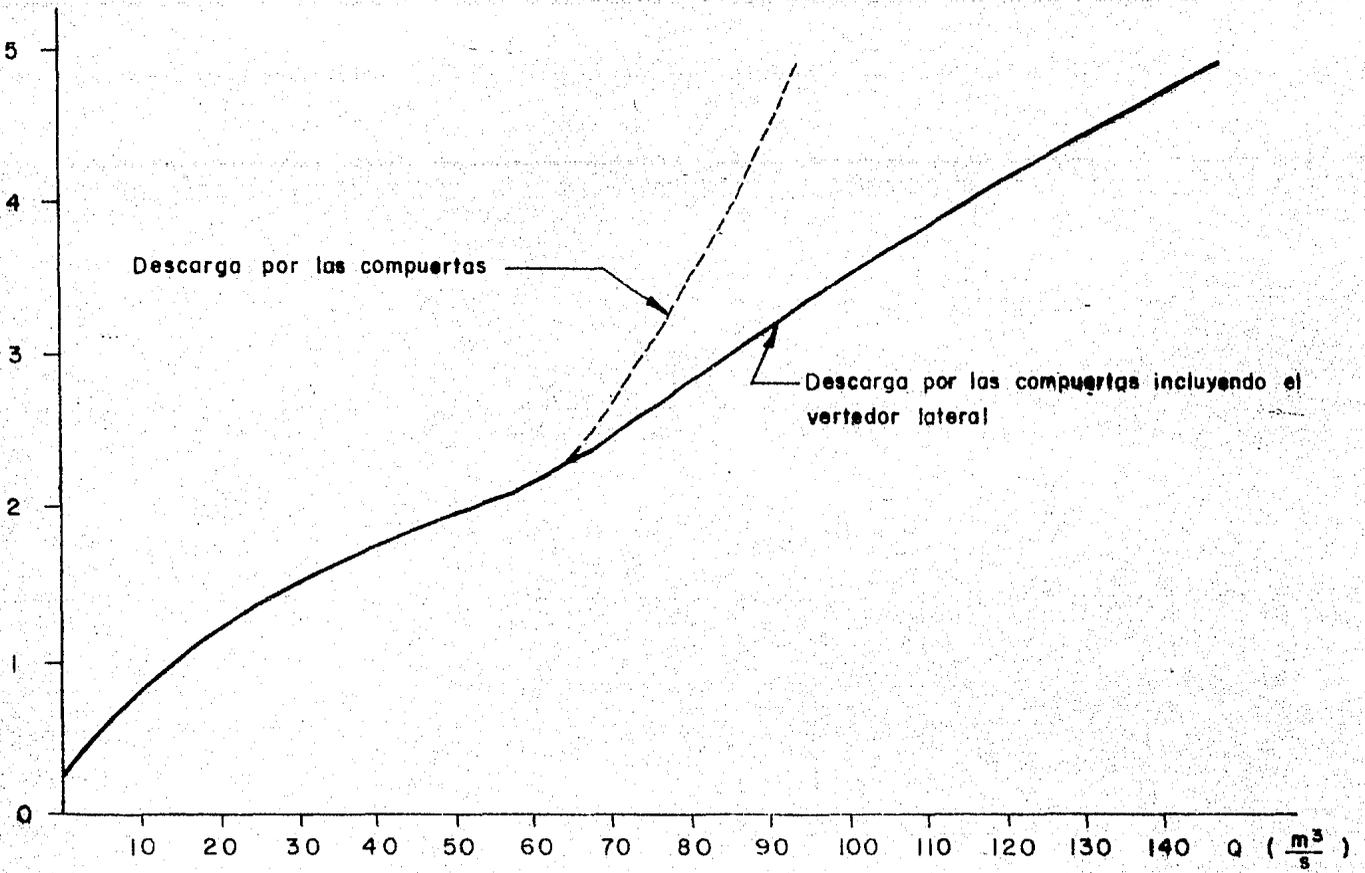


FIG. II CURVA DE DESCARGA DE LA REPRESA EL ALEMAN

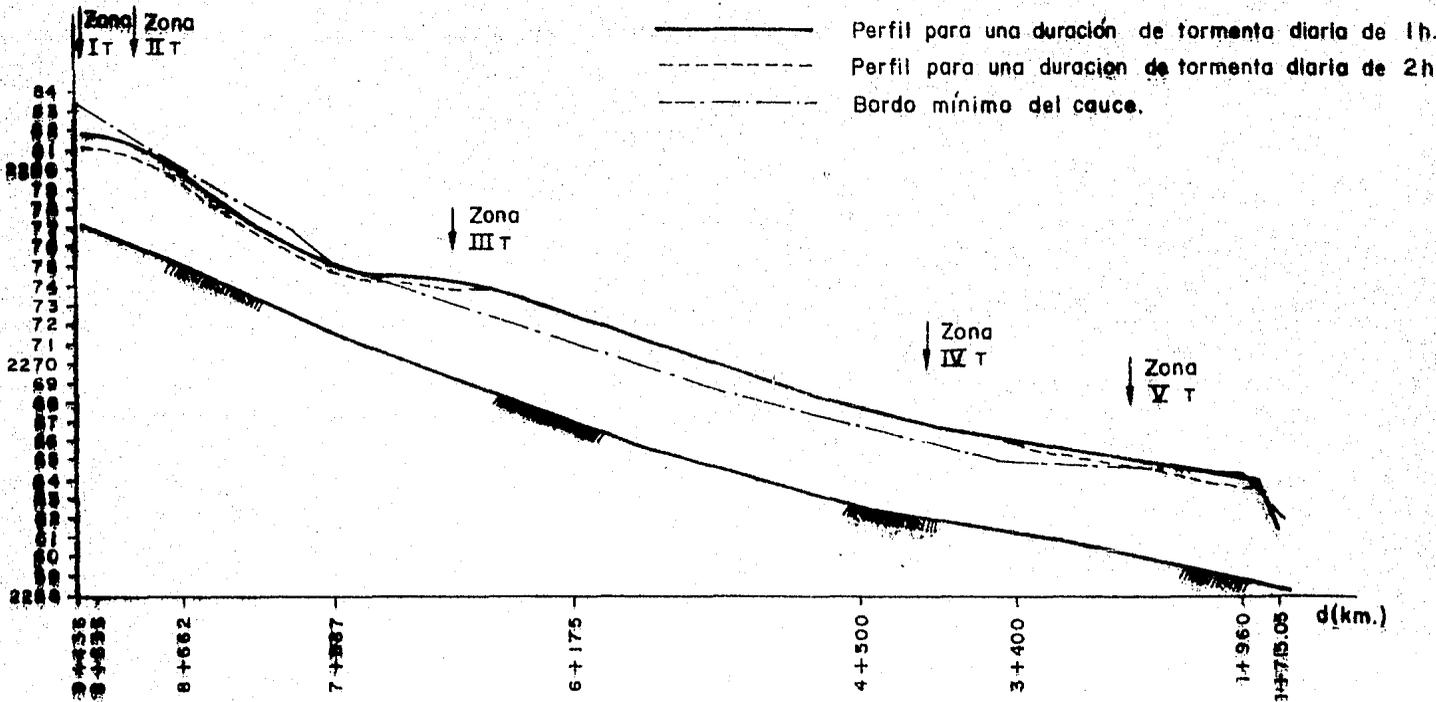


FIG. 12 PERFIL DE NIVELES MAXIMOS DEL RIO TEPEZOTLAN

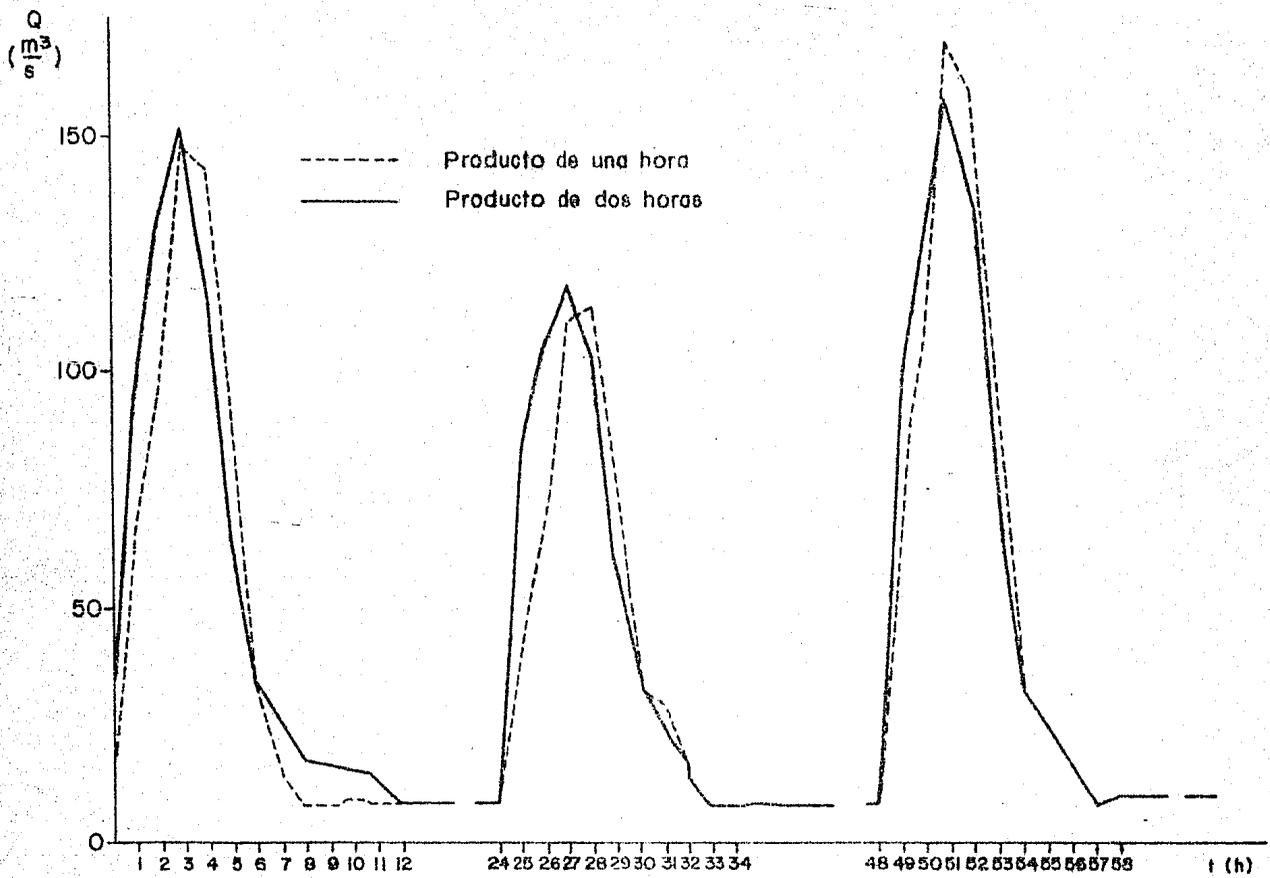
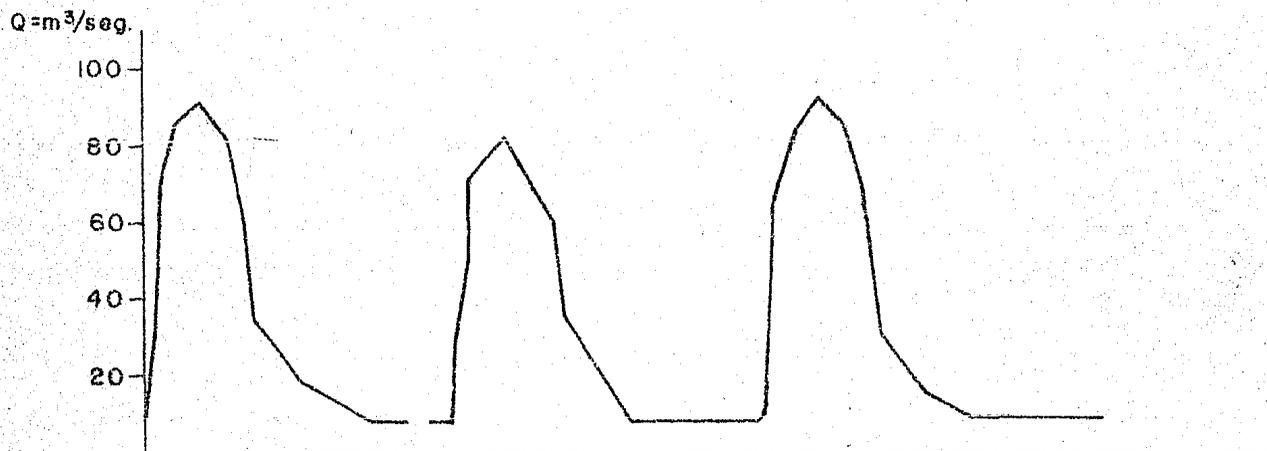


FIG. 13 HIDROGRAMA DE SALIDA DEL RIO HONDO TEPOZOTLAN PARA DOS TIPOS DE DURACION DE LLUVIA TOTAL



A.-HIDROGRAMA QUE RECIBE EL RIO CHICO TEPOZOTLAN



B.-HIDROGRAMA QUE RECIBE EL RIO CUAUTITLAN

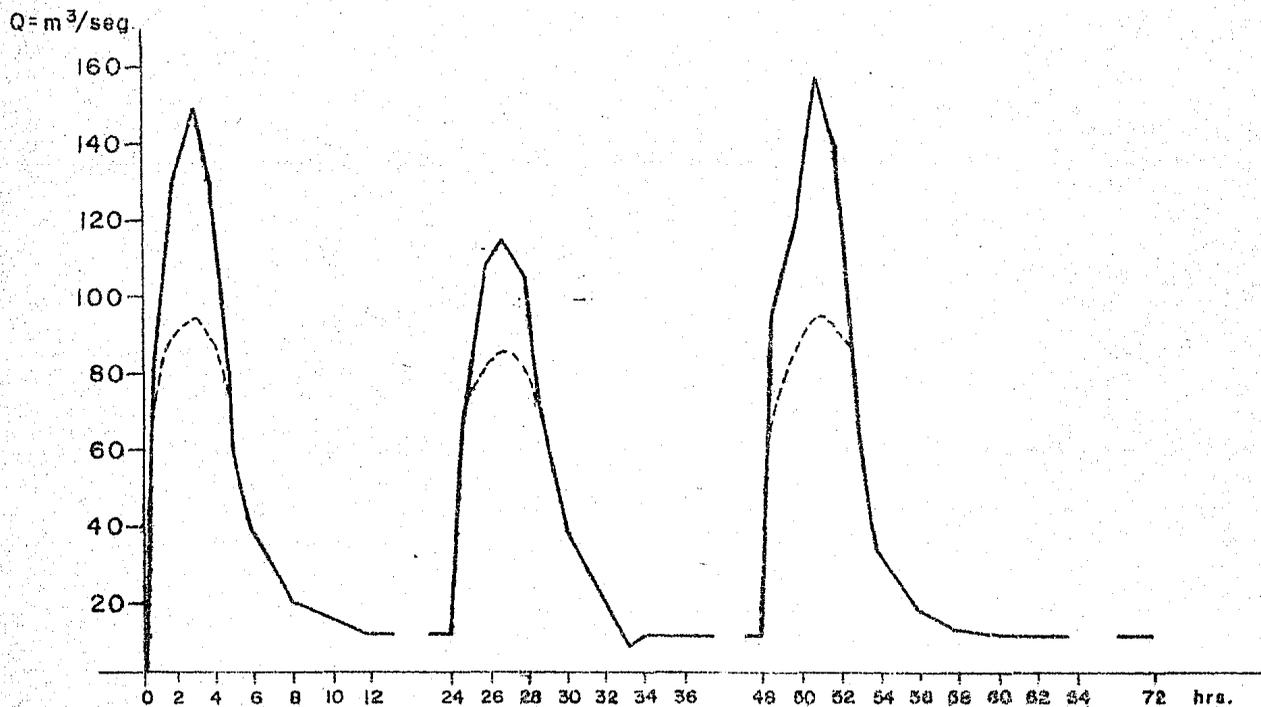


FIG. 14 - SEPARACION DEL HIDROGRAMA DE SALIDA DE RIO MONDO TEPOZOTLAN

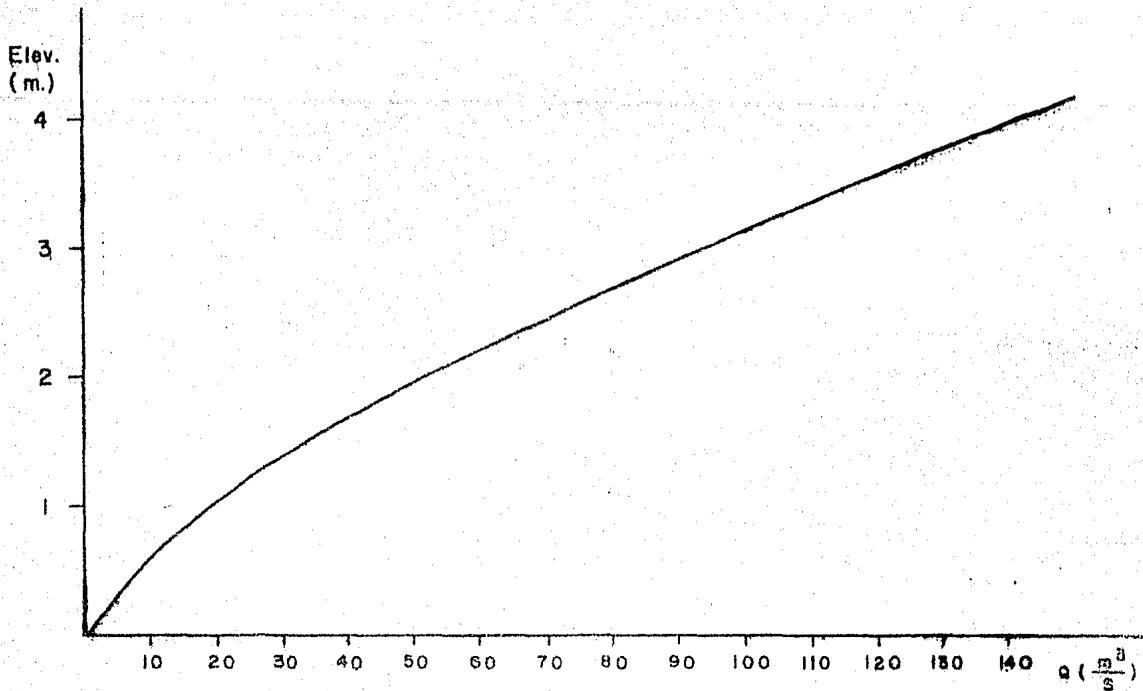


FIG. 15 CURVA DE DESCARGA DE LA COMPUERTA BERRIOZABAL

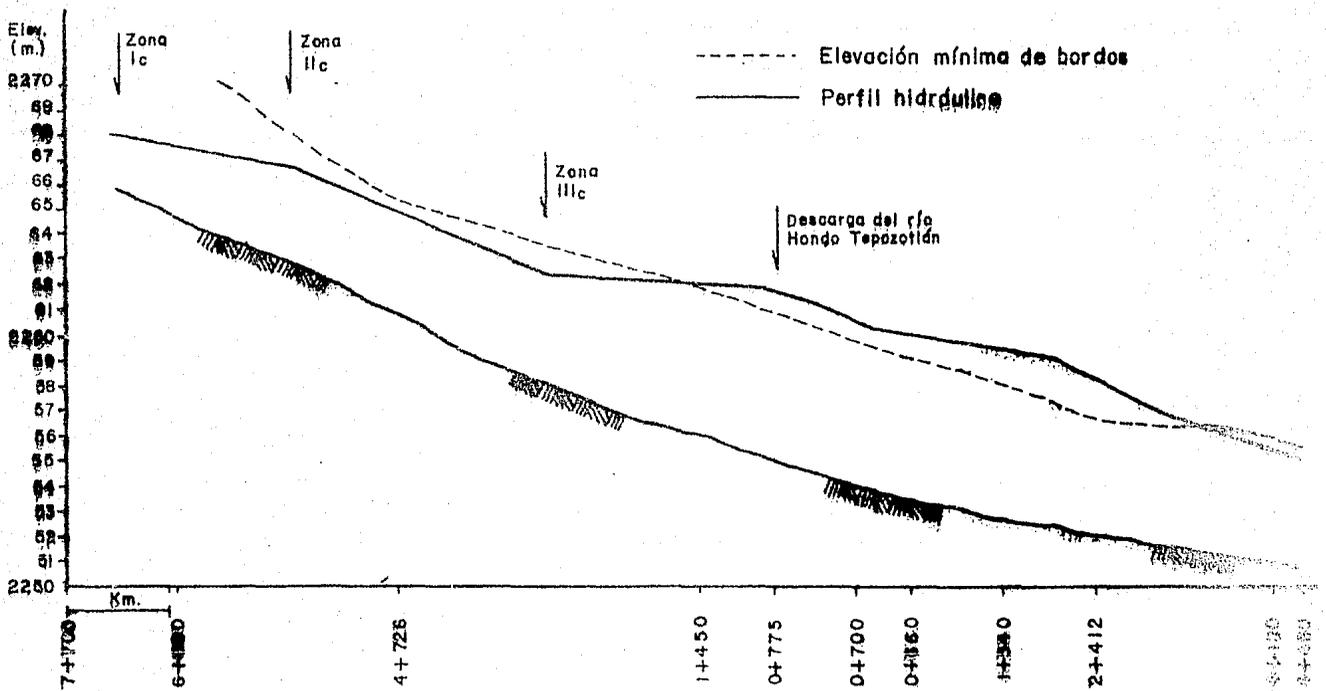


FIG. 16 PERFIL DE NIVELES MAXIMOS DEL RIO CUAUTITLAN

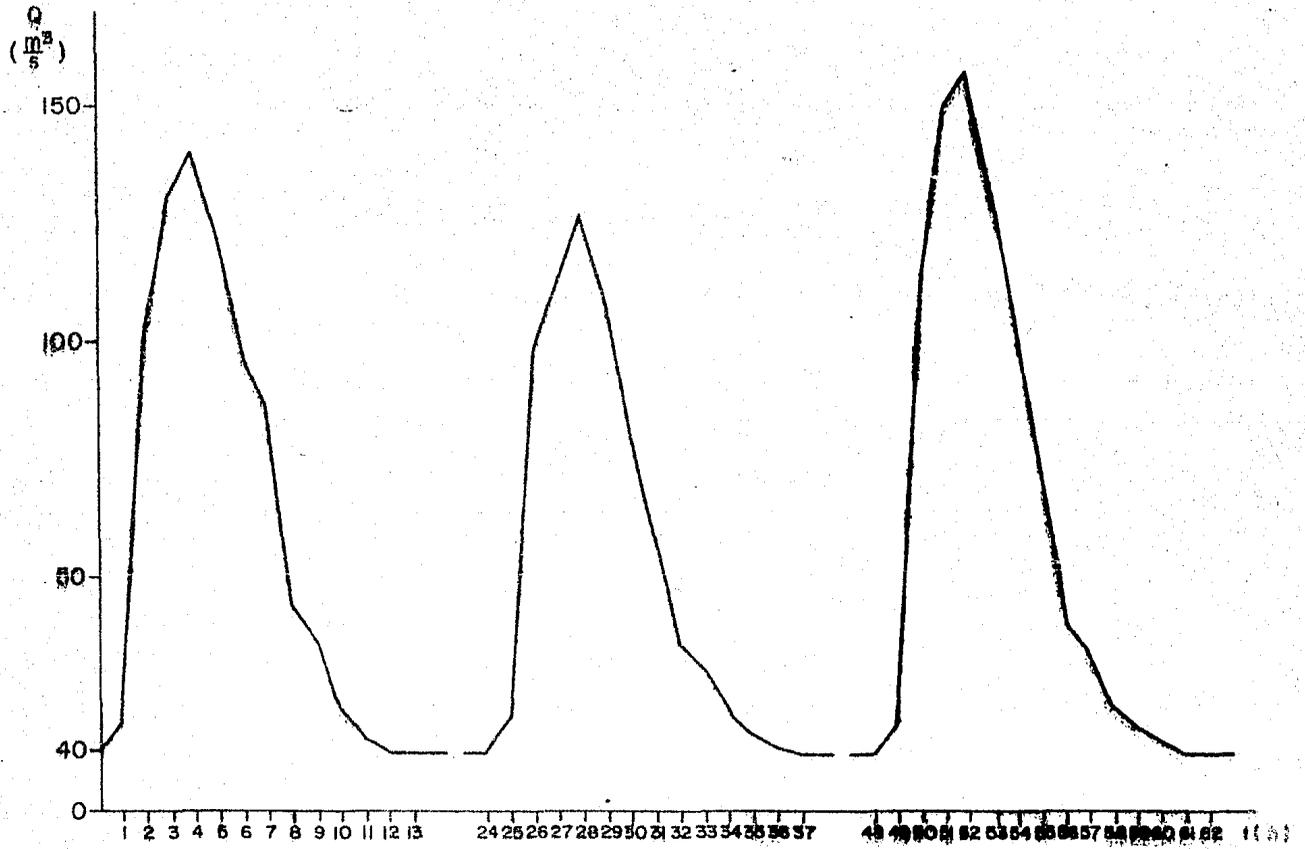


FIG 17 HIDROGRAMA DE SALIDA DEL RIO CUAUTITLAN

CAPITULO V

FUNCIONAMIENTO DEL EMISOR DEL PONIENTE

Conocimos los hidrogramas de salida de los ríos Cuautitlán y Chico Tepozotlán, se integraron a los de las zonas de la cuenca propia del Emisor del Poniente bajo dos hipótesis:

- a) Debido a que la longitud del tramo de río comprendido entre la descarga del río Chico Tepozotlán y la represa El Alemán es muy corto (2 km aproximadamente), y a que no se cuenta con la información de su geometría, se consideró que las descargas de este río al Emisor son iguales que las aportadas por el vertedor lateral de la represa El Alemán. El hidrograma se integró al Emisor y se sumó algebraicamente a la zona VII_{ep} drenada por el arroyo La Presa, ya que ambos se unen antes de descargar al Emisor.

b) El hidrograma de salida del río Cuautitlán descarga al Emisor del Poniente en la confluencia de éstos, a la altura de la compuerta Berriozabal.

Una vez que los hidrogramas mencionados se integraron a los de la cuenca del Emisor, se formuló una serie de alternativas en el análisis de su funcionamiento, considerándolas a partir de 1980 y con validez hasta el año 2000 puesto que la población no se modificará sustancialmente en la zona en estudio después de 1980; las alternativas fueron:

5.1 Funcionamiento del Emisor del Poniente a partir de 1980, en condiciones actuales y hasta la compuerta de Nochistongo

Para esta alternativa, en la que no se proponen modificaciones al cauce, se estableció la frontera aguas arriba hasta el km 12+376, lugar donde descarga sus aguas la zona I_{ep} formada por el área tributaria de las partes bajas de los ríos Tlalnepantla y San Javier; dicha frontera se representó, para fines de cálculo, por el hidrograma de avenida de la zona. La frontera aguas abajo se estableció en la compuerta de Nochistongo por formarse ahí una sección de control; la compuerta está constituida por el vertedor de Santo Tomás, con una longitud en su cresta de 75 m, y una altura de 4.44 m con respecto a la plantilla del cauce; cuenta además, con una compuerta de fondo de 2.00 x 2.00 m. La frontera aguas abajo se representó mediante una curva de descarga contra tirantes (Fig 18) con las siguientes restricciones:

a) El caudal de descarga para cualquier instante es igual al gasto que derrama el vertedor más el que sale por la compuerta de fondo de tal manera que:

$$Q_d = Q_u + Q_{cf}$$

donde:

- Q_d caudal de descarga total
 Q_u gasto de salida por el vertedor
 Q_{cf} gasto de salida por la compuerta de fondo

b) El vertedor aporta un gasto mayor de cero, siempre que el tirante rebase los 4,44 m. La ecuación correspondiente es:

$$Q_v = C L H^{3/2}$$

donde:

- $C = 1,99$ coeficiente de descarga
 L longitud de la cresta vertedora
 H carga hidráulica formada a partir de la cresta del vertedor hasta la superficie libre del agua

c) La compuerta de fondo se consideró en su comportamiento hidráulico como orificio, rigiendo su descarga contra tirantes la ecuación:

$$Q_{cf} = A C_d \sqrt{2gH}$$

donde:

- $C_d = 0.48$ coeficiente de descarga
 A área de la compuerta
 H carga hidráulica del fluido
 g aceleración gravitacional

Establecidas las condiciones de frontera, fue posible efectuar el tránsito de sus hidrogramas, obteniéndose un perfil de niveles máximos (Fig 19) en el que se observa que los niveles son intolerables, por lo que a partir de 1980 deben hacerse modificaciones pertinentes, tales como darle capacidad suficiente de desfogue al vertedor de Santo Tomás mediante compuertas de fondo.

5.2 Análisis del Emisor del Pontente suponiendo que la estructura de descarga existente en la compuerta Berriozabal se eliminará

Las conclusiones obtenidas de la primera alternativa hicieron necesario conocer el funcionamiento del Emisor del Pontente eliminando tanto el vertedor de Santo Tomás como la compuerta de fondo de la compuerta Berriozabal, con lo cual se sabría qué tanto influyen estas estructuras en el funcionamiento del cauce. Para ello, la frontera aguas arriba se conservó en el lugar donde la zona I_{ep} descarga sus aguas, en tanto que

la frontera aguas abajo se trasladó hasta el km 40+550 por formarse en este lugar una sección natural de control, que se representó para fines de cálculo, por una curva caudal contra tirantes (Fig 20), mediante la ecuación:

$$Q_s = \sqrt{\frac{A^3 g}{B}}$$

donde:

- Q_s caudal de salida
- A área hidráulica transversal de la sección de control
- B ancho hidráulico de la superficie libre del agua en la sección de control
- g aceleración gravitacional

Al transitarse sus hidrogramas correspondientes y una vez establecidas sus condiciones de frontera, se obtuvo el perfil hidráulico para los niveles máximos (Fig 21) del que se dedujo que si se eliminara la compuerta Berriozabal, si bien produciría beneficios, esta alternativa no sería la solución, ya que los niveles máximos que se producen son intolerables en casi todo el cauce.

5.3 Rectificación en un tramo del Emisor del Poniente y derivación del agua aportada por la zona I_{ep} al Dren General de Cuautitlán

En esta alternativa se consideró la rectificación del tramo comprendido del km 26+500 al 32+300 con una sección trapezoidal cuya plan-

tilla tiene 15 m y taludes de 1.5:1. Además, se propone enviar el caudal proveniente de la zona I_{ep} hacia el denominado Dren General de Cuautitlán (actualmente en proyecto), que tendrá una capacidad para un gasto de 80 m³/seg, aproximadamente, comenzando en Barrientos y prosiguiendo en su trazo paralelo a la línea del ferrocarril México-Pachuca hasta descargar al Gran Canal de Desague.

Dos fueron los objetivos perseguidos en esta alternativa: el primero dar mayor capacidad al Emisor en el lugar donde descargan sus aguas los ríos Cuautitlán y Tepozotlán, y el segundo disminuir el sobrecargamiento en sus primeros tramos producto de la descarga de la zona I_{ep}.

La frontera aguas arriba del Emisor se determinó en el km 13+000, lugar donde descarga sus aguas la zona II_{ep} constituida por la cuenca de la presa Angulo tanto aguas arriba como aguas abajo de la misma. La frontera se representó, para fines de cálculo, por el hidrograma de avenida de esta zona. La frontera aguas abajo se estableció en el mismo lugar que en el caso anterior (alternativa 5.2) y bajo las mismas consideraciones.

Establecidas las condiciones de frontera, al transitarse los hidrogramas correspondientes se obtuvo el perfil hidráulico de niveles máximos (Fig 22), observándose que a pesar de las modificaciones planteadas existen desbordamientos después del km 28+300 y que, para situaciones críticas, en los primeros 16 km, a pesar de no desbordar, el Emisor tendrá que trabajar a su máxima capacidad.

5.4 Rectificación en un tramo y revestimiento del Emisor del Po- niente

Para esta última alternativa se propone rectificar el tramo comprendido entre el km 26+500 y el 32+300 con una sección trapezoidal cuya plantilla sea de 15 m y taludes de 1.5:1, y que el cauce sea revestido totalmente a partir del km 12+367 al 40+550, de tal manera que su coeficiente de fricción, n , sea igual a 0.015.

La frontera aguas arriba se estableció en el km 12+367, sitio donde descarga sus aguas la zona I_{ep} formada por el área tributaria de las partes bajas de los ríos Tlalnepantla y San Javier; su representación, para fines de cálculo, se hizo mediante el hidrograma de avenida de la zona. La frontera aguas abajo se estableció en el km 40+550, o sea donde se forma una sección de control natural, de tal manera que la ecuación que rigió el gasto de salida es del tipo (Fig 20):

$$Q_s = \sqrt{\frac{A^3 g}{B}}$$

donde:

- Q_s caudal de salida
- A área hidráulica transversal en la sección de control
- B ancho hidráulico de la superficie libre del agua en la sección de control
- g aceleración gravitacional

Una vez que las condiciones de frontera se establecieron, fue factible, de acuerdo con la política establecida para esta alternativa, transitar por el cauce los hidrogramas correspondientes, obteniéndose su perfil hidráulico de tirantes máximos (Fig 23) en el cual es posible observar que existen derrames en dos pequeños tramos donde uno de sus bordos es muy bajo; ahora, si estos bordos se elevan 4 m, aproximadamente, podrá asegurarse un buen funcionamiento.

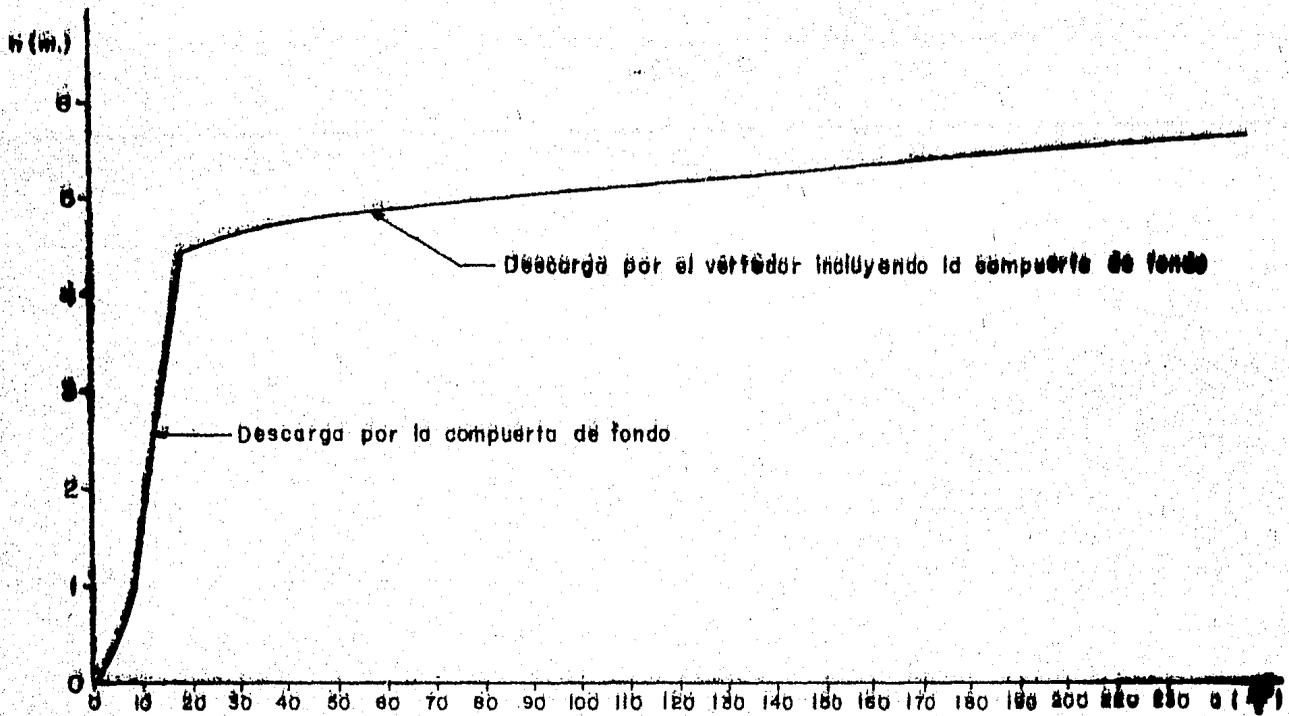


FIG. 18 CURVA DE DESCARGA DEL VERTEDERO DE SANTO TOMÁS (COMPUERTA DE NOCHISTONCO)

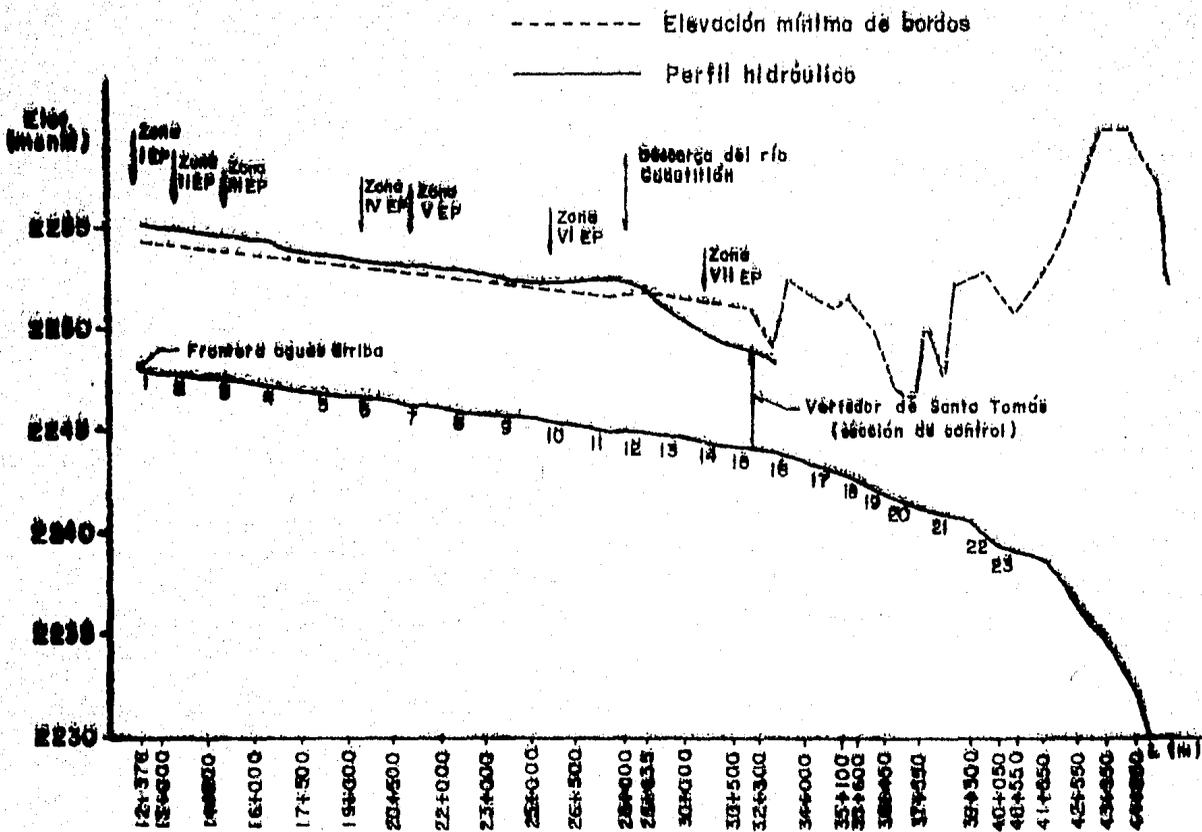


FIG. 19 PERFIL DE NIVELES MÁXIMOS DEL EMISOR DEL PONIENTE (ALTERNATIVA B-1)

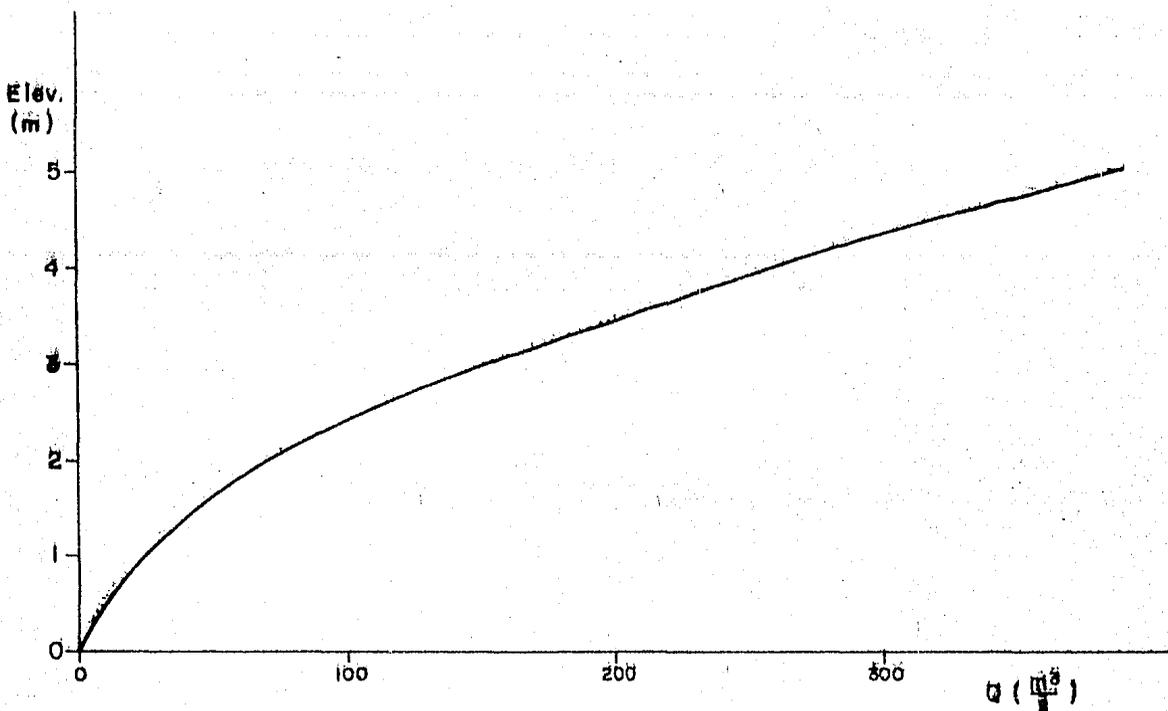


FIG. 20 - CURVA DE DESCARGA DE LA SECCION 40 + 550 DEL EMISOR DEL PONIENTE

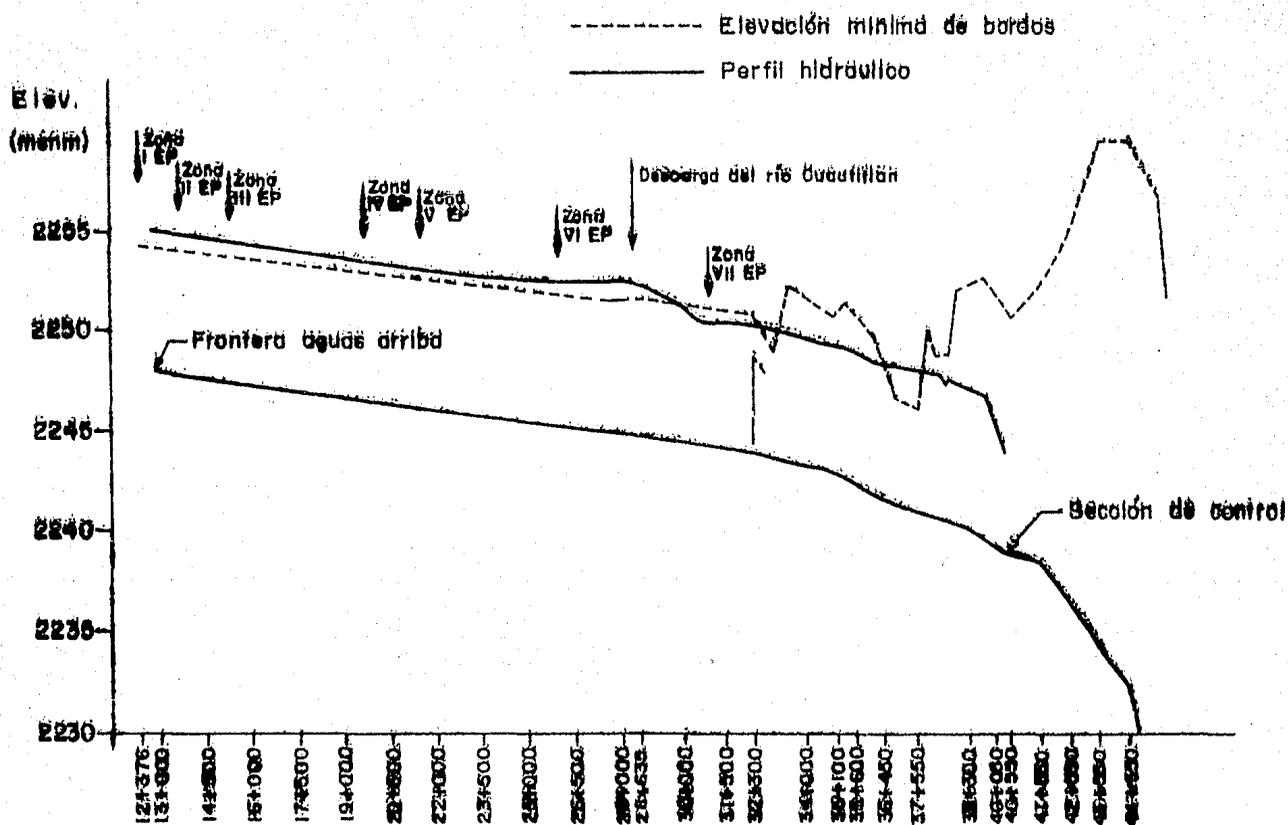


FIG. 21 - PERFIL DE NIVELES MAXIMOS DEL EMISOR DEL PONIENTE (ALTERNATIVA B-B)

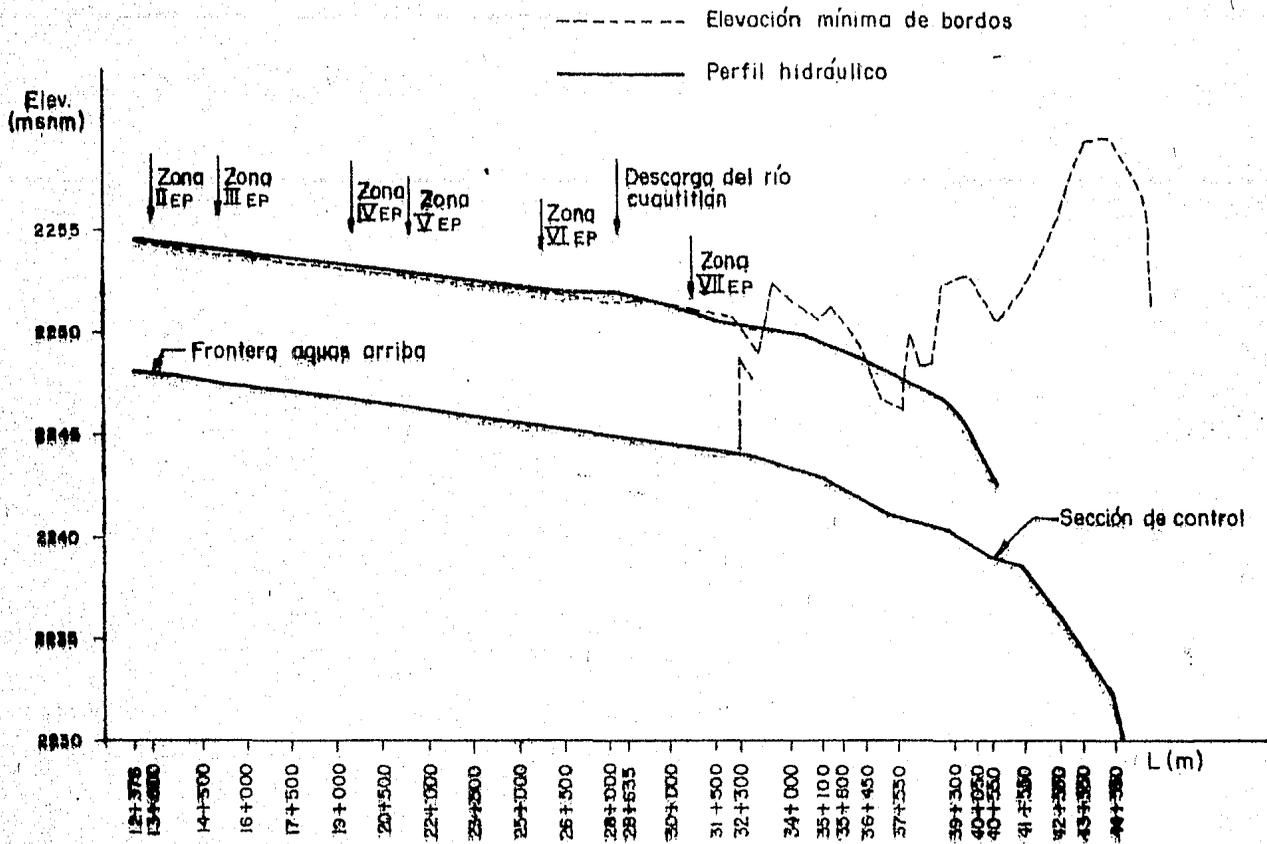


FIG. 22 PERFIL DE NIVELES MAXIMOS DEL EMISOR DE PONIENTE (ALTERNATIVA 5-3)

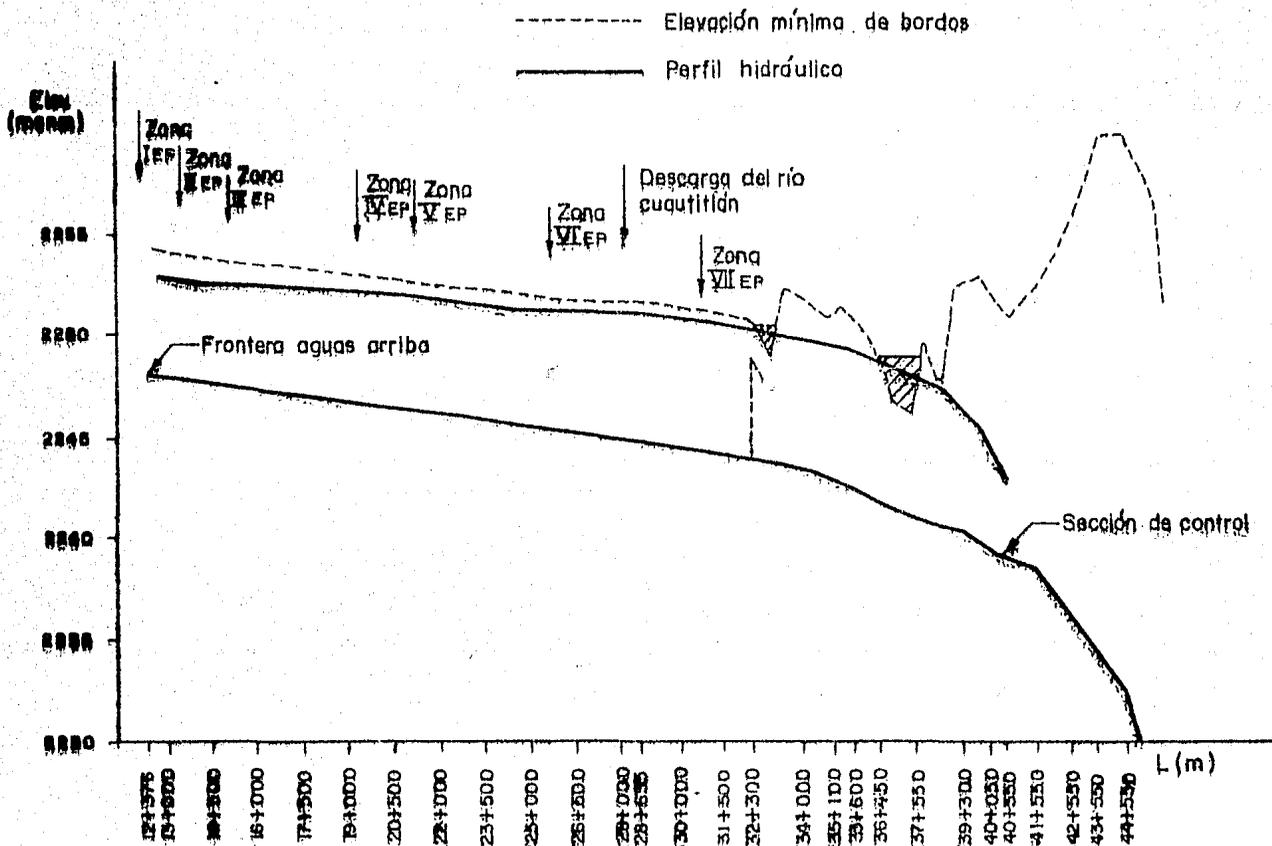


FIG. 23 PERFIL DE NIVELES MAXIMOS DE EMISOR DEL PONIENTE (ALTERNATIVA 6-4)

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

Los aspectos más relevantes obtenidos en este trabajo, son:

1. Los cauces estudiados son prácticamente insensibles a una duración de lluvia total diaria entre una y dos horas.
2. Cuando la población estimada para 1980 en la zona poniente del Valle de México se haya establecido, el Emisor del Poniente con su actual geometría, no será suficiente para desalojar las aportaciones de aguas negras y pluviales en época de lluvias extraordinarias, debido fundamentalmente al efecto del asentamiento urbano dentro de esta zona (Cap V, alternativa 5.1).

3. Debe preverse la conveniencia de modificar la compuerta de Nochistongo eliminando el vertedor de Santo Tomás, a fin de darle mayor capacidad de desfogue en esas épocas (Cap V, alternativa 5.2).
4. El Dren General de Cuautitlán (en proyecto) sólo podrá aliviar los primeros 13 km del Emisor del Poniente, haciéndolo trabajar a su máxima capacidad en este tramo; además, no resolverá el problema en su conjunto, ya que a partir de la incorporación del río Cuautitlán se presentará una serie de desbordamientos a lo largo del Emisor (Cap V, alternativa 5.3).
5. Una solución ventajosa para el buen funcionamiento del Emisor podrá ser revestirlo desde su sección a cielo abierto, hasta aproximadamente el km 40+550, ampliándolo y dragándolo del km 26+500 al 32+300, a la vez que eliminar las estructuras de descarga de la compuerta de Nochistongo y arreglar los bordos bajos en los dos pequeños tramos que se pueden desbordar en situaciones críticas (Cap V, alternativa 5.4).
6. Como todos los resultados dependen en gran parte de la información con que se contó, así como del período de retorno elegido (100 años), será conveniente al realizar un estudio a nivel de proyecto, verificar la información utilizada en este estudio y corroborar la sensibilidad del Emisor para otros períodos de recurrencia menores, ya que al tomarse en cuenta el análisis económico del proyecto, podría ser muy grande la inversión, pero poco el beneficio en su funcionamiento.

7. Para realizar un estudio detallado del dren secundario de la zona, es aconsejable analizar su funcionamiento para períodos de retorno más cortos comprendidos entre 50 y 100 años, cosa que no se hizo en este trabajo, ya que el fin perseguido al analizar el dren secundario (constituido principalmente por los ríos Cuautitlán y Tepozotlán) fue conocer solamente los hidrogramas que descargan al Emisor del Poniente para un período de retorno de 100 años.

8. Finalmente, dentro de la problemática del Drenaje General de la cuenca del Valle de México, puede concluirse que la metodología que se utilizó a lo largo de este trabajo puede ser aplicable a cada uno de los elementos que constituyen dicho drenaje, siempre y cuando se tome en cuenta la interrelación hidráulica que tienen entre ellos.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

1. Sotelo, A G "Hidráulica General", Instituto de Ingeniería, UNAM, publicación D-12, México (jul, 1971).
2. Cruickshank, V C "Modelo para el tránsito de avenidas en cauces con llanuras de inundación", Instituto de Ingeniería, UNAM, estudio patrocinado por el Plan Nacional Hidráulico, SRH (dic, 1974).
3. Domínguez, T J. "Hidráulica", Editorial Universitaria, S A, Santiago de Chile (1959).
4. Departamento del Distrito Federal, "Memoria de las obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal", Tomo II, Talleres Gráficos de la Nación, México (1975).
5. Unikel, L., "Ensayos sobre el desarrollo urbano de México", Setenta y siete, Secretaría de Educación Pública, México (1974),
6. Bataillon, C y Riviere, D H, "La ciudad de México", Setenta y siete, Secretaría de Educación Pública, México (1973),
7. Everett, B R, "La gran inundación", Setenta y siete, Secretaría de Educación Pública, México (1975).
8. El Colegio de México, "Algunos aspectos demográficos de la zona metropolitana de la ciudad de México, de la cuenca del Valle de México y proyección de su población 1970-2000" (abr, 1971).

9. Springall, G R, "Hidrología", Instituto de Ingeniería, UNAM, publicación D-7, México (abr 1970).
10. Springall, G R, "Drenaje en cuencas pequeñas", Instituto de Ingeniería, UNAM, publicación 143, México (ene 1969).
11. Chow, V T, "Handbook of applied hydrology", McGraw-Hill Book Co, Nueva York (1964).
12. Chow, V T, "Open channel hydraulics", McGraw-Hill Kogakusha, Ltd, Tokio (1959).
13. Strelkoff, T, "Numerical solution of Saint-Venant equations", Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers (jun 1970).