

15
29j



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"



**ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO DEL
SISTEMA PRINCIPAL DE DRENAJE DEL
DISTRITO FEDERAL**

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
SERVANDO MARTINEZ CASTANEDA



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 está 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.

ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA PRINCIPAL DE

DRENAJE DEL DISTRITO FEDERAL



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
COORDINACIÓN DEL PROGRAMA DE INGENIERÍA

CI/126/1987.

SR. SERVANDO MARTINEZ CASTAREDA
Alumno de la carrera de Ingeniería Civil.
P r e s e n t e.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 18 de octubre de 1985, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "Estudio del Funcionamiento del Sistema Principal de Drenaje del Distrito Federal", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- I.- Antecedentes.
- II.- Descripción del Sistema Principal de Drenaje del Distrito Federal.
- III.- Cuencas y Cauces de Aportación.
- IV.- Estudios de Precipitación y Escurrimiento.
- V.- Modelo de Simulación.
- VI.- Análisis del Funcionamiento del Sistema.
- Conclusiones.
- Bibliografía.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Ernes Domínguez Mora.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico 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. - Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

Atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Acatlán, Edo. de Méx., a 28 de Julio de 1987.

ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO
Coordinador del Programa de
Ingeniería.

I N D I C E

		Pag.
	INTRODUCCION	4
1.	ANTECEDENTES	8
1.1	<u>Epoca prehispánica</u>	8
1.2	<u>Epoca colonial</u>	10
1.3	<u>México independiente</u>	11
1.4	<u>Epoca actual</u>	14
2.	DESCRIPCION DEL SISTEMA PRINCIPAL DE DRENAJE DEL DISTRITO FEDERAL	17
2.1	<u>Componentes del grupo de interceptores</u>	19
2.2	<u>Grupo de conductos con dirección poniente-oriente</u>	21
3.	CUENCAS Y CAUCES DE APORTACION	24
3.1	<u>Determinación de áreas</u>	24
3.1.1	Áreas urbanizadas	25
3.1.2	Cuencas naturales	26
3.2	<u>Características físicas de cauces y colectores</u>	27
3.2.1	Colectores de la red primaria	27
3.2.2	Cauces naturales	30
4.	ESTUDIOS DE PRECIPITACION Y ESCURRIMIENTO	33
4.1	<u>Precipitación</u>	33
4.1.1	Tormenta de diseño	34
4.1.1.1	Metodología tradicional	35
4.1.1.2	Métodos de reciente creación	36

4.1.2	Tormentas empleadas para los análisis	39
4.1.2.1	Tormenta para calibrar el modelo	39
4.1.2.2	Tormenta para analizar el funcionamiento del sistema	40
4.2	<u>Escurrimiento</u>	41
4.2.1	Hidrogramas de ingreso	42
4.2.1.1	Coefficiente de escurrimiento	43
4.2.1.2	Metodología empleada para el cálculo de hidrogramas	44
5.	MODELO DE SIMULACION	54
5.1	<u>Características principales del modelo</u>	54
5.2	<u>Ecuaciones utilizadas en el modelo</u>	57
5.2.1	Tránsito de avenidas en conductos abiertos y cerrados	57
5.2.2	Tránsito de avenidas en vasos de regulación	65
5.2.3	Programa principal y subrutinas	66
5.2.4	Ejemplo de aplicación	67
5.3	<u>Calibración del modelo</u>	76
5.3.1	Características geométricas de los drenes	77
5.3.2	Aspectos generales de la operación actual	78
5.3.3	Información sobre la operación del sistema principal de drenaje durante la tormenta del 7 de septiembre de 1984	81
5.4	<u>Consideraciones generales para la simulación mediante el modelo</u>	82
5.5	<u>Resultados y comparación con las mediciones</u>	88
6.	ANALISIS DEL FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA	92
6.1	<u>Posición 1 tormenta en el Poniente</u>	97
6.2	<u>Posición 2 tormenta en el Interceptor Centro-Poniente</u>	98
6.3	<u>Posición 3 tormenta en el Gran Canal</u>	101

6.4	<u>Posición 4 tormenta en Aculco</u>	103
6.5	<u>Posición 5 tormenta en el Sur</u>	104
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	106
	BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS	110
	TABLAS	111
	FIGURAS	170
	PLANOS	199

INTRODUCCION

El Distrito Federal con una superficie aproximada de 1500 km² y dada su condición de ser el centro político y económico del país, ha presentado en los últimos años un acelerado crecimiento urbano, que se traduce en la necesidad de -- realizar nuevos proyectos para la ampliación y mejoramiento de los servicios -- públicos.

Uno de los servicios públicos que se ve seriamente afectado por dicho crecimiento es el que se refiere al control de los escurrimientos que se generan durante los periodos de lluvias, los cuales pueden provocar inundaciones que -- afectan la seguridad de los habitantes de la ciudad de México y de sus propiedades y a pesar de que desde hace varios siglos se han realizado esfuerzos enormes -- para evitar inundaciones en la ciudad, y aunque muchas veces la lucha ha sido -- más dramática que la realizada para abastecer de agua potable a la misma, toda -- vía existen algunos lugares expuestos a inundaciones y encharcamientos.

Por otro lado, el sistema de drenaje del Distrito Federal es de tipo combinado, lo cual significa que se utilizan los mismos conductos para desalojar tanto -- las aguas residuales como las pluviales. Esta situación es la que en parte ha -- ocasionado que gran número de habitantes carezcan del servicio de alcantarilla -- do, porque los problemas de drenaje más apremiantes y que generan mayor pre- -- sión política son los ocasionados por las inundaciones y no por falta de drena -- je sanitario.

Algunos de los factores que vuelven más complejo el manejo de los escurrimientos son:

- El acelerado crecimiento de la mancha urbana que, por un lado produce un aumento en la magnitud y velocidad de los escurrimientos al disminuir la infiltración y por otro implica una creciente demanda de servicios que solo es posible satisfacer mediante la construcción de grandes obras de infraestructura, a costos muy elevados.

- El hundimiento del subsuelo debido a la extracción de agua subterránea que provoca dislocamientos en la red de drenaje al grado que, en muchos casos, donde hace algunos años se realizaba el dosalojo del agua por gravedad, ahora es necesario hacerlo mediante bombeo.

- La variación de los criterios o políticas de operación de los diferentes conductos que componen el sistema principal de drenaje, al presentarse una lluvia de gran magnitud.

En estas circunstancias, el monto de las inversiones necesarias para obras de control de inundaciones de la ciudad es muy elevado. Por esto se justifica plenamente la realización de estudios mediante los cuales se pueden mejorar las políticas de operación del sistema de drenaje actual, así como las técnicas de análisis y diseño de obras de protección y control contra posibles avenidas.

Asimismo, es importante mencionar que ante estas condiciones la operación del sistema de drenaje toma un papel muy importante, pues dadas las dimensiones de la ciudad, la complejidad de la red de drenaje y los altos costos de las obras hacen necesario aprovechar la infraestructura con la que se cuenta y usarla en forma más eficiente.

Es por esto que el presente trabajo tiene como objeto estudiar el funcionamiento

to del sistema principal de drenaje del Distrito Federal, detectar las zonas y los conductos que tengan problemas y recomendar algunas políticas de operación para lograr un mejor funcionamiento del sistema principal de drenaje en condiciones actuales.

Para ello el estudio se dividió en seis capítulos que a continuación se mencionan:

- En el primer capítulo se describen brevemente las diferentes etapas -- por las que ha pasado la construcción del drenaje de la ciudad de México, hasta llegar a su estado actual.
- En el capítulo segundo se describe la constitución del sistema principal de drenaje del Distrito Federal, además de mencionar los elementos que integran este sistema, se mencionan también las características más sobresalientes de cada elemento, sus funciones e interrelaciones.
- En el tercer capítulo se menciona la metodología empleada para la determinación y delimitación de las áreas y los cauces de aportación al sistema principal de drenaje.
- El cuarto capítulo se dedica a los estudios de precipitación y escurrimiento. También se explica la metodología empleada para la selección de las tormentas con las que se realizaron los diversos análisis.
- En el capítulo quinto se describe el modelo de simulación empleado, sus alcances y limitaciones para el sistema de drenaje de la ciudad de México. Asimismo se ejemplifican las ecuaciones que lo gobiernan por medio de un cálculo sencillo, realizado para ilustrar la forma en que trabaja

el modelo.

- En el sexto capítulo se presentan los análisis de funcionamiento del sistema de conjunto y los resultados de diversas políticas de operación que dependen básicamente de la posición y magnitud de la lluvia considerada.
- Finalmente, al término de este trabajo se presentan las conclusiones obtenidas con los estudios realizados y se dan algunas recomendaciones para lograr un mejor funcionamiento del sistema principal de drenaje del Distrito Federal.

1. ANTECEDENTES

La ciudad de México ha realizado a lo largo de su historia grandes obras para desalojar las aguas negras y pluviales que se generan en ella. Estas obras se han construido a través de los años de acuerdo con la formación y crecimiento de los asentamientos humanos y con base en las características de precipitación y escurrimiento presentadas. Asimismo, cabe mencionar que estas construcciones fueron la solución adecuada a los requerimientos de la ciudad de acuerdo con los recursos disponibles en cada una de las épocas por las que ha pasado el desarrollo del drenaje de la misma.

A continuación se realizará una breve reseña histórica de la evolución del sistema principal de drenaje de la ciudad de México:

1.1 Epoca prehispánica

En sus orígenes, al aspecto que presentaba el valle de México era en su mayoría el de un gran lago, con montañas y vegetación exuberante, al que concurrían innumerables corrientes de agua que descendían de las montañas y serranías. En un principio se presentó que la existencia del lago sería perenne por el gran número de fuentes y manantiales dentro de la cuenca; sin embargo, los cambios de temperatura alteraron el régimen pluviométrico y disminuyó el caudal del subsuelo, originando que el nivel del lago bajara, surgiendo algunas porciones de tierra y dando origen a dos grandes lagos: al sur, el lago de Chalco y al norte, el lago de Texcoco (Fig. 1.1).

Los cambios climatológicos siguieron; y éstos en conjunto con los azolvamientos provocaron que emergieran más porciones de tierra hasta quedar seccionadas

en varios lagos: al norte, los lagos de Zumpango, Xaltocan y San Cristobal, al centro el de Texcoco; al sur Xochimilco y Chalco. El lago de Texcoco quedó separado de los lagos del Norte por la sierra de Guadalupe y de los lagos del Sur por la sierra volcánica de Santa Catarina.

En la temporada de lluvia todos los lagos crecían y formaban uno solo; de esta manera sólo sobresalían algunos islotes, dos de los cuales, conocidos después como Tenochtitlan y Tlatelolco, sirvieron de asiento a los mexicas que en el año 1325 fundaron su ciudad.

La existencia de obras hidráulicas dentro de la cuenca no es reciente ya que en esta época existían una serie de obras que controlaban el sistema lacustre. Dentro de estas obras se pueden mencionar las calzadas, que además de unir las islas a tierra firme, servían para contener las aguas. Dentro de éstas cabe mencionar la de Tlacopan, Tlatelolco, Atzacapotzalco, la del Tepeyac, Iztapalapa, Coyoacán y la del Peñón.

En 1450 Netzahualcóyotl, rey de Texcoco, por encargo del rey azteca Moctezuma, diseño y dirigió la construcción de diques para contener las aguas. El primero de ellos fue el del Cerro de la Estrella en Iztapalapa, a Atzacotalco en dirección sur-norte con una longitud aproximada de 16 km, dividiendo el Lago de Texcoco en dos partes, una conservó el nombre de Lago de Texcoco, y al otro se le dio el nombre de Laguna de México. El dique fue completado con otros dos en los lagos del sur, uno de ellos en Tláhuac que dividía los lagos de Chalco y Xochimilco de la Laguna de México. Este dique fue conocido por los españoles como Albarradón de Netzahualcóyotl.

Además de las obras para controlar inundaciones, en algunas ciudades como Teotihuacan, existían en la zona urbana, atarjeas y red de canales bajo tierra pa

ra drenar el agua de lluvia y otras aguas. En Texcoco existían caños y acequias que recogían el agua de diversas fuentes para conducir las a los huertos y jardines. En Teotzinco había fuentes, acequias, estanques y atarjeas. Todavía en el siglo XVII funcionaban algunas de estas acequias de poniente a oriente y desagaban en el Lago de Texcoco.

1.2 Epoca colonial

Después de que Tenochtitlan fue conquistada, todas las construcciones fueron derribadas, la mayoría de los canales cegados, dejando unos cuantos para el tránsito de canoas, y las piedras necesarias para las nuevas construcciones fueron tomadas de estas demoliciones, con lo que la ciudad quedó sin protección contra inundaciones.

Durante esta época se presentaron algunos proyectos para la solución de este problema. Uno de los más interesantes fue el propuesto en 1607 por Enrico Martínez quien presentó un proyecto muy completo, donde contemplaba el desagüe por la parte del pueblo de Huehuetoca y por el sitio llamado Nochistongo, pero debido a problemas económicos sólo fue construido el desagüe del río Cuautitlán y la Laguna de Zumpango por medio de tajos a cielo abierto y galerías subterráneas que terminaban en el arroyo de Nochistongo y éste en el río Tula.

Se realizaron un gran número de consultas sobre el desagüe del valle, decidiendo el Virrey Marqués de Cadereita que el desagüe se realizara por Huehuetoca, profundizando y ensanchando el tajo a cielo abierto ya existente y desechando las galerías subterráneas también existentes. Los trabajos se iniciaron en 1637 y después de varios períodos de interrupciones se terminaron hasta el año de 1788.

Esta construcción conocida como tajo de Nochistongo, fué una obra de gran importancia, ya que fue la primera salida artificial del Valle de México, con una longitud aproximada de 20 km, un ancho de plantilla variable entre 3 y 4 mts. - alcanzando en la parte superior aberturas entre 80 y 110 mts. y con una profundidad máxima de 60 m.

La salida de la cuenca por el tajo de Nochistongo empezó a alterar la ecología del valle e inició un nuevo proceso. En esta segunda etapa el nivel de los lagos ya no crecía como en la primera; por el contrario los diques crearon áreas seguras, propias para que la ciudad se extendiera por las planicies lacustres.

La población se concentró aún más en las orillas de los antiguos lagos; sin embargo sufrían cuantiosos daños al ser afectadas por inundaciones provocadas por los desbordamientos de los ríos que atravesaban la ciudad.

1.3 México independiente

Con el inicio de la vida independiente de México, empezó la reestructuración gubernativa y administrativa del antiguo virreinato, y lo correspondiente al desagüe de la cuenca del valle de México quedó adscrito a una doble dependencia.

Por una parte estaba el gobierno regional de la ex-intendencia de México, ejercido a partir de 1821 por su Diputación Provicional; por otra parte el gobierno general, que con su Secretaría de Relaciones Exteriores e Interiores absorbió entre sus funciones, el control de las obras públicas. Además la ciudad de México, como capital provincial y nacional, era también parte interesada en el problema del desagüe, por lo que el deslinde de responsabilidades al respecto re -

sultó difícil, resultando casi nula la construcción de obras.

Fue en el año 1824 cuando quedaron formalizadas, de acuerdo al acta constitutiva, las instituciones geográfico-políticas de la República Mexicana, el Estado de México y el Distrito Federal. Con ello se precisaron mejor los campos de acción gubernativa, aunque en el ramo del desagüe siguió por algún tiempo la confusión de los tres organismos, siendo hasta 1826 cuando el presidente Guadalupe Victoria dispuso que lo correspondiente al drenaje de la cuenca del valle de México fuera competencia del gobierno federal, con sólo la participación subsidiaria y coordinada del Estado de México y del Distrito Federal.

En 1856 la Junta del Desagüe que presidía Mariano Riva Palacio convocó a un concurso público de proyectos para el desagüe del valle. Aceptandose el presentado por el Ing. Francisco Garay. Sus planes consistían en abandonar el tajo de No-chistongo; construir un túnel a un nivel más bajo, de 9 km de largo y luego un canal de 1.5 km que desembocara en la Barranca de Tequixquiac, sacando por él - únicamente las aguas excedentes de los lagos; construir un canal de 50 km de -- largo que partiendo de San Lázaro (al oriente de la ciudad) atravezara los la-gos de Texcoco, San Cristobal y Zumpango conectándose al túnel; conservar los - lagos limitando sus perímetros con bordos o diques controlando sus caudales, sacando únicamente por el túnel los excedentes, y el agua ya controlada se aprovecharía en la agricultura; unir entre sí todos los lagos del valle con canales - de navegación y sistemas de esclusas para salvar los desniveles entre ellos.

Estos estudios fueron aprobados y se inició su ejecución, pero en 1862 se suspendió debido al período de guerras.

Una vez restablecido el orden fue hasta el gobierno del General Porfirio Díaz -

cuando la construcción de obras públicas tiene mayor impulso. Dentro de este gobierno la obra importante fue la construcción del Gran Canal o canal del Oriente, el cual constituyó la segunda salida artificial del valle de México. El canal es de sección trapecial, con una longitud total de 47.4 km, iniciándose en San Lázaro y desembocando en el túnel de Tequixquiac. Este túnel tiene una longitud de 10 km. de sección ovoide con 24 lumbreras, la terminación de estas obras fue a principios de 1900.

Otras de las obras realizadas por el gobierno de Díaz fue la rehabilitación del alcantarillado de la ciudad de México. Para ello, el Ing. Roberto Gayol realizó amplios estudios sobre sistemas de alcantarillado, con el fin de proponer el más adecuado para la ciudad. Las principales características del proyecto de rehabilitación eran: utilizar el Gran Canal para el desagüe de las aguas negras y de lluvia, y para el caso en que el volumen de estas últimas fuera superior a la capacidad del canal, se proponía la instalación de una planta de bombeo que las enviara hacia el canal de San Lázaro en el Lago de Texcoco. La red de alcantarillado estaría constituida por colectores orientados de poniente a oriente siguiendo de manera aproximada la pendiente del terreno que recibían las aportaciones de la red de atarjeas y que descargaban finalmente en el Gran Canal.

La construcción de las obras proyectadas por el Ing. Gayol se inició en el año de 1890, y se realizó en dos etapas, la primera etapa se terminó a fines de 1899, la segunda se realizó en pequeñas etapas, con muchas interrupciones, terminándose hasta 1925.

El sistema de alcantarillado de la ciudad, obra del gobierno de Porfirio Díaz, fue ampliado y perfeccionado por los gobiernos posteriores a la Revolución a medida que el área de la capital se iba extendiendo. Sin embargo, su funcionamiento

to se vió afectado por el hundimiento de la ciudad, provocado por el crecimiento de la capital y como consecuencia de la extracción de agua del subsuelo, que empezó a incrementarse a partir de la década de los treinta.

1.4 Epoca actual

La ciudad crecía de una forma desorbitada y desordenada, aumentando con ello la escasez de agua potable que se trató de resolver por medio de la perforación y explotación de numerosos pozos, que trajo como consecuencia inminente el hundimiento del subsuelo, que a su vez provocó dislocamientos, columpios y contrapendientes en la red de drenaje.

También creció el sistema de alcantarillado en forma desordenada, pero con un funcionamiento adecuado hasta el año de 1925, donde habiéndose terminado la construcción de la última fase de este sistema, se presentaron inundaciones de mayor intensidad. Y fué cuando el Ing. Roberto Gayol, director del proyecto del sistema de alcantarillado, hizo una revisión a las nivelaciones de los colectores principales, encontrándose que en muchos lugares, los colectores, habían descendido más de 50 cm. perdiendo su pendiente y comprobando con ésto el hundimiento de la ciudad de México.

Durante el período de 1930 a 1945 se construyeron una serie de presas en el poniente para tratar de controlar los escurrimientos producidos por la temporada de lluvia y tratar de evitar así las inundaciones en la ciudad. Lo cual se logró hasta que la capacidad de regulación de estas presas se vio disminuida por la gran cantidad de azolves y por el aumento de las áreas urbanas que modificaron la magnitud y velocidad de las avenidas.

Ante esto, la capacidad del Gran Canal se vio amenazada, por lo que fue necesario ampliar el Gran Canal y construir el segundo túnel de Tequixquiac.

En el Distrito Federal los hundimientos hicieron que el drenaje proyectado para trabajar por gravedad, requiriera de bombeo para elevar las aguas hasta el nivel del Gran Canal. De 1952 a 1966 se instalaron 29 plantas de bombeo en diversos puntos de la ciudad, lo que implicó un notable incremento en los costos de operación y mantenimiento. Este era el problema principal, la solución definitiva se basaba en que si la ciudad se estaba hundiendo a cierto ritmo, tenía que construirse un sistema de desagüe lo suficientemente seguro para que, por más que se hundiera la ciudad aquél jamás dejara de funcionar (Fig. 1.2).

Esta alternativa que lleva por nombre Drenaje Profundo fue aprobada en el año de 1967, y en el mismo año se iniciaron los trabajos de tan gigantesca obra, haciéndose cargo de ella el Departamento del Distrito Federal, a través de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (actualmente).

A partir de 1975, año en que se concluyó su primera etapa, el drenaje profundo es el componente más importante del sistema general de desagüe, esta compuesto por:

- Un Emisor Central, que descarga a través del Portal de Salida al río el Salto, es un túnel de 6.5 m. de diámetro, 49.7 km de longitud, pendiente media de 0.0020 y una capacidad de conducción de 200 m³/seg.

- Un conjunto de Interceptores cuyas características principales son:

	Longitud (km)	Diámetro (m)	Pendiente Media (Milésimas)	Capacidad Conducción (M ³ /seg)
I. del Poniente	16.5	4	0.6	25
I. Centro Poniente	16.4	4	1.3	22
I. Central	11.6	5	0.5	70
I. Oriente	10.5	5	0.5	100

El drenaje profundo se opera por lo general en la época de lluvias, pero en ocasiones durante el estiaje se utiliza el Interceptor Oriente para aliviar el - - Gran Canal del Desagüe. También da gran flexibilidad al desalojo de las aguas - pluviales en el Distrito Federal, ya que alivia a los principales conductos del sistema general del desagüe así como la red primaria de colectores.

Obviamente, el éxito del funcionamiento de un sistema de drenaje de tal magni - tud y complejidad dependerá de su correcta operación por lo que es necesario re - visar el funcionamiento del sistema bajo diversas políticas de operación, utili - zando para ello modelos matemáticos (como el usado en este trabajo) y posible - mente, modelos físicos y/o analógicos.

2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA PRINCIPAL DE DRENAJE DEL DISTRITO FEDERAL

Como se ha mencionado desde la época prehispánica fue necesario responder con obras de gran envergadura a situaciones en las que por abundancia de agua se sufrían inundaciones en la ciudad de México. En la actualidad se cuenta con una infraestructura de drenaje bastante compleja que permite el control de las avenidas que se presentan en la ciudad.

La columna vertebral de esta infraestructura es el sistema principal de drenaje del Distrito Federal, el cual se estudia en el presente capítulo haciendo una descripción de los elementos que lo componen, sus características, sus funciones y su interrelación.

Descripción del sistema

El sistema principal de drenaje del Distrito Federal está compuesto por una serie de elementos: ríos, conductos cerrados y abiertos, presas y plantas de bombeo relacionados unos con otros para cumplir con la función de regular, controlar y desalojar las aguas negras y pluviales del Distrito Federal.

El sistema principal descarga estas aguas fuera de la ciudad a través del tajo de Nochistongo, de los túneles de Tequixquiac y del Portal de Salida del drenaje profundo.

La infraestructura de la zona está compuesta por un sistema bastante complejo. Con fines descriptivos puede considerarse que el sistema de drenaje del Distrito Federal está constituido básicamente por tres subsistemas:

Subsistema de alcantarillado o red secundaria. Formado por conductos con diámetro menor de 60 cm., su función es la de captar las aguas residuales y pluviales y conducir las a la red primaria. Tiene una longitud de 11,500 km. aproximadamente.

Subsistema de colectores o red primaria. Recibe el agua captada por los conductos secundarios y la lleva a las diferentes estructuras que componen el sistema principal. Tienen una longitud de 1300 km, aproximadamente y está formado por conductos con diámetros comprendidos entre 0.60 m. y 3.15 m. Además la red primaria incluye 51 plantas de bombeo con capacidad de almacenamiento de $160,000 \text{ m}^3$ y capacidad de bombeo de $447 \text{ m}^3/\text{seg}$. aproximadamente, así como equipos para desaguar 82 pasos a desnivel, con capacidad de $8 \text{ m}^3/\text{seg}$. y lagunas de regulación.

Sistema general de desagüe. Constituye la columna vertebral de la infraestructura para controlar las inundaciones en el Distrito Federal. Para el análisis de los elementos que lo constituyen, este sistema puede clasificarse en dos grandes grupos:

- Un grupo de interceptores con orientación general sur-norte -- van captando las aguas que escurren en dirección poniente-orientado.
- Un grupo de elementos que conducen las aguas en dirección poniente-orientado, formado en su mayoría por ríos antiguos, gran parte de ellos entubados. La mayoría de estos conductos descargan sus aguas al grupo de interceptores.

2.1 Componentes del grupo de interceptores

- a) Interpresas del poniente. Consiste en una serie de presas construidas en las partes bajas de la serranía del poniente. Un primer grupo de presas - regula los ríos Magdalena, San Angel, Tequilazco, Barranca del Muerto y - Mixcoác pueden descargar al Interceptor del Poniente, o al Río Churubusco. Un segundo grupo está interconectado mediante túncles de manera que puede aprovecharse la capacidad de conjunto para controlar avenidas. Regula los escurrimientos de las barrancas de Mixcoác, Becerra, Tacubaya, Dolores y - Barrilaco, uniéndose a las presas del nor-poniente (Tecamachalco, San Joa - quín y Hondo) para descargar finalmente en el Río Hondo, que las conduce - al vaso del Cristo y de aquí al Río de los Remedios o al Emisor del Po - niente (Ver figura 2.1).
- b) Interceptor del Poniente. Recibe los escurrimientos generados en la zona poniente de la ciudad que no han sido regulados por el sistema de interpre - sas del poniente, y los conduce al norte de la ciudad para descargarlos - al vaso del Cristo. El desarrollo del interceptor es de 16.5 km, con diá - metro de 4 m, pendiente media de 0.0006 y una capacidad de conducción de - $25 \text{ m}^3/\text{seg.}$ aproximadamente.
- c) Interceptor Centro-Poniente. Es uno de los conductos que forman parte del - sistema de drenaje profundo, con un diámetro de 4 m, pendiente media de - 0.0013, longitud de 16.4 km. y una capacidad de conducción de $22 \text{ m}^3/\text{seg.}$ - aproximadamente. Su función es de drenar las aguas generadas al oriente - del Interceptor del Poniente, desde el Río Consulado hasta el Emisor Cen - tral, donde descarga. Drena parte de la zona poniente y parte de la zona - centro del Distrito Federal.

- d) Interceptor Central. Con una longitud de 11.6 km, diámetro de 5 m, capacidad de conducción de $70 \text{ m}^3/\text{seg}$. pendiente media 0.0005, tiene como función aliviar la zona centro de la ciudad, situada al oriente de los Interceptores Poniente y Centro-Poniente desde el Río de la Piedad hasta el Emisor Central, donde descarga.
- e) Interceptor Oriente. Controla, con ayuda del Gran Canal del Desagüe, los escurrimientos ocurridos en las zonas oriente y centro de la ciudad, limitados al poniente por los Interceptores Central y del Poniente y por el Río Consulado, al sur por el Río de la Piedad. La longitud total de este interceptor es de 10.5 km con diámetro de 5 m, pendiente media de 0.0005- y una capacidad de conducción de $100 \text{ m}^3/\text{seg}$.
- f) Emisor Central. Con un diámetro de 6.5 m, longitud total de 49.7 km, pendiente media de 0.002 y una capacidad máxima de conducción de $200 \text{ m}^3/\text{seg}$; este emisor tiene como función la de conducir las aguas captadas por los Interceptores Central, Centro-Poniente y Oriente, fuera del valle de México al desfogar por el Portal de Salida hacia el Río El Salto (afluente del Río Tula).
- g) Gran Canal del Desagüe. Drena las zonas centro y oriente, recibiendo además las aportaciones de la zona nor-poniente a través del Río de los Remedios y excedentes del Lago de Texcoco por medio de los canales de la Draga y del Dren General del Valle de México. Este conducto de sección trapezoidal, con una longitud de 47.4 km, pendiente media de 0.0001 y una capacidad de conducción de $200 \text{ m}^3/\text{seg}$. desfoga en los túneles de Tequixquiac, hacia el Río Salado (afluente del Río Tula).

h) Vaso del Cristo. Es un elemento de regulación que puede considerarse parte del grupo de interceptores ya que recibe y regula las descargas del Río Hondo (sistema de interpresas del poniente) y del Interceptor del Poniente. Los gastos regulados los descarga al Río de los Remedios y/o al Emisor Poniente (localizado en los límites de la ciudad) la capacidad de almacenamiento del vaso es de 3.4 millones de m^3 de agua.

i) Emisor del Poniente. Este Emisor no es parte del sistema principal de drenaje del Distrito Federal, pero sí es un auxiliar para el control de las avenidas en la zona nor-poniente de la ciudad.

Tiene una longitud de 41.3 km, pendiente media de 0.0013, su sección (tipo herradura) tiene un diámetro de área equivalente que varía de 4.82 a 5.80 m. Su capacidad de conducción es de $80 m^3/seg.$ aproximadamente, los escurrimientos que capta los conduce hacia el Río El Salto a través del tajo de Nochistongo.

2.2 Grupo de Conductos con Dirección Poniente-Oriente

a) Río San Buenaventura. Con una longitud total de 22.1 km, de los cuáles solo se simularon 5.6 km (del Club de Golf México hasta la confluencia con el Canal Nacional); su pendiente media es de 0.00200 y su sección variable. Capta las aguas de la zona sur de la ciudad y las conduce al Canal Nacional, desembocando a la altura del extremo norte del Canal de Cuemanco. El cauce es una corriente intermitente que llega a conducir grandes gastos pico en la época de lluvias, pero debido a que su sección y pendiente son insuficientes para conducir dichos escurrimientos se presentan inundaciones en todo su recorrido hasta el Club de Golf México.

- b) Canal Nacional. Se inicia en Kochimilco y recibe las aportaciones del Canal de Chalco, del Río San Buenaventura y de algunos colectores de la zona. Su longitud es de 8.8 km, y su pendiente es nula con objeto de que pueda trabajar en ambos sentidos. Las aguas que capta las conduce y descarga al Río Churubusco.
- c) Río Churubusco. Es el elemento principal de drenaje de la zona sur de la ciudad. Recibe los escurrimientos generados en toda la zona que se encuentra al sur de él y las provenientes del sistema interpresas que no pueden ser conducidas por el Interceptor del Poniente. Durante su trayecto puede derivar parte de su caudal hacia el Gran Canal del Desagüe a través de la planta de bombeo Aculco y del colector Churubusco. Tiene una capacidad máxima de conducción de $80 \text{ m}^3/\text{seg.}$ aproximadamente, su diámetro de área equivalente varía de 2.44 a 9.97 m, su pendiente media es de 0.00150 y una longitud total de 20 km.
- d) Río de la Piedad. Recibe los escurrimientos generados entre su traza y la del Río Consulado. Conduce las aguas hasta el colector Churubusco (quien las descarga al Gran Canal del desagüe). Tiene una longitud total de 11.3 km, y una capacidad de conducción de $15 \text{ m}^3/\text{seg.}$ aproximadamente; su pendiente media es de 0.0033 y su diámetro va de 2.13 a 4.94 m. (Este último es equivalente al área del conducto).
- e) Planta de Bombeo Aculco. Es un elemento regulador que recibe descargas del Río Churubusco, del colector Miramontes y de la zona situada entre el Río de la Piedad y el Río Churubusco. Puede descargar hacia el colector Churubusco o hacia el Río Churubusco, tiene una capacidad de bombeo de $40 \text{ m}^3/\text{seg.}$

- f) Colector Churubusco. Se puede considerar como la prolongación sur del -- Gran Canal del Desagüe; recibe las aportaciones del Río de la Piedad, del Río Churubusco (a través de la planta de bombeo Aculco) y de la zona comprendida entre el Río de la Piedad y el Río Churubusco. Tiene una longitud de 7.4 km, pendiente media de 0.0008, diámetro de 4 m. y capacidad de conducción aproximadamente de $16 \text{ m}^3/\text{seg}$.
- g) Río Consulado. Capta los ecurrimientos generados en la parte norte de la zona centro de la ciudad, situada entre su propia traza y la del Río de los Remedios, descarga estas aportaciones al Interceptor Central. Tiene una capacidad de conducción de $12 \text{ m}^3/\text{seg}$, su diámetro varía de 1.7 a 3.15 m, su longitud es de 8.4 km y su pendiente media es de 0.0012.
- h) Río de los Remedios. Recibe las aportaciones de la parte baja de los ríos Tlalnepantla y San Javier, así como las descargas del vaso del Cristo y -- las conduce hacia el Gran Canal del Desagüe. Su capacidad de conducción es de aproximadamente $24 \text{ m}^3/\text{seg}$, tiene una pendiente media de 0.0015 y -- una longitud de 15.6 km.

En la figura 2.2 se puede apreciar un esquema de los elementos que componen el sistema y la interrelación que existe entre ellos. Así mismo en la figura 2.3 se puede observar las áreas de aportación a cada elemento anteriormente descrito.

3. CUENCAS Y CAUCES DE APORTACION

Un grave problema común en las ciudades densamente pobladas es el relacionado con el desalojo de sus aguas residuales, situación que se agrava en época de lluvias porque las avenidas que se producen en zonas urbanas dependen en gran medida (aparte de las características de la lluvia) del porcentaje de áreas menos permeables y más lisas que modifican la magnitud y velocidad de los escurrimientos.

Esto se explica principalmente porque la infiltración de agua hacia el subsuelo se ve disminuida al existir gran cantidad de áreas pavimentadas por un lado y por el sistema de drenaje artificial (colectores) que capta los escurrimientos y los conduce a las partes bajas de la zona en estudio, alterando así las condiciones naturales del terreno.

Es por esto que el presente capítulo tiene como objetivo determinar las características fisiográficas de las cuencas de aportación como son: el área de la cuenca, la longitud, pendiente y tiempo de concentración del cauce principal. Asimismo se describe la metodología usada para cada uno de los análisis.

3.1 Determinación de áreas

Por lo anteriormente descrito, fue necesario dividir este análisis en dos partes fundamentales: las áreas urbanizadas (aquellas que cuentan con sistema de drenaje artificial) y las áreas naturales (aquellas que no están urbanizadas y su drenaje se realiza a través de arroyos o ríos). A continuación se describe la forma en que se determinaron las áreas de aportación del sistema principal de drenaje del D.F.

3.1.1 Areas urbanizadas

Debido a la gran cantidad de colectores de la red primaria que descargan a los conductos del sistema principal de drenaje, fue necesario dividir el área urbana en subsistemas de aportación para cada uno de los conductos del sistema (Interceptores, Gran Canal, Río Churubusco, etc).

El procedimiento para la delimitación de las áreas de aportación para cada uno de los subsistemas de colectores existentes en la zona urbanizada del Distrito Federal, puede resumirse como sigue:

- a) Con base en planos de detalle de la red primaria de drenaje, escala 1:2,000, se identificaron todos los subsistemas de colectores que descargan al sistema principal de drenaje.
- b) Sobre un plano general de colectores escala 1:20,000, se trazaron -- los límites de las áreas de aportación para cada uno de los subsistemas identificados y se definieron los puntos donde descargan al sistema principal de drenaje.
- c) Estas delimitaciones de áreas fueron consultadas con personal de la D.G.C.O.H. y después de algunas modificaciones y una vez aprobadas -- se midieron con planímetro dichas áreas, determinando además que parte del área se encuentra urbanizada y cual sin urbanizar, el colector principal de cada subsistema y a cual de los elementos del sistema principal de drenaje descargan. En las tablas 3.1 y 3.2 se presentan los resultados obtenidos y en el plano 3.1 se muestran los subsistemas determinados.

3.1.2 Cuencas naturales

Dentro de las cuencas del valle de México, las subcuencas naturales que aportan escurrimientos al sistema principal del drenaje y en particular a los elementos que están comprendidos dentro del Distrito Federal son las que se encuentran al poniente de la ciudad, desde el Río Magdalena en el sur, hasta el Río San Javier en el norte y algunas subcuencas del sur y sur-oriente del valle.

En cuanto a las subcuencas del Poniente, se tienen estudios de detalle en dicha zona (Ref. 6). Respecto a la zona sur-oriente, la única que aporta escurrimiento directamente al sistema de drenaje es la del Río San Buenaventura, ya que -- los demás descargan a los lagos Xochimilco, Mixquic, Tláhuac y Texcoco. Como -- complemento a la información obtenida se obtuvieron las características fisio-gráficas e hidrológicas de las cuencas de los cauces siguientes:

- a) Río San Buenaventura
- b) Río Santiago
- c) Río San Lucas
- d) Río San Gregorio
- e) Río Milpa Alta
- f) Río Mixquic
- g) Río Amecameca
- h) Río de la Compañía
- i) Río San Francisco

La obtención de las áreas se realizaron sobre planos topográficos escala 1:10,000 delimitando el área y el trazo del parteaguas; posteriormente con planimetro se midió el área delimitada por el parteaguas de cada subcuenca. En la medioción se volvió a distinguir entre las áreas urbanizadas y las no urbanizadas para cada caso. En las tablas 3.3 y 3.4 se muestran los resultados obtenidos y en la figura 3.1 se observa la localización de dichas cuencas. Asimismo en la tabla 3.5 se muestran los puntos de descarga al sistema principal de drenaje de --

las cuencas naturales.

3.2 Características físicas de cauces y colectores

Además de las áreas de aportación de cada subcuenca, para estimar los escurrimientos que entran al sistema de drenaje y su distribución en el tiempo, es necesario conocer algunas características físicas de los cauces o colectores principales de cada área. Para ello, dado que la metodología utilizada es diferente según el caso, nuevamente se dividió la zona en estudio en dos partes: las subcuencas naturales y las urbanizadas.

3.2.1 Colectores de la red primaria

Para cada uno de los subsistemas, y con base en planos escala 1:2,000, se determina cual es el colector principal. Para ello se toma en cuenta tanto la longitud de los colectores de cada subsistema y sus diámetros, considerando como colector principal aquel que tenga mayor longitud y en caso de que dos o más tengan longitudes similares se define como principal al que tenga mayor diámetro.

Una vez definido el colector principal procedemos a calcular el tiempo de concentración y la capacidad de conducción del colector, empleando la siguiente metodología:

- a) Se divide el colector principal en tramos. Cada tramo queda definido cuando exista cambio de pendiente o cambio de diámetro de colector. En los casos que al hacer la división por tramos se encontró pendiente negativa, se considera un tramo de mayor longitud de manera que la

pendiente resultara positiva en todos los tramos.

b) Para cada uno de los tramos escogidos se obtiene:

- La longitud
- El diámetro
- La pendiente media, calculada como la diferencia de elevaciones entre el principio y el final de cada tramo dividido entre su longitud.

c) Se calculan el área y el radio hidráulico de cada tramo de colector, considerando que trabaja o tubo lleno, como:

$$A_i = \frac{\pi \cdot D_i^2}{4} \quad (3.1)$$

$$R_{hi} = \frac{A_i}{P_{mi}} \quad (3.2)$$

donde:

- A_i es el área del tubo en el tramo i
- D_i es el diámetro del tubo en el tramo i
- R_{hi} es el radio hidráulico del tubo en el tramo i
- P_{mi} es el perímetro mojado del tubo en el tramo i

d) Se calcula la velocidad media del agua en cada tramo, utilizando la fórmula de Manning.

$$V_i = \frac{1}{n} \cdot R_{hi}^{2/3} \cdot S_i^{1/2}$$

donde:

- V_i es la velocidad en el tramo i

S_i es la pendiente media en el tramo i
 n es el factor de rugosidad de Manning, que se consideró igual a -
 0.013 en todos los casos.

e) Se obtiene el tiempo de traslado en cada tramo como:

$$T_{ti} = \frac{L_i}{V_i}$$

donde:

T_{ti} es el tiempo de traslado en tramo i

L_i es la longitud del tramo i

V_i es la velocidad en el tramo i

f) Se calcula el tiempo total de cada colector principal con la suma de los tiempos de traslado de todos los tramos.

$$T_t = \sum_{i=1}^n T_{ti}$$

donde:

T_t tiempo de traslado total

g) Se calcula el tiempo de concentración de cada área como:

$$T_c = T_t + T_r$$

donde:

T_c es el tiempo de concentración, que se define como el tiempo que tarda el agua en trasladarse desde el punto más alejado de la cuenca o área en estudio, hasta la salida de la misma. Esto se

puede efectuar a través de cauces naturales, de colectores o de ambos.

T_t es el tiempo de traslado en el colector, que se define como el tiempo que tarde una partícula de agua en recorrer la trayectoria del colector, desde el instante en que entra hasta el instante en que sale del mismo.

T_r es el tiempo de recorrido o retraso del agua antes de entrar al colector. Con base en el Manual de Hidráulica Urbana Tomo I - - (Ref. 8) se consideró $T_r = 15$ minutos.

En la tabla 3.6 se presentan los resultados obtenidos de todos los subsistemas de colectores considerados.

3.2.2 Cauces naturales

Con el objeto de tener un mejor conocimiento de las cuencas naturales y de sus principales cauces, una vez definida el área de aportación, se obtuvieron las principales características físicas de las nueve cuencas mencionadas en el punto 3.1.2; que son:

- Longitud del cauce principal
- Perfil del cauce principal
- Pendiente media
- Tiempo de concentración

Para obtener estas características de los cauces se siguió la metodología propuesta por el "Manual de Hidráulica Urbana" (op. cit) y que se describe a con-

Linuación:

- a). Se identifica y traza sobre planos topográficos el cauce principal. En este caso se usaron planos escala 1:10,000. Como en algunas ocasiones - no esta bien definido cual es el cauce principal, si no que existen varias corrientes importantes dentro de la misma cuenca, se hicieron los cálculos para todos ellos y se consideró como principal el cauce con el que se obtuvo el mayor tiempo de concentración.
- b). Se divide el cauce principal en tramos que tengan aproximadamente la -- misma longitud. En este caso se tomaron tramos de 500 metros de longi -- tud.
- c). Se obtienen las diferencias de elevación entre el principio y el final de cada tramo y se calcula la pendiente como:

$$S_i = \frac{H_i}{L_i}$$

donde:

S_i es la pendiente en el tramo i

H_i es la diferencia de elevación ante el principio y el final del tra mo i

L_i es la longitud del tramo i

- d). Se calcula el cociente $L_i/\sqrt{S_i}$ para todos los tramos.
- e). Se aplica la ecuación de Taylor - Shwartz para obtener la pendiente --

del cauce como:

$$S = \left[\frac{LT}{\frac{L1}{\sqrt{S1}} + \frac{L2}{\sqrt{S2}} + \dots + \frac{Ln}{\sqrt{Sn}}} \right]^2 = \left[\frac{LT}{\sum_{i=1}^n \frac{L1}{\sqrt{S1}}} \right]^2$$

donde:

LT es la longitud total del cauce principal

n es el número de tramos en que se dividió el cauce principal

- f). Se calcula el tiempo de concentración en cuencas naturales con la expresión dada por Kirpich.

$$t_c = 0.0003245 \left[\frac{LT}{\sqrt{S}} \right]^{0.77}$$

donde:

LT es la longitud total del cauce principal, en metros

t_c es el tiempo de concentración, en horas

S es la pendiente media del cauce principal

En la tabla 3.7 se presentan los resultados obtenidos para las nueve cuencas y en la tabla 3.8 los resultados obtenidos por la D.G.C.O.H. para las cuencas del poniente (Ref. 6).

4. ESTUDIOS DE PRECIPITACION Y ESCURRIMIENTO

Las lluvias más fuertes en el valle de México y en particular en el Distrito Federal se presentan en verano, provocadas generalmente por fenómenos de convección que producen tormentas intensas, concentradas y de corta duración.

Para calcular la precipitación con la cual se debe diseñar o simplemente revisar las estructuras de control y/o regulación es importante no sólo tener en cuenta las características de las cuencas de estudio (capítulo anterior), sino conocer también la distribución de la lluvia en el espacio y en el tiempo.

Es por esto que en el presente capítulo se analizarán los estudios realizados con el objeto de determinar los hidrogramas que ingresan al sistema principal de drenaje del Distrito Federal, tomando en cuenta las consideraciones del párrafo anterior. También se hace una breve descripción de las diferentes metodologías para calcular las precipitaciones y se justifica tanto la empleada para la calibración del modelo, como la empleada para la simulación del sistema.

4.1 Precipitación

Como se mencionó anteriormente las lluvias más fuertes que se presentan en la ciudad de México son de tipo convectivo, originadas por la diferencia de temperaturas entre la superficie del terreno y las masas de aire. Estas masas al irse elevando se expanden y se enfrían, originando los fenómenos de condensación y precipitación.

Por otra parte, cuando se diseña una obra de control es necesario tener en cuenta el desarrollo urbano de la cuenca, porque la urbanización afecta los pa

trones de escurrimiento de la misma, y a diferencia de las cuencas naturales, en las que el diseño se basa muchas veces en un análisis estadístico directo de los escurrimientos registrados, en las cuencas urbanas es necesario estudiar primero las lluvias y determinar una tormenta de diseño; posteriormente se obtiene el hidrograma de diseño tomando en cuenta las características específicas que tendrá la cuenca ya urbanizada. En el caso particular de este trabajo y debido a que la ciudad de México es una cuenca urbanizada, la determinación de la tormenta de diseño se hará en base a las consideraciones anteriormente mencionadas.

4.1.1 Tormenta de diseño

Por lo general en la práctica se utilizan dos tipos de tormentas para el diseño de obras de drenaje y de control de avenidas, este tipo de tormentas son:

- Tormentas estadísticas
- Tormentas históricas

Las tormentas estadísticas generalmente son lluvias asociadas a un período de retorno (o probabilidad de ocurrencia), este período de retorno comunmente va de acuerdo con la importancia de obra que se quiere diseñar. Por lo regular este tipo de tormentas son utilizadas para el diseño de redes de alcantarillado y de estructuras de control. También se pueden usar para estudiar el funcionamiento del sistema principal de drenaje ante posibles tormentas que se pudieran presentar en el futuro.

Las tormentas históricas son lluvias reales que se utilizan para la calibración de modelos matemáticos y para reproducir el funcionamiento del sistema

principal de drenaje. Generalmente, para utilizar este tipo de tormentas se debe contar con información suficiente tanto de las características de la lluvia, como de las mediciones y registros en los diferentes conductos afectados por la misma. Este tipo de tormenta es el que se utilizará en el presente estudio.

El cálculo de la tormenta de diseño puede hacerse mediante el uso de los procedimientos tradicionales o empleando los nuevos métodos de estudio dependiendo básicamente del objetivo que persiga el análisis. En la actualidad los métodos tradicionales se han visto desplazados y restringidos por los nuevos métodos de análisis, a continuación realizamos una breve comparación entre los diferentes procedimientos para seleccionar la tormenta de diseño, sin olvidar que las tormentas usadas en este trabajo serán las históricas.

4.1.1.1 Metodología tradicional

Generalmente los métodos tradicionales definen la tormenta de diseño como una lluvia que se mantiene con intensidad constante durante un tiempo igual al tiempo de concentración de la cuenca y su magnitud se obtiene a partir de los análisis estadísticos de las precipitaciones registradas en la estación más cercana al sitio de estudio. Las principales limitaciones de definir de esta forma la tormenta de diseño son:

- No se consideran las variaciones de la lluvia en el tiempo y en el espacio.
- No se utiliza toda la información climatológica de la región en estudio. Por lo tanto, la existencia de un dato equivocado que no pueda compararse con la información registrada con otros pluviógrafos de la zona, puede ocasionar que se cometan errores importantes.

- La falta de criterios de diseño para colectores que drenan cuencas relativamente grandes o estructuras de control cuyo diseño depende más del volumen de las avenidas que de su gasto pico.

Debido a esto la modelación del fenómeno lluvia-escorrimento se realiza en forma imprecisa, utilizando el método de la fórmula racional, el cual no considera la distribución de la lluvia en el tiempo, ni la regulación de las avenidas en la superficie de la cuenca.

4.1.1.2 Métodos de reciente creación

Los estudios realizados para el diseño de una obra de control son abundantes — cuando se trata de áreas pequeñas, sin embargo se ha descuidado mucho la influencia que tiene el tamaño de la cuenca sobre el diseño. Debido a estas limitaciones y a las que tienen los métodos tradicionales, recientemente en el Distrito Federal se han desarrollado nuevos procedimientos para seleccionar la tormenta de diseño, éstos métodos se basan principalmente en estudios regionales que permiten determinar la lluvia de diseño considerando los siguientes aspectos:

- a) Regionalización de los parámetros estadísticos de la lluvia
- b) Ajustes necesarios para tomar en cuenta el tamaño de la cuenca
- c) Ajustes necesarios para obtener la precipitación con cualquier duración y período de retorno.

A continuación se explica la importancia de cada uno de los parámetros anteriormente mencionados:

- a) Regionalización de los parámetros estadísticos de la lluvia.

En hidrología y particularmente en hidrología urbana es muy común encontrarnos que la información disponible sea poca y difícil de conseguir. Este problema se agudiza cuando (como en los métodos tradicionales) las características más representativas para el diseño se obtienen de la estación climatológica más cercana al sitio de estudio, desaprovechándose los datos existentes en otras estaciones situadas en la misma región. Es por eso que se debe hacer un estudio regional de las características principales de la lluvia, porque, aún considerando las diferencias que distinguen un lugar de otro en la región, se pueden aprovechar las características que son comunes para todos los puntos de la región. En este sentido se puede decir que "regionalizar" equivale a obtener fórmulas y procedimientos que pueden aplicarse a toda una región.

b) Factor de reducción por área.

Uno de los aspectos que más influye para la determinación de la tormenta de diseño es el llamado factor de reducción por área, que indica la relación existente entre la precipitación media en un área determinada (en una cuenca por ejemplo) y la precipitación máxima en un punto dentro de la misma. En el Distrito Federal se utilizan dos métodos para el cálculo del factor de reducción por área de una región, y son:

- Método para áreas centradas en la tormenta
- Método de áreas fijas

El primero arroja resultados poco confiables para áreas grandes, ya que adapta la forma de la cuenca a la de la isoyeta. El segundo no se recomienda para áreas pequeñas, porque las tormentas usadas son seleccionadas en el área menor. Por lo que queda a criterio del diseñador usar el método que más le convenga, dependiendo de las necesidades particulares-

de cada proyecto.

c) Ajuste por duración y período de retorno

Debido a muchas ocasiones los datos existentes sobre una tormenta se ob tienen con pluviómetro, solo se cuenta con la altura de precipitación - para 24 horas. Por otro lado, para el diseño de sistemas de drenaje ge- neralmente se utilizan duraciones menores, por lo que resulta de gran - utilidad conocer la relación existente entre la lluvia de una duración- determinada y la precipitación total en 24 horas. En cuanto al período- de retorno de una tormenta, tradicionalmente se ha asociado a la lluvia puntual máxima. Como las precipitaciones que se registran durante una - tormenta no están uniformemente distribuidas dentro de la cuenca, al -- utilizar el criterio tradicional se tienen diferentes períodos de retor- no para la misma tormenta según los análisis que se realicen en un pun- to o en otro de la cuenca y finalmente no se tiene una idea clara de lo que sucede en toda el área de interés.

Por otro lado, una lluvia también puede tener diferentes períodos de re torno dependiendo de la duración que se considere. Es decir, una misma- tormenta puede tener un período de retorno para una duración de 15 mi - nutos y otros para duraciones de 2, 4, ó 24 horas.

Entonces para conocer la magnitud de una tormenta en general, el período de re- torno debe asociarse al área de estudio y a la duración de la lluvia. Para pro fundizar más en estos conceptos se puede ver el "Manual Hidráulica Urbana" - - (op. cit.)

Asimismo es importante mencionar que para este trabajo solo se usará el factor de reducción por duración, ya que como se dijo anteriormente los datos que se-

obtienen de los pluviómetros son para 24 horas de duración y que en el Distrito Federal la mayor parte de la precipitación en un día se presenta en pocas horas, por lo que en este estudio se determinó que la duración de las tormentas será de 4 horas. Entonces; las precipitaciones medias obtenidas deberán -- afectarse por un factor de reducción por duración, que de acuerdo al "Manual - de Hidráulica Urbana" (op. cit.) es igual a 0.84.

4.1.2 Tormentas empleadas para los análisis

Para la elaboración de este estudio se decidió utilizar tormentas históricas, -- es decir, tormentas "reales" ocurridas en el Distrito Federal, con el objeto - de comparar los resultados obtenidos en las simulaciones con lo que sucedió -- realmente en los diferentes conductos del sistema principal de drenaje. Para - poder realizar estas comparaciones se necesita contar con una red de estacio - nes climatológicas con una densidad y distribución aceptables.

El Distrito Federal desde el año de 1980 cuenta con una red de estaciones que - permiten conocer y estudiar las características de cualquier lluvia que se pre - sente en la ciudad. Es por esto que se decidió escoger las tormentas para el - análisis de las ocurridas recientemente y para ella se consideraron los registros de - lluvia del año 1984. En la figura 4.1 se presenta la distribución de las esta - ciones climatológicas que operan en el Distrito Federal.

4.1.2.1 Tormenta para calibrar el modelo

Esta tormenta tenía la finalidad de calibrar el modelo de simulación, es decir, se trataba de comparar las mediciones hechas en el sistema principal de dreña - je (al presentarse esa lluvia), con los resultados obtenidos con el modelo y -

en caso de existir diferencias hacer los ajustes necesarios al modelo. Para la selección de esta tormenta fue necesario que tuviera las siguientes características:

- Que se contara con datos de precipitación en suficientes estaciones para determinar con precisión la distribución de la lluvia en las áreas de aportación al sistema principal de drenaje.
- Que fuera una lluvia extendida, con el objeto de poder analizar el funcionamiento del sistema de conjunto.
- Que se contará con información técnica (gastos y niveles) de lo sucedido en los conductos del sistema al ocurrir la tormenta.

La tormenta que más se apegaba a estas características fué la ocurrida el 7 de septiembre de 1984. En la tabla 4.1 se muestran los registros proporcionados por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, donde puede observarse que la tormenta alcanzó una altura de precipitación máxima de 59.43 mm. en un tiempo total de 8.05 hrs. (de los cuáles 58.42 mm. corresponden a 4 hrs. de duración de la tormenta.) en la estación Tanque El Cartero y se obtuvieron registros en 47 de las 49 estaciones climatológicas que maneja el Departamento del Distrito Federal.

El cálculo de las precipitaciones medias se realizó usando el método de isoyetas, sin olvidar las consideraciones hechas en el inciso c) del subcapítulo 4.1.1.2. En la figura 4.2 se muestran las isoyetas para 24 horas, en la tabla 4.2 un resumen de los cálculos realizados y en la tabla 4.3 las alturas de lluvia media afectadas por el factor de reducción por duración.

4.1.2.2 Tormenta para analizar el funcionamiento del sistema

Para el estudio del funcionamiento del sistema principal de drenaje, fue necesario seleccionar otra tormenta que cumpliera con las siguientes características:

- Que se contara con datos de precipitación en suficientes estaciones para poder determinar con precisión la forma de la tormenta (isoyetas).
- Que tuviera al menos un centro de precipitación grande con el fin de producir escurrimientos importantes en esa zona.
- Que fuera suficientemente extendida para que afectara a varios conductos simultáneamente con el objeto de analizar el funcionamiento de estos en conjunto.

La tormenta escogida fue la del 1º de octubre de 1984, en la cual se tuvo registros de precipitaciones en 48 de 49 estaciones pluviométricas que se operaron ese día. La mayor altura de precipitación para 24 horas fue de 88.9 mm. -- (para 4 hrs. fue de 80.5) y se registro en la estación Triángulo. En la figura J.3 se muestran las isoyetas para 24 horas de duración de la tormenta y en la tabla 4.4 se muestran las alturas de lluvia registradas en cada estación.

4.2 Escurrecimiento

Cuando la lluvia es de tal magnitud que sobrepasa la capacidad de infiltración o retención del terreno y la vegetación, el excedente da origen al proceso del escurrimiento, es decir, el agua se desplaza por efecto de gravedad hacia las partes bajas de la cuenca reconociendo los arroyos más cercanos hasta llegar a los ríos, esto se realiza en cuencas naturales.

En cuencas urbanas este fenómeno se ve alterado por la red de drenaje y por el crecimiento de las áreas impermeables que modifican la velocidad de los escurrimientos.

rrimientos y por consiguiente su magnitud.

Para determinar la magnitud y distribución del escurrimiento en el tiempo es necesario aforar la corriente, es decir, medir en una sección de una corriente (río, colector, etc.) el volumen que pasa por unidad de tiempo (esto es el gasto). Las mediciones realizadas pueden graficarse y dar lugar a un hidrograma.

Un hidrograma es una gráfica en la que se presenta el gasto que pasa por una sección particular de una corriente como función del tiempo.

En el caso particular de este trabajo, es muy importante conocer los hidrogramas que produzcan las tormentas seleccionadas para el estudio, ya que dichos hidrogramas representan la magnitud de los escurrimientos que ingresan al sistema principal de drenaje, y que mediante el modelo matemático se estudiarán los efectos que ocasionan al sistema.

4.2.1 Hidrograma de ingreso

El objetivo fundamental del análisis de un hidrograma, es determinar la parte que corresponde al escurrimiento directo y la que corresponde al escurrimiento base. En este sentido y teniendo en cuenta que las zonas urbanas son en su mayoría áreas impermeables se puede considerar que los escurrimientos que se generan en éste tipo de zonas son escurrimientos directos. También es importante mencionar que para el cálculo de hidrogramas se debe tener en cuenta otro parámetro que afecta de gran manera la velocidad y por consiguiente la magnitud de las avenidas, y que es el coeficiente de escurrimiento. Por esto el presente subcapítulo se dividió en dos partes: la primera se refiere a la determinación de los coeficientes de escurrimiento utilizados y la segunda a la metodología empleada para determinar y calcular los hidrogramas de ingreso.

4.2.2.1 Definición del coeficiente de escurrimiento

El volumen de escurrimiento producido por una tormenta dada y por consiguiente la forma del hidrograma, dependen de la velocidad de respuesta de la cuenca en cuestión. Para poder estimar dicha velocidad es necesario analizar el coeficiente de escurrimiento de la cuenca ya que este coeficiente varía dependiendo del tipo de área que se tenga, por lo que se definieron dos tipos de coeficiente: uno para áreas urbanas y otro para áreas no urbanas. Para éste último y de acuerdo con estudios realizados por la compañía PECSA para el D.F. (Ref. 11), se dividió el valle de México en las siguientes regiones:

- **Región 1.A.** Comprende la zona oriente formada por las cuencas que aportan escurrimientos directos al lago de Texcoco, con excepción de la cuenca de la estación Tepexpan (Río San Juan Teotihuacán).
- **Región 1.B.** Está formada por el Río San Juan Teotihuacán.
- **Región 2.** Se consideró ubicada en el sur de la cuenca, desde el Río Magdalena en el poniente del valle hasta el Río San Francisco al oriente. Se encuentra ubicada arriba de la cota 2550.
- **Región 3.** Comprende la zona montañosa del poniente, limitada por las cuencas del Río Mixcoác, al sur, y el Río Hondo al norte, está situada arriba de la cota 2550.
- **Región 4.** Formada por la zona poniente al norte del Río Hondo hasta el Río Cuautitlán.

- Zona Plana. Se encuentra situada abajo de la cota 2550. Los suelos de esa zona son generalmente arcillosos.
- Sierra de Guadalupe.
- Zona norte del valle de México.

En la tabla 4.5, se presentan los coeficientes de escurrimiento para las zonas no urbanas descritas anteriormente.

Asimismo el coeficiente de escurrimiento recomendado por este estudio (Ref. 11) para zonas urbanas es $C_u = 0.45$, el cual se tomó también para el presente trabajo.

4.2.2.2 Metodología empleada para el cálculo de hidrogramas

Con objeto de poder simular el funcionamiento del sistema principal de drenaje es necesario conocer los hidrogramas de ingresos a éste, de cada uno de los -- subsistemas en que fue dividida la cuenca en estudio. Para poder obtener hidrogramas se hicieron una serie de cálculos basados en la metodología que se presenta en el "Manual de Hidráulica Urbana" (op. cit.). A continuación se describe el procedimiento general:

- a) Se calcula el área de aportación de cada elemento de la red primaria de drenaje que descarga al sistema principal. En este caso las áreas se delimitaron en base a planos 1:2,000 de la red de colectores (ver subcapítulo 3.1).

- b) Se obtiene el tiempo de concentración de la cuenca, utilizando la fórmula de Manning para calcular el tiempo de traslado dentro de los colectores y la fórmula de Kirpich para cauces naturales (ver subcapítulo 3.2).
- c) Se obtiene la altura de lluvia media para cada una de las áreas definidas en el punto a) usando el método de isoyetas. La altura obtenida se afecta por un factor de reducción por duración (ver inciso c) subcapítulo 4.1.1.2), que de acuerdo con el "Manual de Hidráulica Urbana" (op. cit.) es igual a 0.84 para una duración de 4 horas.
- d) Se calcula el volumen de escurrimiento directo como:

$$V = \bar{C} \cdot A \cdot \overline{hp}$$

donde:

V es el volumen de escurrimiento directo.

A es el área de la cuenca de estudio.

\overline{hp} es la altura de precipitación media de la cuenca en estudio.

\bar{C} es el coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca, - obtenida como:

$$\bar{C} = \frac{A_u C_u + A_{Nu} C_{Nu}}{A}$$

donde:

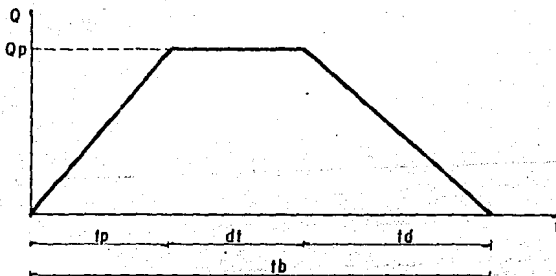
A_u es el área urbana de la cuenca.

A_{Nu} es el área no urbana en la cuenca.

C_u es el coeficiente de escurrimiento en la zona urbana.

C_{Nu} es el coeficiente de escurrimiento en las zonas no urbanas.

- e) Se propone que el escurrimiento tiene forma de un hidrograma trapecial con las siguientes características:



$$t_p = t_c$$

$$t_d = 1.4 t_p$$

$$d_t = d - t_p$$

$$t_b = 2.4 t_p + d_t$$

$$Q_p = \frac{V}{1.2 t_p + d_t} \quad (4.1)$$

donde:

t_p es el tiempo de pico.

t_d es el tiempo de descenso.

t_b es el tiempo base.

d es la duración de la lluvia.

Q_p es el gasto de pico.

V es el volumen de escurrimiento directo.

- f) Se calcula el gasto pico Q_p con la ecuación 4.1
- g) Se calcula el gasto máximo $Q_{m\acute{a}x}$. que puede descargar el colector principal de cada subsistema. Para ello se utilizó la fórmula de Manning y se supuso que el colector trabajo a tubo lleno. Como generalmente un colector va cambiando de diámetro y de pendiente (y por lo tanto su capacidad) a lo largo de su trayectoria, se consideró como máximo el gasto del último tramo del colector. La ecuación empleada es:

$$Q_{m\acute{a}x} = A V$$

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{A R_h^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

donde:

- $Q_{m\acute{a}x}$ es la capacidad máxima de descarga
- V es la velocidad en el último tramo del colector
- R_h es el radio hidráulico del último tramo del colector
- n es el factor de fricción = 0.013
- S es la pendiente media del último tramo del colector

En la tabla 4.6 se presentan los resultados obtenidos de todos los subsistemas de colectores considerados.

- h) Se compara el gasto del pico Q_p con la capacidad de conducción del sistema $Q_{m\acute{a}x}$ y también la duración d con el tiempo de concentración t_c . De aquí se derivan cuatro opciones para obtener el hidrograma definitivo:

h.1) Si $Q_p \leq Q_{m\acute{a}x}$ y $t_c \leq d$:

Se considera como definitivo el hidrograma supuesto en e). Teniendo un gasto pico igual a Q_p .

En este caso, si $t_c = d$, $d_t = 0$ se tendrá que el hidrograma se convierte en un hidrograma triangular.

h.2) Si $Q_p \leq Q_{m\acute{a}x}$ y $t_c > d$:

Se tendrá un hidrograma de la forma indicada en la figura del inciso e), con un gasto pico igual a Q_p , pero en donde:

$$t_p = d$$

$$d_t = t_c - d$$

$$t_d = 1.4 t_p = 1.4 d$$

h.3) Si $Q_p > Q_{m\acute{a}x}$ y $t_c \leq d$:

En este caso, está llegando al conducto un gasto mayor que el que puede desalojar, por lo que entra en carga. Entonces se realizan los siguientes ajustes:

- Se obtiene el cociente

$$K = \frac{Q_p}{Q_{m\acute{a}x}}$$

- Con el valor de K se entra a la figura 3.34 del "Manual de Hidráulica - Urbana" (op. cit.) y se obtiene el factor F_1 , que toma en cuenta que el

conducto entra en carga.

- Se obtiene una capacidad teórica del conducto (un nuevo gasto pico), como:

$$Q'_p = F_1 \cdot Q_{\text{máx}}$$

- A partir de la nueva capacidad, se obtienen los datos del hidrograma donde:

$$t_p = t_c$$

$$d_t = \frac{V}{Q'_p} - 1.2 t_p$$

- h.4) Si $Q'_p > Q_{\text{máx}}$ y $t_c > d$

Nuevamente el conducto entra en carga, por lo que se hacen los ajustes mencionados en h.3) pero donde se considera que:

$$t_p = d$$

Siguiendo la metodología expuesta, se pueden calcular los hidrogramas correspondientes a cada una de las subcuencas para las tormentas seleccionadas.

Modificaciones a los Hidrogramas

La metodología expuesta para la obtención de hidrogramas de ingreso, supone que la precipitación promedio \bar{h}_p en la cuenca en estudio, tiene una distribución constante durante la duración de la tormenta considerada --

(fig. IV 3.a).

Sin embargo, es claro que esta suposición difiere de la realidad, por lo que es más recomendable suponer una distribución de la lluvia en el tiempo no constante. Para el presente estudio se supuso un histograma (fig.- IV 3.b), tomando los valores recomendados en el "Manual de Hidráulica Urbana", (op. cit.).

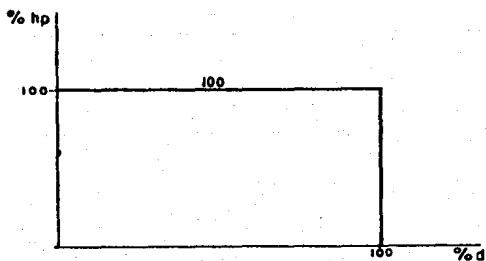


Fig. IV. 3.a

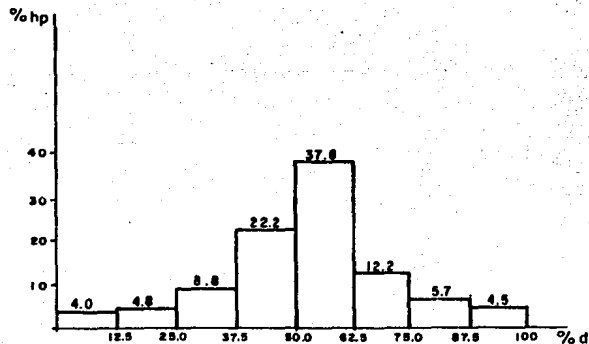


Fig. IV. 3.b

Una vez definida la distribución en el tiempo de la precipitación, se procede a calcular los hidrogramas de ingreso, para lo cual se hicieron las siguientes -- consideraciones:

- Se supone que el proceso lluvia-escorrimento es lineal en la cuenca. Esto significa que los hidrogramas serán del tipo sintético como lo consigna el "Manual de Hidráulica Urbana" (op. cit.).
- Se supone que los porcentajes de altura de precipitación son los consignados en la fig. IV 3.b. y tales precipitaciones se presentan independientemente en la cuenca con una duración de acuerdo al porcentaje dado en la misma figura.
- El hidrograma total de ingreso se calculará como la suma de los hidrogramas obtenidos bajo la suposición anterior. Esta consideración es compatible con el modelo lineal de lluvia-escorrimento de la cuenca, supuesto en este estudio.

Lo mencionado tiene como objeto que la información básica que emplea el modelo de simulación del drenaje principal del Distrito Federal se apegue más a condiciones realistas y por lo tanto los resultados que se obtengan con las simulaciones del drenaje realizadas en el presente estudio, sean más confiables para los planteamientos de las posibles soluciones a la problemática del drenaje de la ciudad de México.

Así la metodología expuesta, se modificó teniendo en cuenta lo anterior, de la siguiente manera:

- 1° Se calculan los hidrogramas sintéticos para cada uno de los porcentajes de altura de precipitación y duración dados en la figura IV.3.b, en la forma siguiente:
- m) Se toma el primer porcentaje de altura de precipitación, que al multiplicarlo por \bar{h}_p se tiene la primera altura de precipitación h_{p1} y se toma su correspondiente porcentaje de duración que al multiplicarlo por d se obtiene la duración d_1 .
- mm) Se sigue el procedimiento descrito en el subcapítulo 4.3.2 desde el inciso b) al g), tomando como h_p a h_{p1} y como d a d_1 obteniéndose un Q_{p1} , para el inciso h) se considera que $Q_{\text{máx}}$ de colector mayor que el Q_{p1} y -- por tanto se compara la capacidad del colector con el gasto pico obtenido en el inciso f), derivándose sólo las opciones de los incisos h.1) y h.2). Obteniéndose así el primer hidrograma sintético de altura de precipitación h_{p1} , y gasto pico Q_{p1} .
- mmm) Se repiten los incisos m) y mm), para todos los porcentajes de altura de precipitación y sus correspondientes porcentajes de duración, obteniendo se varios hidrogramas sintéticos.
- 2° Los hidrogramas sintéticos obtenidos en el proceso anterior, se suman -- por cualquier método analítico o gráfico, obteniéndose un hidrograma total en el cual se presentan dos opciones:
- n) Si el gasto máximo sumado es menor o igual que el $Q_{\text{máx}}$ del colector, el hidrograma se considera como definitivo del ingreso.

nn) Si el gasto máximo del hidrograma sumado es mayor que el $Q_{\text{máx}}$ del colector se tendrá que considerar que el colector entra en carga; por lo cual se tiene que modificar el hidrograma sumado, realizando los ajustes indicados en el inciso h.3), donde se tomará como Q_p al gasto máximo del hidrograma sumado, obteniéndose la capacidad teórica del conductor Q'_p , la cual será la máxima ordenada del hidrograma sumado, que a su vez dividirá el hidrograma sumado en dos áreas, siendo el área de arriba del Q'_p , el volúmen de agua (ΔV) que habrá de compensarse al área de abajo; lo anterior implica defasar el hidrograma un tiempo $\Delta T = \Delta V/Q'_p$. El hidrograma sumado, así corregido, se considerará como el hidrograma definitivo de ingreso (ver figura 4.4).

Obviamente la metodología dada para la obtención de los hidrogramas de ingreso al sistema de drenaje principal, es muy laboriosa y poco práctica, si se toma en cuenta la gran cantidad de subcuencas en que se dividió la cuenca en estudio.

Sin embargo, dado que tal metodología nos proporcionaría resultados más realistas, se optó por manejarla por medio de una microcomputadora, teniéndose la necesidad de crear programas que manejaran toda la información básica de las subcuencas y la procesaran para obtener los hidrogramas finales de ingreso al sistema principal de drenaje del Distrito Federal, en la tabla 4.7 se muestra un ejemplo de los resultados obtenidos.

5. MODELO DE SIMULACION

La infraestructura de drenaje en la ciudad de México ha crecido en los últimos años conforme las demandas planteadas por el desarrollo urbano, creando un sistema de conductos cuya relación con el sistema principal de drenaje es bastante compleja. Por otra parte los límites de urbanización han sido superados en muchos casos y las obras de drenaje que se proyectaron con una capacidad determinada, ahora resultan insuficientes para conducir las aportaciones de las grandes superficies impermeables de la ciudad.

Ante este crecimiento urbano se contempla la necesidad de construir nuevas obras de drenaje que implican inversiones muy elevadas, por lo que es necesario crear conciencia sobre el alto costo del servicio y definir estrategias para mejorar la operación del sistema de drenaje de la ciudad.

Para poder mejorar la operación del sistema, fue necesario estudiar el funcionamiento del mismo, y para ello se creó un modelo matemático (Ref. 4) en el cual se puede representar y reproducir el funcionamiento de cada uno de los elementos que constituyen el sistema principal de drenaje del Distrito Federal.

Es por esto que en el presente capítulo se describen las principales características del modelo, las ecuaciones que lo gobiernan, las cuales se ejemplifican con un cálculo sencillo. También se mencionan las consideraciones realizadas para la calibración del modelo y los resultados obtenidos.

5.1 Características principales del modelo

El modelo permite simular el tránsito de ondas de avenida por los diferentes --

elementos que conforman el sistema principal de drenaje del Distrito - Federal, obteniéndose las variaciones de tirantes, velocidades y gastos a lo largo de los conductos y vasos que se analizan. Para ello, el sistema de drenaje se idealiza como una red de elementos conectados entre sí por medio de nodos. Los elementos de la red idealizada representan directamente a los elementos del sistema real, mientras que los nodos son puntos imaginarios en los que se deciden los intercambios de flujos entre elementos.

Se procuró que el modelo de simulación fuera flexible y de fácil manejo, para permitir la simulación de diversos cambios o modificaciones, tanto en el sistema como en el propio modelo, por lo que se desarrolló un programa de cómputo de tipo modular, es decir, varios módulos ligados a un programa principal, de tal manera que, según las necesidades de simulación, se pueden modificar, eliminar o incluir nuevos módulos sin alterar la estructura básica del programa.

El modelo trabaja de la siguiente manera:

- a) Se leen las características generales de cada nodo y componente, así como las condiciones iniciales del sistema y los hidrogramas que provienen de la red primaria.
- b) Para un tiempo t , se calculan los gastos de transferencia de cada nodo de acuerdo con las políticas de operación y el estado general del sistema en el tiempo $t-1$, esto significa que el intercambio de gastos entre los componentes se calcula en forma explícita en función de las condiciones en el instante anterior.
- c) Para el intervalo de Δt correspondiente, se hace el tránsito de avenidas

de cada componente, tomando en cuenta los ingresos y egresos calculados en el paso b) y los hidrogramas propios de cada elemento. El tránsito de avenidas se efectúa de manera implícita.

- d) Se calculan las condiciones iniciales para el siguiente intervalo de -- tiempo y se regresa al paso b). En la figura 5.1 se presenta el diagrama de bloques del modelo.

En la actualidad el modelo consta de tres tipos de componentes y seis tipos de nodos:

Componentes tipo 1. Representan conductos cerrados de sección circular (por -- ejemplo: Interceptor del Poniente).

Componentes tipo 2. Estos componentes simulan conductos abiertos de sección -- irregular (por ejemplo: Gran Canal del Desagüe).

Componentes tipo 3. Simulan vasos y tanques de regulación (por ejemplo: Vaso -- del Cristo).

Nodos tipo 1. Mediante este tipo de conexión se simula la incorporación del hi drograma producido por una subcuenca a un tramo determinado de un conducto del sistema principal, cuando esta incorporación se realiza por bombeo en términos del nivel en el cárcamo (por ejemplo: las plantas de bombeo al río Churubusco).

Nodos tipo 2. Es una conexión semejante a la anterior, pero en este caso el -- gasto que ingresa al conducto del sistema principal depende también del nivel -- observado en algún punto del conducto, pudiendo ser éste el tramo en que ingre-

sa el gasto o algún otro.

Nodos tipo 3. Con este tipo de conexión se simula la descarga del tramo final-aguas abajo de un conducto a un tramo intermedio de otro (por ejemplo: la descarga del río de los Remedios al Gran Canal).

Nodos tipo 4. Esta conexión está asociada con los componentes tipo 3 (vasos) y permite distribuir el flujo hacia dos elementos del sistema, de acuerdo con el nivel en el almacenamiento (por ejemplo: el Vaso del Cristo puede descargar al río de los Remedios y al Emisor del Poniente).

Nodos tipo 5. Esta es una derivación parcial del gasto que conduce un componente hacia otro que le sirve de alivio. Esta derivación es función del nivel en el elemento que aporta (por ejemplo: derivación del Gran Canal al Interceptor del Oriente).

Nodos tipo 6. Es un nodo semejante al anterior, pero en este caso el gasto derivado es función de los niveles antes y después de la derivación en el conducto que aporta y del nivel en el conducto que recibe.

5.2 Ecuaciones utilizadas en el modelo

El tránsito de avenidas en cada uno de los componentes del sistema principal de drenaje se efectúa de acuerdo con los siguientes criterios.

5.2.1 Tránsito de avenidas en conductos abiertos y cerrados

Para efectuar el tránsito de avenidas se utilizó el "Método de las diferencias-

finitas implícito" (Ref. 7), donde se aplican las ecuaciones de Saint-Venant, o sea las ecuaciones de conservación de la masa (continuidad) y cantidad de movimiento deducidas para el escurrimiento no permanente a superficie libre. Este método presenta varias ventajas, como son: mayor detalle en la solución, trabajar con base en tirantes y velocidades (lo que facilita el cálculo de los intercambios de gasto), estabilidad del método a pesar de utilizar intervalos de tiempo grandes, permitir la inclusión de hidrogramas laterales y la división de cada componente en tramos.

Las ecuaciones de conservación de masa y cantidad de movimiento pueden obtenerse a partir de la ecuación general de balance o de conservación aplicada a un volumen de control. La ecuación de conservación de masa para el escurrimiento no permanente a superficie libre se expresa como:

$$B \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (5.1)$$

donde

B ancho de la superficie libre del agua, en m

y tirante en m

Q gasto o caudal, en m³/s

q gasto lateral (por unidad de longitud del cauce), en m³/s/m

x coordenada en la dirección longitudinal del cauce, en m

t tiempo, en seg.

La ecuación de conservación de cantidad de movimiento es:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} + g \frac{\partial z}{\partial x} + g S_f = \frac{g}{A} (V_q - V) \quad (5.2)$$

donde

V velocidad media en m/s

z cota o elevación sobre un plano de referencia del punto más bajo de la sección transversal en m

A área hidráulica, en m^2

S_f gradiente hidráulico adimensional

v_q velocidad en la dirección x del gasto lateral q , en m/s

g aceleración debida a la gravedad, en m/s^2

Como ecuación de resistencia al flujo o fricción se usa la de Manning, por lo que el gradiente hidráulico se expresa como:

$$S_f = \left[v n / R_H^{2/3} \right]^2$$

donde

n coeficiente de rugosidad de Manning en $S/(m^{1/3})$

$R_H = A/P =$ radio hidráulico, en m

P perímetro mojarado, en m

En el tránsito de avenidas se considera que la cota o elevación del fondo del cauce z no varía con el tiempo (en caso de que varíe debido principalmente al arrastre de fondo, se necesitan más ecuaciones para modelar el proceso). Por ello, para simplificar las ecuaciones posteriormente, las ecs. 5.1 y 5.2 se escriben como:

$$B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (5.3)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + v \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial H}{\partial x} + g \frac{v|v|n^2}{R_H^{4/3}} = \frac{q}{A} (v_q - v) \quad (5.4)$$

donde

$H = z + y$, elevación de la superficie libre del agua, en m

El valor absoluto en el término de fricción es para tomar en cuenta la posibilidad de que el flujo se invierta.

Para que desde el punto de vista matemático el problema esté completo, si el flujo es subcrítico, se requiere dar valores de alguna variable en las fronteras -- del dominio (llamadas condiciones de frontera) y valores de las variables a lo largo del dominio como condiciones iniciales. En el caso más común, se da como condición de frontera aguas arriba, un hidrograma; aguas abajo, un tirante conocido. Como condiciones iniciales se dan velocidades y tirantes a lo largo del -- cauce para el tiempo $t = t_0$.

En lo que sigue se supone que $V_q = 0$, esto es, el gasto lateral entra normal al -- sentido del escurrimiento.

Dado que las ecuaciones 5.1 y 5.2 fueron obtenidas a partir de principios básicos, conviene que al hacer el esquema de diferencias finitas se respete el sentido físico del fenómeno lo más posible. Así, para el volumen de control de la figura 5.2 la ecuación de conservación de masa, ec. 5.3, tiene a la variable H en el centro y los gastos en los extremos; en diferencias finitas:

$$B_{NJ} \frac{H_N^{m+1} - H_N^m}{\Delta t} + \frac{A_J^m V_J^{m+1} - A_N^m V_N^{m+1}}{\Delta X_N} = q_N^{m+1} \quad (5.5)$$

donde

$$B_{NJ} = (B_N^m + B_J^m)/2$$

t incremento en tiempo en s

N, J subíndices que indican los tramos o secciones

m superíndice que indica el instante simulado, es decir, la solución -- avanza del instante m al $m+1$ en Δt segundos

X_N longitud del tramo N

De la misma forma, para el volumen de control de la figura 5.3, la ecuación de cantidad de movimiento está centrada en la velocidad y tiene a las variables H en sus extremos (el volumen de control se extiende a ambos lados para calcular centrado el término convectivo); en diferencias finitas queda:

$$\frac{V_J^{m+1} - V_J^m}{\Delta t} + V_J^{m+1} \frac{(V_{J+1}^m - V_N^m)}{2 \Delta X_{NJ}} + \varepsilon \psi \frac{H_J^{m+1} - H_N^{m+1}}{\Delta X_{NJ}} + \varepsilon (1-\psi) \frac{H_J^m - H_N^m}{\Delta X_{NJ}} + \frac{n_J^2 V_J^{m+1} |V_J^m|}{(R_{HJ})^{4/3}} =$$

$$= \frac{Q_J^{m+1}}{A_J^m} (-V_J^m) \quad (5.6)$$

donde

$$\Delta X_{NJ} = (\Delta X_N + \Delta X_J)/2$$

ψ factor de peso del esquema, $0 \leq \psi \leq 1.0$; para garantizar estabilidad y al mismo tiempo obtener mejor precisión se recomienda considerar

$$\psi = 0.6.$$

Se dice que el esquema de diferencias finitas dado por las ecuaciones 5.5 y 5.6 es implícito ya que las variables al final del intervalo (en este caso V^{m+1} y H^{m+1}) quedan implícitas y en función de variables en los tramos adyacentes. Por ello, al aplicar el esquema dado a los NN tramos del río, incluidos los de las fronteras (figura 5.4) se obtiene un sistema de ecuaciones con $(NN-1)H^{m+1}$ desconocidas y $(NN-1)V^{m+1}$ desconocidas, esto es $2(NN-1)$ incógnitas. Según se explica a continuación, el número de ecuaciones puede reducirse a $NN-1$ haciendo transformaciones algebraicas.

La ecuación 5.5 puede escribirse como:

$$- A_N^m V_N^{m+1} + E_N H_N^{m+1} + A_J^m V_J^{m+1} = D_N \quad (5.7)$$

donde

$$E_N = B_{NJ} \Delta X_N / \Delta t \quad (5.8a)$$

$$D_N = q_N^{m+1} \Delta X_N + E_N H_N^m \quad (5.8b)$$

En la ecuación 5.6 puede despejarse V_J^{m+1} resultando

$$V_J^{m+1} = GF_{NJ} \Psi (H_N^{m+1} - H_J^{m+1}) + BV_{NJ} \quad (5.9)$$

donde

$$GF_{NJ} = GTET_{NJ} / (1 + R_J + C_J) \quad (5.10a)$$

$$GTET_{NJ} = g (TET_{NJ}) \quad (5.10b)$$

$$TET_{NJ} = \Delta t / \Delta X_{NJ} \quad (5.10c)$$

$$R_J = \Delta t n_J^2 g V_J^m / (R_{HJ}^m)^{4/3} \quad (5.10d)$$

$$C_J = \frac{(V_{J+1}^m - V_N^m) \Delta t}{\Delta X_N + \Delta X_J} = (V_{J+1}^m - V_N^m) TET_{NJ} / 2 \quad (5.10e)$$

$$BV_{NJ} = \frac{V_J^m + q_J^{m+1} \Delta t (-V_J^m) / A_J}{1 + R_J + C_J} + (1 - \Psi) GF_{NJ} (H_N^m - H_J^m) \quad (5.10f)$$

Las variables auxiliares definidas con las ecuaciones 5.8 y 5.10 no tienen índices de tiempo ya que dependen solamente de variables del instante m , y por ello son siempre conocidas.

De manera semejante, al aplicar la ecuación de cantidad de movimiento en diferencias finitas al volumen de control adyacente al N , aguas arriba, se obtiene una-

ecuación del tipo 5.6 para la velocidad V_N ; reagrupando y despejando se llega a una ecuación semejante a la 5.9, esto es:

$$V_N^{m+1} = GF_{KN} \Psi (H_K^{m+1} - H_N^{m+1}) + BV_{KN} \quad (5.11)$$

Al sustituir las ecuaciones 5.9 y 5.11 en la ecuación 5.7 se eliminan las velocidades resultando una función solamente de los niveles:

$$\begin{aligned} - FEO_{KN} H_K^{m+1} + (E_N + FEO_{KN} + FEO_{NJ}) H_N^{m+1} - FEO_{NJ} H_J^{m+1} &= \\ &= D_N + BA_{KN} - BA_{NJ} \end{aligned} \quad (5.12)$$

donde

$$FEO_{KN} = A_N^m GF_{KN} \Psi \quad (5.13a)$$

$$BA_{NJ} = A_N^m BV_{NJ} \quad (5.13b)$$

Repetiendo estos procedimientos se obtienen ecuaciones como la 5.12 para todos los tramos, formandose la matriz de solución (ver figura-5.5). En la matriz se puede observar que el número de incógnitas es solamente $NN - 1$ (niveles de agua H), además de ser simétrica y tridiagonal. Una vez calculados los niveles H, se calculan las velocidades para todos los tramos con ecuaciones del tipo 5.9 en función de los niveles H^{m+1} recién calculados.

Para que el sistema de ecuaciones pueda ser resuelto se necesita dar la información adecuada en las fronteras. En general se debe dar información de una variable independiente por cada curva característica que entra al dominio. En el caso del flujo subcrítico, que es el que se contempla en el programa por ser el más común en los problemas de tránsito de avenidas en sistemas de drenaje, una curva característica entra al dominio por la frontera izquierda o de aguas arriba y otra por la frontera derecha o de aguas abajo.

a) Frontera de aguas arriba

La variable más relevante que puede darse aguas arriba es el gasto; en el programa se da un hidrograma (una ley $Q-t$) y los valores del gasto se obtienen para cada instante por interpolación. El gasto que entra al primer tramo aguas arriba es entonces conocido, Q_0^{m+1} ; la ecuación 5.5 se escribe:

$$B_{12} \frac{H_1^{m+1} - H_1^m}{\Delta t} + \frac{A_2^m V_2^{m+1} - Q_0^{m+1}}{\Delta X_1} = Q_1^{m+1}$$

Al sustituir la ecuación 5.9 correspondiente a la velocidad V_2^{m+1} en la ecuación anterior y ordenar resulta:

$$(E_1 + FEO_{12}) H_1^{m+1} - FEO_{12} H_2^{m+1} = D_1 + Q_0^{m+1} - BA_{12} \quad (5.14)$$

Los valores de Q_0^{m+1} se calculan en el programa por interpolación lineal entre los puntos del hidrograma.

b) Frontera aguas abajo

La variable más representativa en la frontera derecha aguas abajo es el tirante o nivel conocido; en el programa se calcula por medio de una curva de descarga dada en la que se interpola el tirante en función del gasto descargado en el instante anterior. Si hay NN tramos y H_{NN} es el valor del nivel en ese tramo conocido, la última incógnita es H_{NN-1}^{m+1} ; la ecuación 5.12 se escribe entonces:

$$\begin{aligned} - FEO_{KNN-2} H_{NN-2}^{m+1} + (E_{NN-2} + FEO_{KNN-2} + FEO_{NN}) H_{NN}^{m+1} = \\ = D_{NN} + BA_{KNN-2} - BA_{NN} + FEO_{NN} H_{NN}^{m+1} \end{aligned} \quad (5.15)$$

Ademas de las condiciones de frontera, el programa requiere tirantes y velocidades en todos los tramos. Debe notarse (figuras 5.2 y 5.3) que los tirantes se definen al centro de los tramos y las velocidades al inicio de los mismos. Por ello, la geometría de las secciones se define al inicio de los tramos y para el cálculo de los parámetros geométricos (área, ancho de superficie libre, etc.) se calcula un tirante por interpolación lineal con los adyacentes.

Finalmente, no es necesario dar las condiciones iniciales muy precisas, pueden suponerse los valores de tirantes y velocidades iniciales y dar un tiempo de "calentamiento" para que el programa calcule dichos valores antes de que empiece el hidrograma; pero entre más alejados sean los valores supuestos a los reales, tardará más en llegar a los valores verdaderos. De cualquier forma, no se recomienda intentar afinar demasiado las condiciones iniciales ya que su efecto se desvanece con el tiempo: en general son suficientes de 10 a 20 incrementos de tiempo como calentamiento.

5.2.2 Tránsito de avenidas en vasos de regulación

El tránsito de avenidas para este tipo de componentes está gobernado por la ecuación de continuidad y una relación entre los volúmenes almacenados y los gastos descargados.

$$V = (Q_i - Q_s) \Delta t \quad (5.16)$$

$$V = f(Q_s) \quad (5.16a)$$

donde:

V volumen almacenado en el componente, en m^3

Q_i gasto de ingreso al componente, en m^3/seg .

Q_s gasto de salida del componente, en m^3/seg .

La ecuación de continuidad puede expresarse como:

$$V^{m+1} - V^m = \frac{1}{2} \Delta t (Q_i^{m+1} + Q_i^m - Q_s^m) - \frac{1}{2} \Delta t Q_s^{m+1} \quad (5.17)$$

que junto con las ecuaciones 5.16a forman un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas (V^{m+1} y Q_s^{m+1}), cuya solución da las condiciones del componente en el instante $m+1$.

Cabe hacer notar que el gasto de ingreso Q_i incluye al hidrograma propio del componente y a las entradas y salidas de gastos de transferencia, calculados anteriormente en los nodos.

5.2.3 Programa principal y subrutinas

El programa está escrito en lenguaje FORTRAN y como se dijo anteriormente, se desarrolló en forma modular, lo que permite modificar, eliminar o incluir nuevos módulos sin alterar la estructura básica del mismo. En la figura 5.1 se muestra el diagrama de bloques. El modelo consta de un programa principal y 9 subrutinas que se describen brevemente a continuación.

a). Programa principal

Controla la llamada a los diferentes subrutinas, calcula los gastos transferidos en los nodos, controla la impresión de resultados y elabora el resumen de la corrida.

b) Subrutina DATOS

Se utiliza para leer e imprimir los datos del problema a resolver.

c). Subrutina Inter

Se emplea para interpolar linealmente en diferentes partes del programa.

- d) Subrutina FACTO
 Llama a las subrutinas SECCIR y SECNAT; en función de los parámetros geométricos calcula algunos factores dados por las ecs. 5.8 y 5.10.
- e) Subrutina SECCIR
 Calcula el área, perímetro mojado, radio hidráulico y ancho de superficie libre, como función del tirante, en secciones circulares.
- f) Subrutina SECNAT
 Calcula área, perímetro mojado, radio hidráulico y ancho de superficie libre, como función del tirante, en secciones naturales.
- g) Subrutina RIOS
 Forma la matriz de coeficientes y el vector de términos independientes; llama a la subrutina HUECA y con la solución del sistema de ecuaciones, calcula las velocidades con ecuaciones del tipo 5.9.
- h) Subrutina HUECA
 Resuelve el sistema de ecuaciones utilizando el método de eliminación de Gauss.
- i) Subrutina QINU
 Estima en una primera aproximación el volumen derramado en cada tramo y llama a la subrutina ELECA.
- j) Subrutina ELECA
 Afina el cálculo del volumen derramado de acuerdo a la curva elevación-volumen derramado.

5.2.4 Ejemplo de aplicación

Para hacer más comprensible el tránsito de avenidas en conductos cerrados y -- abiertos (componentes tipo 1 y 2) se realizó un breve ejemplo de aplicación, donde se puede apreciar de mejor manera la forma en que se desarrolla y se aplica -

el "Método de las diferencias finitas implícito". Cabe aclarar que el tránsito - de avenidas se realiza de igual manera para ambos componentes, siendo el cálculo de las secciones la única diferencia entre ellos.

Consideremos un conducto cerrado con las siguientes características:

Tramo	1	2	3	4	5
Longitud (m)	1080	1310	1310	1985	1985
Hidrograma Lateral	no	si	no	si	no
Tirante inicial (m)	0.41	0.81	0.96	1.33	0.95
Velocidad inicial (m/s)	1.48	0.87	0.67	0.61	0.97
Coefficiente de rugosidad	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014
Cota al Centro	2264.06	2262.31	2261.62	2260.80	2259.85
Diámetro	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0

Hidrogramas Laterales

Tramo 2

Tiempo (hrs)	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.50	1.00
Gasto (m^3/s)	0.20	2.00	2.50	2.00	1.00	0.50	0.20	0.20

Tramo 4

Tiempo (hrs)	0.00	0.05	0.20	0.30	0.50	3.00	3.50	4.00
Gasto (m^3/s)	0.10	0.50	0.70	0.90	1.00	1.00	0.90	0.10

Hidrograma de Punta

Tiempo (hrs)	0.00	0.05	0.01	0.15	0.20	0.40	0.50	3.00
Gasto (m^3/s)	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00	3.00	0.50	0.50

Curva Tirante - Gasto

Tirante (m)	0.00	1.00	2.00	3.00
Gasto (m ³ /s)	0.00	2.20	8.80	17.60

Con el tirante del tramo uno se calculan las características hidráulicas teniendo:

$$Y_1 = 0.41 \quad \text{Ancho}_1 = 2.426 \quad \text{Area}_1 = 0.678 \quad Rh_1 = 0.260$$

* Ancho de la superficie libre del agua.

Del hidrograma de punta se interpola el gasto para este intervalo 1 (60 seg = -- 0.017 hrs)

$$Q = 0.667 \text{ m}^3/\text{s}$$

por Continuidad tenemos que $V = Q/A$, entonces

$$V_1 = 0.667/0.678$$

$$V_1 = 0.984 \text{ m/s}$$

Para los siguientes tramos se calcula el tirante promedio con la fórmula

$$Y_{n+j} = Y_n + (Y_j - Y_n) \left(\frac{X_n}{X_n + X_j} \right)$$

donde

- Y_n Tirante en el enésimo tramo
- Y_j Tirante en el J-ésimo tramo
- X_n Longitud en el enésimo tramo
- X_j Longitud en el J-ésimo tramo

Sustituyen valores tenemos:

$$Y_{n+j} = 0.41 + (0.81 - 0.41) \left(\frac{1080}{1080 + 1310} \right)$$

$$Y_{n+j} = 0.591 \text{ m.}$$

Con este tirante se calculan las características hidráulicas

Y_{n+j}	Ancho $n+j$	Area $n+j$	R_h $n+j$
0.591	2.839	1.156	0.366

Luego se determinan los factores auxiliares como son

Teta (θ), Fac, C, F, Fric y Feo.

$$\theta = \frac{\Delta t}{\Delta x} = \frac{60}{\frac{(X_n + X_j)}{2}} = \frac{60}{\frac{1080 + 1310}{2}} = 0.050$$

$$\text{Fac} = g \theta = 9.81 \cdot 0.050 = 0.491$$

$$C = (V_{n+2} - V_n) \frac{\theta}{2} \Rightarrow C = (V_3 - V_1) \frac{\theta}{2} = (0.67 - 0.984) \frac{0.050}{2} = -0.008$$

$$F = \frac{g n^2 \Delta t / V_{n+1}}{(R_h)_{n+j}^{4/3}} = \frac{9.81 \cdot 0.014^2 \cdot 60}{(0.366)^{4/3}} \cdot 0.87 = 0.383$$

$$\text{Fric} = \frac{1}{1+C+F} = \frac{1}{1-0.008+0.383} = 0.727$$

$$\text{Feo} = \text{Fac} \cdot \text{Fric} \cdot \text{Area}_{n+j}$$

$$\text{Feo} = 0.491 \cdot 0.727 \cdot 1.156$$

$$\text{Feo} = 0.413$$

Para formar la matriz tenemos:

$$E = \frac{B_{n.} + B_{n+j}}{2} \left(\frac{X_n}{\Delta t} \right)$$

donde

E es el área media al final del tramo por unidad de tiempo (m^2/seg)

B_n es el ancho de la superficie libre del agua del tramo n

B_j es el ancho de la superficie libre del agua del tramo j

$$E = \frac{2.426 + 2.839}{2} \left(\frac{1080}{60} \right)$$

$$E = 47.385 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$H_n = H_{\text{centro}} + Y_n$$

donde

H_n es la elevación del agua al centro del tramo

$$H_n = 2264.06 + 0.41 = 2264.47 \text{ m}$$

$$D_n = H_n^2.5 + \text{Gar} + Q_r$$

donde

Gar = Gastos laterales transferidos para el intervalo en cuestión

Q_r = Gasto de punta transferido para el intervalo en cuestión

D_n = es la suma de gastos recibidos en el tramo en m^3/s .

$$D_n = 2264.47^2.5 + 0 + 0.667$$

$$D_n = 107\ 302.578 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B_v = \left[V_{n+1} + \text{Fac} \cdot (1-\Psi) (H_n - H_j) \right] \cdot \text{fric}$$

B_v = velocidad al final del tramo

Ψ factor de peso de diferencias finitas = 0.6

$$Bv = \left[0.87 + 0.491 \cdot (1-0.6) (2264.47 - 2263.12) \right] 0.727$$

$$Bv = 0.825 \text{ m/s}$$

$$Ba = Bv \cdot A_{n+j}$$

donde

Ba = es el gasto que sale tramo

$$Ba = 0.825 \cdot 1.156$$

$$Ba = 0.954$$

Finalmente el gasto en el tramo es

$$Dn = Dn - Ba$$

$$Dn = 107,302.578 - 0.954$$

$$Dn = 107,301.624$$

Este proceso se repite n-1 veces (siendo n el número total de tramos), obteniéndose así una serie de valores que se muestran en la tabla V.a

Tabla V.a

Tramo	t	Xn	Yn	H centro	H agua	Vel	Qr	Gar
1	60	1080	0.41	2264.060	2264.470	0.984	0.667	0.000
2	60	1310	0.81	2262.310	2263.120	0.8700	0.0000	0.800
3	60	1310	0.96	2261.620	2262.580	0.6700	0.0000	0.000
4	60	1985	1.33	2260.800	2262.130	0.6100	0.0000	0.233
5	60	1985	0.95	2259.850	2260.80	0.9700	0.0000	0.000

Tabla V.a continuación

Tramo	Yn+j	Bn+j	An+j	Rhn+j	Teta	Fac	C.
1	0.591	2.839	1.156	0.366	0.050	0.493	-0.008
2	0.885	3.321	2.066	0.527	0.046	0.449	-0.006

3	1.107	3.579	2.834	0.639	0.036	0.357	0.005
4	1.140	3.611	2.952	0.655	0.030	0.297	0.005
5	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Tabla V.a continuación

Tramo	F	Fric	Feo	ψFeo	E	Dn	Bv	Ba	Dn - Ba
1	0.383	0.727	0.414	0.248	47.385	107,302.578	0.825	0.954	107,301.624
2	0.182	0.851	0.790	0.474	67.247	152,188.076	0.652	1.348	152,186.728
3	0.128	0.882	0.893	0.536	75.325	170,428.839	0.595	1.686	170,427.152
4	0.197	0.832	0.728	0.437	118.935	269,045.722	0.938	2.769	269,042.953
5	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

La matriz que se formará sera de tamaño $n-1$ siendo n el número total de tramos.

Entonces la matriz queda como:

$$\begin{bmatrix}
 E_1 + \psi FEO_1 & -\psi FEO_1 & \emptyset & \emptyset \\
 -\psi FEO_1 & \psi FEO_1 + E_2 + \psi FEO_2 & -\psi FEO_2 & \emptyset \\
 \emptyset & -\psi FEO_2 & \psi FEO_2 + E_3 + \psi FEO_3 & -\psi FEO_3 \\
 \emptyset & \emptyset & -\psi FEO_3 & \psi FEO_3 + E_4 + \psi FEO_4
 \end{bmatrix}
 \begin{matrix}
 H_1 \\
 H_2 \\
 H_3 \\
 H_4
 \end{matrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 (Dn - Ba)_1 \\
 (Dn - Ba)_2 + Ba_1 \\
 (Dn - Ba)_3 + Ba_2 \\
 (Dn - Ba)_4 + Ba_3 + \psi FEO_4 H_5
 \end{bmatrix}$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$\begin{bmatrix}
 47.385 + 0.284 & -0.248 & \emptyset & \emptyset \\
 -0.248 & 0.248 + 67.247 + 0.474 & -0.474 & \emptyset \\
 \emptyset & -0.474 & 0.474 + 75.325 + 0.536 & -0.536 \\
 \emptyset & \emptyset & -0.536 & 0.536 + 118.935 + 0.437
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 107,301.624 \\
 152,186.728 + 0.954 \\
 170,427.152 + 1.348 \\
 269,042.953 + 1.686 + 0.437(266.80)
 \end{bmatrix}$$

Resolviendo la matriz tenemos:

$$H_1 = 2264.457 \text{ m}$$

$$H_2 = 2263.116 \text{ m}$$

$$H_3 = 2262.576 \text{ m}$$

$$H_4 = 2262.112 \text{ m}$$

Una vez conocidas las elevaciones del agua del siguiente intervalo, se calculan los tirantes, velocidades y gastos en todos los tramos.

Es importante mencionar que la velocidad y el gasto del primer tramo son conocidos por lo que se ejemplificara el calculo para el segundo tramo. Los datos iniciales se presentan en la tabla V.b.

TABLA	Hcentro	Area	Hcalc	Fac	Fric	Bv
1	2264.06	0.678	2264.457	-----	-----	-----
2	2262.31	1.156	2263.116	0.493	0.727	0.825
3	2261.61	2.066	2262.576	0.449	0.851	0.652
4	2260.80	2.834	2262.112	0.357	0.882	0.595
5	2259.85	2.952	*2260.800	0.297	0.832	0.938

* Este valor es del intervalo anterior.

Tabla V.b.

El incremento de velocidad sufrido por la variación de los niveles es:

$$FQ = Fac \cdot Fric (H_{n-1} - H_n) \quad H_n = \text{elevación calculada en el tramo } n \text{ (n=2)}$$

$$FQ = 0.493 \cdot 0.727 (2264.457 - 2263.116) \cdot 0.6$$

$$FQ = 0.286 \text{ m/s}$$

La velocidad resultante para este tramo es:

$$v = FQ + BV = 0.286 + 0.825$$

$$v = 1.111 \text{ m/s}$$

Si conocemos el área, entonces el gasto sera:

$$Q = v * A = 1.111 * 1.156$$

$$Q = 1.284 \text{ m}^3/\text{s}$$

Este proceso se repite para todos los tramos. En la tabla V.c se muestran los resultados de los calculos realizados.

Tramo	FQ	Velocidad m/s	Gasto m ³ /s
1	-----	0.984	0.667
2	0.286	1.111	1.284
3	0.124	0.776	1.603
4	0.088	0.683	1.936
5	0.195	1.133	3.345

Tabla V.c.

Ahora bien, para conocer la elevación del agua del último tramo, esta se calcula por medio de la curva de descarga del conducto. Conocido el gasto ($Q = 3.345 \text{ m}^3/\text{s}$) del último tramo se entra a la curva de descarga con este valor y se obtiene el tirante ($y = 1.173 \text{ m}$) correspondiente.

Se suma la cota al centro del tramo (2259.85m) y se obtiene la elevación (HS = 22 61.023) desconocida. Para finalizar en la tabla V.d se muestra el resumen del tránsito de avenidas para este intervalo.

Tramo	Tirante m	Cota Agua m	Velocidad m/s	Area m ²	Gasto Entrada al tramo m ³ /s
1	0.397	2264.457	0.984	0.678	0.667
2	0.817	2263.116	1.112	1.156	1.285
3	0.956	2262.576	0.776	2.066	1.603
4	1.312	2262.112	0.683	2.834	1.936
5	1.173	2261.023	1.133	2.952	3.345

Tabla V.d.

Estas condiciones se consideran como iniciales para el siguiente intervalo; así - el tránsito de avenidas se realiza de igual manera para los intervalos siguientes, hasta llegar al número deseado de ellos.

5.3 Calibración del modelo

Con el objeto de definir la precisión que es posible obtener en las simulaciones - que se realizan con el modelo, fue necesario calibrarlo comparando los resultados obtenidos de las simulaciones con las mediciones realizadas y, en caso necesario, hacer las modificaciones al modelo para mejorar su precisión.

Como se mencionó anteriormente, se escogió la tormenta del 7 de septiembre de - - 1984 para realizar la calibración y se recopiló la información existente tanto de los registros de lluvia como de las condiciones en que se operó el sistema en esa fecha. Los cálculos hidrológicos realizados para determinar los hidrogramas de en - trada al sistema de drenaje, se expusieron con anterioridad (ver subcapítulo 4.2); por lo que en este subcapítulo se analizarán las consideraciones sobre la geom - etría de los drenes y la operación del sistema, asimismo se comentan los resulta - dos obtenidos en la calibración del modelo.

5.3.1 Características geométricas de los drenes

El primer aspecto de importancia tanto para calibrar el modelo de simulación como para simular el comportamiento del sistema consiste en el conocimiento de las características geométricas de los elementos que lo forman, principalmente planta, perfil y secciones de los conductos, capacidades de almacenamiento en los vasos y capacidades de bombeo en las plantas, así como las condiciones de conexión entre ellos. Los elementos considerados y de los cuales se obtuvo información son:

- Conductos Cerrados

- . Río Churubusco
- . Río de la Piedad
- . Río Consulado
- . Colector Churubusco
- . Interceptor del Poniente
- . Interceptor Centro-Poniente
- . Interceptor Central
- . Interceptor Oriente
- . Emisor Central

- Conductos Abiertos

- . Río de los Remedios
- . Gran Canal del Desagüe
- . Río San Buenaventura (parte baja)
- . Canal Nacional

- Vasos de Almacenamiento

- . Vaso del Cristo

- Plantas de Bombeo

- . plantas que descargan al Gran Canal
- . plantas que descargan al Río Churubusco
- . plantas que descargan al Río de la Piedad
- . plantas que descargan al Río Consulado
- . planta de bombeo de Aculco
- . planta de bombeo Churubusco-Lago

En las tablas 5.1 y 5.7 se presentan los datos obtenidos para cada uno de los mentos.

5.3.2 Aspecto generales de la operación actual

La operación que se realiza actualmente para el manejo del sistema principal de drenaje ante tormentas importantes no cuenta con un metodología definida, debido a que cada tormenta es un caso particular. Es por esto que las decisiones sobre la operación se toman "insitu" y en el momento de la lluvia dependiendo de los niveles observados en alguno de los conductos principales.

Sin embargo, existe una serie de aspectos en los que se tiene un criterio prefijado para la operación, el cual no depende ni de las condiciones de lluvia ni de los niveles o gastos existentes en los conductos. Esto, que tiene la ventaja de operar en forma relativamente simple un sistema tan complejo como el drenaje de la ciudad, tiene también la desventaja de que en muchas ocasiones no se aprovecha de manera eficiente la capacidad de conducción de los drenes o el almacenamiento en vasos y en los propios conductos. Entre los principales aspectos de operación que se mantienen fijos independientemente de las condiciones que se presenten están:

- Las plantas de bombeo descargan a los conductos los gastos y volúmenes conforme les van llegando, es decir, tratan de mantener estables los niveles en los cárcamos, cuando menos hasta donde lo permite la capacidad de las bombas, de manera que mientras el gasto de llegada a la planta sea menor o igual que la capacidad de ésta, el hidrograma que llega es prácticamente el mismo que se descarga al conducto correspondiente.

- La planta de bombeo de Aculco tiene posibilidades de descargar hacia el Colector Churubusco o hacia el Río Churubusco, pero en la época de lluvias descarga todo el gasto que le llega hacia el Río Churubusco, ya que se considera que el Colector Churubusco se satura con las aportaciones de su propia cuenca y las del Río de la Piedad. Las condiciones de operación son -- las mismas que en el resto de las plantas de bombeo, es decir, se descarga todo el gasto que llega mientras no se rebase la capacidad de bombeo.

- La descarga en la obra de toma del Gran Canal hacia el Interceptor Oriente se maneja de acuerdo a las siguientes políticas:
 - Se mantiene un tirante mínimo de 4.0 metros en el Gran Canal para cumplir con la entrega de los caudales comprometidos para industrias y zonas de riego localizadas aguas abajo.
 - No se permite que el tirante en el Gran Canal sobrepase los 6.0 metros, abriendo totalmente las compuertas de descarga al Interceptor Oriente al llegar a niveles cercanos a ese, ya que se considera que con tirantes mayores existe peligro de desbordamiento.
 - El nivel normal de operación del Gran Canal es con un tirante de 4.80 metros en la obra de toma.

- Las descargas al Interceptor del Poniente a través de cajas de derivación-
funcionan de la manera siguiente:

- . Mientras el Interceptor no se ha llenado, toda el agua que llega a --
las cajas es descargada hacia el Interceptor.
- . Cuando el Interceptor está trabajando lleno o con carga, sólo una par-
te del agua entra a éste, y el resto se deriva hacia el centro de la-
ciudad, llegando finalmente a los Ríos Churubusco, la Piedad y Consu-
lado.

- En el Vaso del Cristo se mantienen abiertas las compuertas de derivación -
hacia el Río de los Remedios de manera que se manda hacia ese conducto --
prácticamente todo lo que llega al Vaso. Sólo cuando los gastos de llegada
son mayores que la capacidad de esa descarga se tiene algo de almacenamien-
to y entonces, eventualmente, se descarga hacia el Emisor del Poniente.

- La descarga del Río Churubusco hacia el Lago de Texcoco funciona como se -
indica a continuación:

- . Mientras el nivel en el último tramo del Río Churubusco es menor al -
nivel del lago, la descarga se realiza por bombeo mediante la planta-
Churubusco-Lago, que tiene una capacidad máxima de $30 \text{ m}^3/\text{seg}$.
- . Una vez que el nivel del río es igual o mayor que el del lago, se --
abren las compuertas para descarga por gravedad. En ese momento deja-
de funcionar la planta de bombeo Churubusco-Lago, para volver a deg-
cargar una vez que el río baja su tirante hasta un nivel inferior al-
del Lago de Texcoco.

- Las descargas del Lago de Texcoco hacia el Gran Canal, a través del Dren - General del Valle, tiene un gasto máximo de $25 \text{ m}^3/\text{seg.}$
- Para la operación del sistema se cuenta con una amplia red de comunicación por radio, por medio de la cual se recibe la información de la situación - en los conductos principales y se dan las instrucciones para operar.

Finalmente, cabe destacar que algunas de las estructuras son manejadas por la Se - cretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y no por el Departamento del Dis - trito Federal, y que no existe una adecuada coordinación entre las dos Depende - ncias para lograr una operación eficiente de todo el sistema en conjunto.

En este caso se encuentran muchas de las presas ubicadas en el Poniente del Dis - trito Federal, el Vaso del Cristo y el Lago de Texcoco.

5.3.3 Información sobre operación del sistema principal de drenaje durante - la tormenta del 7 de septiembre de 1984.

Con objeto de llevar a cabo la calibración del modelo de simulación se recopiló - toda la información disponible, tanto cualitativa como cuantitativamente, de las - condiciones en que operó el sistema durante la tormenta del 7 de septiembre de -- 1984. Así, además de los aspectos generales que se mencionaron en el punto ante - rior, se obtuvo la siguiente información:

- Gastos descargados en las plantas de bombeo.
- Niveles alcanzados por el agua en algunas de las lumbreras del drenaje pro - fundo.
- Medición de niveles en el Gran Canal a la altura de la obra de toma hacia - el Interceptor Oriente así como los gastos descargados en ese punto.

- Gastos de descarga hacia el drenaje profundo en algunas lumbreras.

Los datos obtenidos se presentan en las tablas 5.8 a 5.11 (todos ellos fueron proporcionados por el personal técnico de la Dirección de Operación de la D.G.C.O.H.).

5.4 Consideraciones generales para la calibración del modelo y la simulación del sistema.

Una vez definidas las áreas de aportación y los correspondientes hidrogramas de ingreso en los diferentes tramos de los conductos por analizar se definieron algunas consideraciones sobre la forma en que se opera el sistema, los conductos empleados en la simulación y las conexiones entre ellos. Cabe aclarar que estas consideraciones se usaran tanto para la calibración del modelo como para la simulación del sistema. A continuación se describen los conceptos anteriormente mencionados:

Los conductos considerados en la simulación son los siguientes:

Componentes tipo 1 (Conductos cerrados)

1. Interceptor del Poniente
2. Río Churubusco
3. Interceptor Centro Poniente
4. Colector Churubusco
5. Emisor del Poniente
6. Interceptor Central
7. Interceptor del Oriente - Emisor Central
8. Río de la Piedad

9. Río Consulado

Componente tipo 2 (Conductos abiertos)

10. Río de los Remedios

11. Gran Canal de Desagüe

12. Río San Buenaventura - Canal Nacional

Adicionalmente se consideran 4 componentes tipo 3 (Vasos reguladores) de los cual es el primero es realmente un vaso y los otros 3 se consideraron en esa forma para representar de mejor manera el funcionamiento real del sistema.

Estos componentes son:

13. Vaso del Cristo

14. Planta de Bombeo Aculco

15. Planta de Bombeo Colector Churubusco - Gran Canal

16. Planta de Bombeo Canal Nacional - Río Churubusco

En la figura 5.6 se muestra un esquema de estos componentes.

Los componentes tipo 1 y 2 se dividieron en tramos cuya longitud, pendiente media, cota al centro del tramo y diámetro se muestra en las tablas 5.12 a 5.24. También en las mismas tablas se indica si al tramo correspondiente ingresa un hidrograma o no.

Para los conductos tipo 2 (secciones abiertas) se indica además la forma de la sección por medio de las coordenadas de los puntos que la conforman.

Cabe aclarar que las cotas de cada tramo no necesariamente corresponden con el perfil real del conducto ya que se producen inestabilidades en el modelo si se tienen cambios bruscos de pendiente por lo que en algunos casos se tuvo que considerar una pendiente "suavizada". Por otra parte, los levantamientos topográficos con que se cuenta fueron elaborados en fechas diferentes por lo que fue necesario ajustarlos para representar con precisión las condiciones de frontera, sobre todo en las descargas de un conducto a otro.

En la figura 5.7 se muestran los nodos considerados. Se tienen 11 nodos tipo 1 que corresponden a las plantas de bombeo de Río Churubusco y Gran Canal, 8 nodos tipo 3 de componentes que descargan a otros componentes, 4 nodos tipo 4 que son los cuatro vasos considerados y 6 derivaciones parciales de gasto de un componente a otro representadas por los nodos tipo 5.

La política de operación de cada uno de estos puntos de intercambio de flujo entre los componentes del sistema se adecuó a los datos de operación descritos en el subcapítulo 5.3.2 de acuerdo con lo siguiente:

- a). Para nodos tipo 1 (plantas de bombeo). Se bombeo todo lo que ingresa hasta el máximo de la capacidad instalada. El gasto máximo de bombeo para cada nodo es:

Nodo	Planta	Q máximo
1.	Churubusco (Río Churubusco tramo 7)	10 m ³ /s.
2.	Sinatel (Río Churubusco tramo 8)	6 m ³ /s.
3.	Central de Abastos (Río Churubusco tramo 12)	16 m ³ /s.
4.	Zaragoza (Río Churubusco tramo 15)	9 m ³ /s.

5.	López Mateos y Ejército de Oriente (Río Churubusco tramo 16)	20 m ³ /s.
6.	3 (Gran Canal tramo 2)	4.7 m ³ /s.
7.	4A, 5 y 5A (Gran Canal tramo 4)	30.5 m ³ /s.
8.	6 (Gran Canal tramo 6)	19 m ³ /s.
9.	6A (Gran Canal tramo 7)	13 m ³ /s.
10.	7 (Gran Canal tramo 8)	20 m ³ /s.

- b). Para nodos tipo 3 (Descarga Total). En estos nodos no se fija una política, ya que el gasto descargado por el conducto que aporta es transferido en su totalidad al tramo que recibe. En estos casos se tienen:

Nodo	Componente que aporta	Componente que recibe
12	Interceptor del Poniente	Vaso de Cristo
13	Río de la Piedad	Colector Churubusco
14	Interceptor Central	Emisor Central
15	Interceptor Centro-Poniente	Emisor Central
16	Río de los Remedios	Gran Canal
17	Río Consulado	Interceptor Central
18	Canal Nacional	P.B. Río Churubusco (Vaso Ficticio)
19	Colector Churubusco	P.B. Gran Canal (Vaso Ficticio)

- c). Para nodos tipo 4 (tanques de distribución). En este caso se consideraron al Vaso de Cristo, que descarga al Emisor del Poniente y al río de los Remedios; el Sistema de Aculco mediante el cual se puede transmitir el flujo hacia el Río Churubusco o al Colector Churubusco; la Planta de Bombeo C₉ -

nal Nacional-Río Churubusco, que descarga lo que le aportó el Canal Nacional hacia Río Churubusco; y una Planta de Bombeo en el Gran Canal, que descarga lo que aporta el Colector Churubusco.

En estos nodos la Política se define por medio de dos curvas elevación en el vaso-gasto descargado a cada componente.

Para el Vaso de Cristo estas curvas son:

Al Río de los Remedios

Elevación	0.0	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
Gasto	0.0	7.12	8.25	10.25	11.93	13.80	13.81

Al Emisor del Poniente

Elevación	0.00	3.10	4.00	4.50	5.00	5.30	6.00
Gasto	0.00	0.00	16.00	22.60	27.92	30.70	30.71

La Planta de Aculco en época de lluvias solo descarga al Río de Churubusco por lo que las curvas son:

Al Río Churubusco:

Elevación	0.0	4.0	5.0
Gasto	0.0	40.0	40.01

Al Colector Churubusco

Elevación	0.0	4.0	5.0
Gasto	0.0	0.0	0.0

En las otras dos plantas solo se está descargando al Río de Churubusco y al Gran-Canal respectivamente por lo que solo se tiene una curva, poniendo otra descarga ficticia con gasto cero para cualquier nivel.

La Planta de descarga a Río Churubusco queda:

Elevación	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00
Gasto	0.00	1.50	4.00	5.00	8.00	8.01

La Planta de Gran Canal queda:

Elevación	0.00	1.00	6.00	6.50
Gasto	0.00	10.00	50.60	50.61

d). Para nodos tipo 5 (derivaciones). En este caso la política se expresa como una relación tirante en el conducto que aporta, en m, - gasto derivado, en m^3/s .

Interceptor del Poniente al Interceptor Centro-Poniente.

Tirante	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
Gasto	0.00	1.00	3.00	6.00	20.00	25.00	25.01

Gran Canal del Desagüe al Interceptor del Oriente

Tirante	0.00	4.00	4.70	6.60	7.00	
Gasto	0.00	10.00	90.00	110.00	110.01	

Río de los Remedios al Interceptor Central

Tirante	0.00	0.50	1.40	2.00	2.30	100.00
Gasto	0.00	0.32	10.00	20.24	26.19	26.20

Interceptor del Poniente al Río Churubusco

Tirante	0.00	5.00	7.00	10.00	
Gasto	0.00	0.01	20.00	20.01	

Interceptor del Poniente al Río de la Piedad

Tirante	0.00	5.00	7.00	10.00	
Gasto	0.00	0.01	3.00	3.01	

Interceptor del Poniente al Río Consulado

Tirante	0.00	5.00	7.00	10.00	
Gasto	0.00	0.01	3.00	3.01	

5.5 Resultados y comparación con las mediciones.

Con los hidrogramas calculados se hizo una primer corrida con la operación mencio

nada en el subcapítulo 5.3.2.1 en la que se obtuvieron los máximos niveles del -- perfil del agua. Estos tirantes resultaron menores que los reportados, por lo que se analizaron los posibles motivos de estas diferencias.

Se encontro por un lado que los volúmenes calculados para las plantas de bombeo -- son menores que los volúmenes reportados, como se puede observar en la tabla 5.24, donde se muestran los datos de las plantas de bombeo del Gran Canal del Desagüe.

Estas diferencias tan grandes (de 2 a 4 veces), no pueden estar en la determina- -- ción de las áreas de aportación, las cuales fueron revisadas por el personal de -- la D.G.C.O.H., ni tampoco en la estimación del promedio de lluvia o el coeficien- -- te de escurrimiento, ya que un error en estos parámetros no puede significar una -- diferencia tan grande por lo que se concluye que los volúmenes medios están sobre -- estimados, debido probablemente a que se están calculando de acuerdo con las espe -- cificaciones teóricas de los equipos sin tomar en cuenta la eficiencia real de -- operación.

Por otro lado, comparando los reportes de bombeo al Gran Canal contra la transfe- -- rencia de este al Interceptor del Oriente se observa que este volumen también es- -- ta sobreestimado, ya que los volúmenes que le están entrando al Gran Canal son me -- nores que lo que se reporta como transferido. Aún suponiendo que parte del Gran -- Canal trabajara en contra sentido para descargar lo que le llega del Río de los -- Remedios por la obra de toma del Interceptor del Oriente los volúmenes no checan -- continuidad.

Por otro lado, sin modificar los volúmenes calculados antes, pero cambiando la po- -- lítica de operación en la transferencia del Gran Canal al Interceptor del Oriente -- y del Interceptor del Poniente al Interceptor Centro-Poniente, se modifican tam --

bién los tirantes máximos resultantes en la simulación por lo que se probó con varias alternativas para forzar tirantes similares a los reportados.

Considerando la máxima transferencia posible del Gran Canal al Interceptor del -- Oriente y que por la gran cantidad de azolve que tiene el Interceptor del Poniente la transferencia al Interceptor Centro-Poniente también se incrementa, se llegan a valores parecidos a los reportados, según se muestra a continuación:

	Dato	Modelo
Interceptor Central Lumbrera 9	21.72 m	14.71 m (tramo 4)
Interceptor Centro Lumbrera 10	24.72 m	14.71 m (tramo 4)
Interceptor Central Lumbrera 11	26.55 m	16.35 m (tramo 7)
Interceptor Central Lumbrera 08	17.60 m	18.04 m (tramo 9)
Interceptor Oriente Lumbrera 13	21.65 m	25.16 m (tramo 6)
Interceptor Oriente Lumbrera 0A	17.31 m	22.15 m (tramo 7)
Interceptor Oriente Lumbrera 0	22.19 m	22.15 m (tramo 7)
Emisor Central Lumbrera 7	16.50 m	7.67 m (tramo 11)
Interceptor Centro-Poniente Lumbrera 9	9.80 m	15.46 m (tramo 1)

De los resultados obtenidos en las corrientes de calibración se deduce que el modelo reproduce con una aproximación razonable las condiciones en que trabaja el sistema de drenaje para una tormenta dada y permite simular fácilmente diferentes -- condiciones en la operación.

Las diferencias que se obtuvieron comparando los tirantes resultantes con el modelo y los datos reales se explican en función de que las mediciones actualmente son confiables y por otro lado el sistema tiene una gran cantidad de azolve en algunos puntos como el Interceptor del Poniente y el Río de Churubusco, los cual-

es no pueden incluirse en la simulación por ser condiciones que varían constantemente.

6. ANALISIS DEL FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA

Una vez calibrado el modelo de simulación se procedió a analizar el funcionamiento del sistema de drenaje del Distrito Federal; para ello se realizaron diferentes alternativas con la tormenta mencionada en el inciso 4.1.2.2 y tomando en cuenta las consideraciones descritas en 5.4. El diagnóstico del funcionamiento del sistema se presenta para cada una de las alternativas simuladas y se dan algunas recomendaciones para mejorar la política de operación en cada una de ellas. En el presente capítulo se describen con mayor detalle los conceptos anteriormente mencionados.

Simulaciones realizadas

Con la finalidad de definir las políticas de transferencia más adecuadas entre los conductos que componen el sistema de drenaje, se llevaron a cabo varias simulaciones de todo el sistema en conjunto. Así, dependiendo del centro de la tormenta (posición) se analizaron diferentes alternativas de operación del sistema principal de drenaje. La tormenta empleada para las simulaciones fue la ocurrida el 1° de octubre de 1984 y para obtener un amplio análisis del funcionamiento del sistema fue necesario "trasponer" dicha tormenta en cinco posiciones.

Este proceso de "trasposición" se explica ya que debido a la poca frecuencia con que aparecen las tormentas extremas, es necesario ampliar la muestra de

este tipo de fenómeno mediante el empleo de la información registrada en otras zonas ("regionalización") y considerar que este fenómeno se puede presentar en el sitio de estudio.

Así pues, para cada posición que se analizó se generaron una serie de problemas y soluciones diferentes. También se definió en cada caso cual de las alternativas analizadas tenía un mejor funcionamiento en todo el sistema, es decir, donde se lograba disminuir los derrames o las cargas en los conductos. La metodología empleada en estos análisis, para cada posición de la tormenta comprende los siguientes puntos generales:

- Se consideraron cinco puntos o nodos de control en los que pueden variar se las transferencias entre conductos. Estos son:
 - a) El Vaso del Cristo, en donde pueden variarse los gastos descargados al Río de los Remedios y al Emisor del Poniente.
 - b) La planta de bombeo de Aculco que puede enviar el agua al Río Churubusco o hacia el Colector Churubusco.
 - c) La derivación del Interceptor Poniente al Interceptor Centro-Poniente.
 - d) La obra de Toma del Gran Canal que puede derivar los escurrimientos al Interceptor Oriente.
 - e) La derivación del Río de los Remedios al Interceptor Central.

- Se hizo una primera simulación para cada caso empleando como alternativa la operación actual.

- se observó el comportamiento de todos los conductos (si entraban en carga o derramaban) y se detectó cual o cuales de ellos funcionaban en condiciones más desfavorables.

- se realizaron nuevas simulaciones modificando las transferencias en los cinco puntos de control buscando mejorar el funcionamiento de los conductos "críticos".

- en algunas ocasiones, al modificar la política de transferencia se mejoraba el funcionamiento de algunos conductos pero se provocaban problemas en otros, en cuyo caso se hacían nuevas simulaciones hasta tener un funcionamiento adecuado en todo el sistema.

- con base en los resultados de todas las simulaciones se escogió la política de operación que daba el mejor funcionamiento para el conjunto.

Es importante mencionar que, independientemente de los cinco nodos considerados como puntos de transferencia entre conductos, para la operación debe tomarse

se en cuenta que es posible limitar el ingreso de agua a algunos drenes, como en el caso de las descargas al Drenaje Profundo y de las plantas de bombeo. - Desde luego esto ocasiona derrames a lo largo de los colectores que llega a esos sitios.

La primera alternativa en todos los casos corresponde a la operación actual - que, de acuerdo a los lineamientos presentados en el subcapítulo 5.3.2 resulta, para los cinco puntos de interés:

- a). Vaso del Cristo. Las descargas al Río de los Remedios y al Emisor - del Poniente dependen del nivel en el vaso, como sigue:

Política de descarga al Río de los Remedios

Elevación (m)	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00	5.30
Gasto (m ³ /s.)	0.00	7.12	8.25	10.25	11.93	13.80

Política de descarga al Emisor del Poniente

Elevación (m)	0.00	3.10	4.00	4.50	5.00	5.30
Gasto (m ³ /s.)	0.00	0.00	16.00	22.60	27.92	30.70

- b). Planta de bombeo Aculco. Se simula como un vaso por lo que las descargas al Río Churubusco y al Colector Churubusco dependen del nivel en el cárcamo, como sigue:

Elevación en el cárcamo (m)	0.00	4.00
Descarga a Río Churubusco (m ³ /s.)	0.00	40.00
Descarga a Colector Churubusco (m ³ /s.)	0.00	0.00

- c). **Transferencia del Interceptor del Poniente al Interceptor Centro-Poniente.** Depende del tirante en el Interceptor del Poniente, de acuerdo con la siguiente curva:

Tirante (m)	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
Gasto (m ³ /s.)	0.00	1.00	3.00	6.00	20.00	25.00	25.00

- d). **Transferencia del Gran Canal al Interceptor del Oriente.** Depende del tirante en el Gran Canal, de acuerdo con la siguiente curva:

Tirante (m)	0.00	4.00	4.70	6.60
Gasto (m ³ /s.)	0.00	10.00	90.00	110.00

- e). **Transferencia del Río de los Remedios al Interceptor Central.** Depende del tirante en el Río de los Remedios, de acuerdo con la siguiente curva:

Tirante (m)	0.00	0.50	1.40	2.00	2.30
Gasto (m ³ /s.)	0.00	0.32	10.00	20.24	26.10

A continuación se describen las alternativas de operación analizadas para cada posición de la tormenta y los resultados obtenidos.

6.1 Posición 1. Tormenta en el poniente (Tormenta real ocurrida el 10. de octubre de 1984, ver figura 6.1.a).

Los máximos gastos transferidos en los cinco puntos de control fueron:

a)	Del Vaso del Cristo al Río de los Remedios	7.78 m ³ /s.
	del Vaso del Cristo al Emisor del Poniente	0.00 m ³ /s.
b)	De la Planta de Bombeo Aculco al Río Churubusco	35.56 m ³ /s.
	de la Planta de Bombeo Aculco al Colector Churubusco	0.00 m ³ /s.
c)	Del Interceptor del Poniente al Interceptor Centro Poniente	25.01 m ³ /s.
d)	Del Gran Canal al Interceptor del Oriente	10.11 m ³ /s.
e)	Del Río de los Remedios al Interceptor Central	3.60 m ³ /s.

Con esta tormenta entraron en carga los siguientes conductos:

Interceptor del Poniente
 Interceptor Centro-Poniente
 Río Churubusco
 Río Consulado
 Colector Churubusco

El único conducto que derramó fue el Río San Buenaventura, como se puede observar en la figura 6.1.b.

Como alternativa en esta posición de la tormenta se modificó la transferencia del Interceptor del Poniente al Interceptor Centro-Poniente tratando de bajar la carga en este último, de acuerdo con la siguiente curva de transferencia:

Tirante en el I.P. (m)	0.00	1.00	2.00	3.00	4.99	5.00	6.00
Q. según operación actual	0.00	1.00	3.00	6.00	20.00	25.00	25.01
Q. para esta alternativa	0.00	2.00	5.00	9.00	15.00	15.01	15.01

Con esta modificación en el Interceptor del Poniente los gastos y tirantes se incrementaron muy poco y en el Interceptor Centro-Poniente sólo en los primeros tramos hubo disminución en los tirantes.

Como segunda alternativa se modificó la política de transferencia aumentando - la descarga para tirantes menores a 4.0 m. buscando transferir un mayor volumen sin tener gastos grandes para no ahogar al Interceptor Centro Poniente.

La curva de transferencia quedó como sigue:

Tirante en el I.P. (m)	0.00	1.00	2.00	3.00	4.99	5.00	6.00
Q. según operación actual	0.00	1.00	3.00	6.00	20.00	25.00	25.01
Q. para esta alternativa	0.00	3.00	7.00	12.00	20.00	20.01	20.01

Dada la similitud obtenida en esta posición con los resultados de la primera - no se analizaron alternativas de operación.

6.2 Posición 2. Tormenta en el Interceptor Centro-Poniente. (ver fig. 6.2.a).

Los máximos gastos transferidos en los cinco puntos de control fueron:

a)	Vaso del Cristo al Río de los Remedios	7.36 m ³ /s.
	vaso del Cristo al Emisor del Poniente	0.00 m ³ /s.
b)	De la Planta de Aculco al Río Churubusco	40.00 m ³ /s.
	de la Planta de Aculco al Colector Churubusco	0.00 m ³ /s.
c)	Del Interceptor del Poniente al Interceptor Centro Poniente	12.90 m ³ /s.
d)	Del Gran Canal al Interceptor del Oriente	58.33 m ³ /s.
e)	Del Río de los Remedios al Interceptor Central	5.75 m ³ /s.

Con esta tormenta entraron en carga: el Interceptor del Poniente, el Interceptor Centro-Poniente, el Río-Churubusco, el Colector Churubusco, el Río Consulado, el Interceptor Central, el Interceptor del Oriente y el Emisor Central como se muestra en la Fig. 6.2.b También se presentaron derrames en el Río San - Buenaventura y en el Gran Canal del Desagüe en los límites del Distrito Federal y el Estado de México.

Como alternativa en este caso se modificaron las transferencias del Interceptor del Poniente al Interceptor Centro Poniente, del Gran Canal al Interceptor Oriente y del Río de los Remedios al Interceptor Central para tratar de disminuir la carga en el Interceptor Central, Interceptor Centro-Poniente y en el Interceptor Oriente-Emisor Central.

Las modificaciones en las políticas son las siguientes:

Del Interceptor del Poniente al Interceptor Centro Poniente.

Tirante en el I.P. (m)	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
Q. según operación actual	0.00	1.00	3.00	6.00	20.00	25.00	35.00
Q. para esta alternativa	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00	4.01	4.01

Del Gran Canal al Interceptor Oriente

Tirante en G. C. (m)	0.00	4.00	4.70	6.60
Q. según operación actual	0.00	10.00	90.00	110.00
Q. para esta alternativa	0.00	1.82	2.14	3.00

Del Río de los Remedios al Interceptor Central

Tirante en R. Remedios (m)	0.00	0.50	1.40	2.00	2.30
Q. según operación actual	0.00	0.32	10.00	20.24	26.19
Q. para esta alternativa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01

Con estas transferencias se baja el máximo tirante del Interceptor Centro-Poniente de 15.11 m a 13.68; en el Interceptor Central sólo cambia el tirante - en el último tramo sin ser importante este cambio; en el Interceptor del Oriente-Emisor Central si hay cambio importante, ya que con esta alternativa no toma carga ningún tramo pero a cambio de esto el Gran Canal desborda un volumen mayor en el entronque con el Río de los Remedios.

Con esta tormenta se observa que es necesario transferir del Gran Canal al Interceptor del Oriente aunque limitando el gasto a un máximo de 35 m³/s. para no ocasionar carga al Interceptor. Por otro lado, se necesita bajar el nivel del Gran Canal cuando inicia la tormenta para evitar que derrame.

6.3 Posición 3. Tormenta en Gran Canal (ver fig. 6.3.a)

Los máximos gastos transferidos en los cinco puntos de control fueron:

a)	Vaso del Cristo al Río de los Remedios	5.91 m ³ /s.
	vaso del Cristo al Emisor del Poniente	0.00
b)	De la Planta de Aculco al Río Churubusco	40.00
	de la Planta Aculco al Colector Churubusco	0.00
c)	Del Interceptor del Poniente al Interceptor Centro-Poniente	5.15
d)	Del Gran Canal al Interceptor del Oriente	68.20
e)	Del Río de los Remedios al Interceptor Central	2.00

Con esta tormenta entraron en carga el Interceptor Centro-Poniente, el Interceptor Central, el Interceptor Oriente-Emisor Central, el Colector Churubusco y el Río Churubusco como se muestra en la Fig. 6.3.b También se presentaron derrames en el Río San Buenaventura, el Gran Canal y el Río de los Remedios.

Como alternativa se limitó la transferencia del Interceptor del Poniente al Interceptor Centro-Poniente, se incrementó la transferencia del Río de los Remedios al Interceptor Central y también se aumentó la transferencia del Gran Canal al Interceptor del Oriente, de acuerdo con lo siguiente:

Del Interceptor del Poniente al Interceptor Centro-Poniente

Tirante en el I. P. (m)	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
Q. según operación actual	0.00	1.00	3.00	6.00	20.00	25.00	25.01

Q. para esta alternativa	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00	4.01	4.01
--------------------------	------	------	------	------	------	------	------

Del Gran Canal al Interceptor del Oriente.

Tirante en el Gran C. (m)	0.00	3.80	4.00	4.70	6.60
Q. según operación actual	0.00	9.50	10.00	90.00	110.00
Q. para esta alternativa	0.00	10.00	50.00	90.00	110.00

Del Río de los Remedios al Interceptor Central

Tirante en el Río Remedios(m)	0.00	0.50	1.40	2.00	2.30
Q. según operación actual	0.00	0.32	10.00	20.24	26.19
Q. para esta alternativa	0.00	0.32	20.00	26.18	26.19

Con estas modificaciones el Interceptor del Poniente sigue sin entrar en carga; el Interceptor Centro-Poniente disminuye la máxima carga pero no se evita que entren en carga algunos tramos; en el Interceptor Central se aumentan la carga pero en unos cuantos centímetros solamente; el Gran Canal ya no derrama pero la carga en los primeros tramos del Interceptor Oriente se incrementa en 6.35 m.

Para una tormenta en esta posición se puede concluir que conviene no transferir del Interceptor del Poniente al Interceptor Centro-Poniente y por otro lado se debe transferir el máximo gasto posible del Gran Canal al Interceptor del Oriente para evitar que el Gran Canal derrame.

6.4 Posición 4. Tormenta en Aculco (ver fig. 6.4.a).

Los máximos gastos transferidos en los cinco puntos de control fueron:

a)	Vaso del Cristo al Río de los Remedios	7.29 m ³ /s.
	vaso del Cristo al Emisor del Poniente	0.00
b)	De la Planta de Aculco al Río Churubusco	28.44
	De la Planta de Aculco al Colector Churubusco	0.00
c)	Del Interceptor del Poniente al Interceptor Centro-Poniente.	15.28
d)	Del Gran Canal al Interceptor del Oriente	59.22
e)	Del Río de los Remedios al Interceptor Central	2.50

Con esta tormenta entraron en carga el Interceptor del Poniente, el Interceptor Centro-Poniente, el Río Churubusco y el Interceptor del Oriente. El Colector Churubusco derramó a la calle, como se puede ver en la Fig. 6.4.b.

Con la infraestructura actual y dado que no estamos transfiriendo de Aculco al Colector Churubusco no podemos evitar el derrame por lo que en esta posición la alternativa se limitó a tratar de bajar los tirantes en el Interceptor del Poniente modificando la transferencia de acuerdo con los siguiente:

Del Interceptor del Poniente al Interceptor Centro-Poniente.

Tirante en el I. P. (m)	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
Q. según operación actual	0.00	1.00	3.00	6.00	20.00	25.00	25.01
Q. según esta alternativa	0.00	3.00	3.00	12.00	20.00	20.01	20.01

Con esta modificación se logra disminuir los tirantes en el Interceptor del Poniente sin aumentar en forma significativa la carga en el Interceptor Centro-Po

niente.

6.5 Posición 5. Tormenta en el Sur (Río San Buenaventura, ver fig. 6.5.a)

Los máximos gastos transferidos en los cinco puntos de control fueron:

a)	Vaso del Cristo al Río de los Remedios	5.82 m ³ /s
	vaso del Cristo al Emisor del Poniente	0.00
b)	De la Planta de Aculco al Río Churubusco	40.00
	de la Planta de Aculco al Colector Churubusco	0.00
c)	Del Interceptor del Poniente al Interceptor Centro-Poniente	5.00
d)	Del Gran Canal al Interceptor del Oriente	69.21
e)	Del Río de los Remedios al Interceptor Central	1.85

Con esta tormenta entraron en carga el Río de Churubusco, el Colector Churubusco, el Río Consulado, el Interceptor del Oriente. También se presentó derrame en el Río San Buenaventura y el Gran Canal (Fig. 6.5.b).

Como alternativa se modificó la transferencia del Gran Canal al Interceptor del Oriente para no provocarle carga a este último.

Del Gran Canal al Interceptor del Oriente

Tirante en el G. Canal (m)	0.00	3.00	4.00	4.70	6.60
Q. según operación actual	0.00	7.50	10.00	90.00	110.00
Q. para esta alternativa	0.00	0.00	25.00	25.01	25.01

Con esto se logró que el Interceptor no entre en carga pero el Gran Canal incrementa el volumen derramando.

Como conclusión en esta tormenta se debe limitar la transferencia del Gran Canal al Interceptor del Oriente pero buscando bajar el tirante en el Gran Canal desde el inicio de la tormenta para evitar que derrame.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Si bien el modelo matemático empleado es de lo más completo, con la única limitación de la capacidad de las computadoras y la fidelidad de los datos, de cualquier manera no es más que un modelo; es decir, representan un sistema - muy parecido al que realmente se desea analizar, pero simplificado.

Teniendo en cuenta lo anterior, podemos decir que el modelo reproduce con una aproximación razonable el funcionamiento del sistema de drenaje, pero para poder obtener mejores resultados es recomendable mejorar la medición de niveles y gastos en algunos sitios importantes de la red, como son las plantas de bombeo, los ingresos al sistema por las diferentes lumbreras, las transferencias del Gran Canal al Interceptor del Oriente y del Interceptor del Poniente al Interceptor Centro-Poniente y los puntos críticos en donde puede desbordar o derramar el agua en condiciones extremas de precipitación.

Asimismo, partiendo del análisis de las simulaciones realizadas, se ha llegado a recomendaciones de orden práctico para la operación del sistema. Las tablas 7.1 a 7.5 muestran la política de operación recomendada y los rangos estudiados para cada posición de la tormenta y para cada uno de los puntos de control seleccionados. Cabe mencionar que las políticas recomendadas son el resultado de este estudio y son válidas para los rangos analizados, por lo que es conveniente continuar los estudios para etapas posteriores, y analizar tanto otras posibilidades de operación como diferentes tormentas.

Por otro lado es necesario y muy importante que se reduzca el crecimiento de la mancha urbana y la sobreexplotación del agua subte

ránea, porque, mientras más pueda reducirse el caos con que crece la ciudad menos desorbitada será la demanda de drenaje.

También es importante tener en cuenta las grandes erogaciones que plantea el crecimiento del drenaje y que obligan a definir una estrategia que además de lograr economía, marque una nueva orientación en el manejo de este importante servicio.

En este sentido, en infraestructura se requiere aprovechar la capacidad de los conductos sin saturarlos rápidamente, almacenando temporalmente los escurrimientos mediante pequeños vasos de regulación, aprovechando terrenos bajos y aún las calles. Desde luego hay que recordar que así como las presas tienen un vertedor de excedencias, las ciudades, deben contar con estructuras equivalentes; es decir, conductos de gran capacidad como el sistema de drenaje profundo que impiden correr altos riesgos de inundación que podrían ser de dimensiones catastróficas.

Y si bien es cierto que los caudales futuros demandan una ampliación en la -- infraestructura para desalojar el agua rápidamente, también lo es la necesidad de aprovechar cada vez en mayor medida el agua de lluvia por los altos costos del agua potable. Esto plantea la conveniencia de reorientar las políticas -- de drenaje y procurar regular en la medida posible los escurrimientos antes -- de descargarlos a los grandes conductos y eventualmente utilizarlos.

A partir de esta nueva orientación, se han identificado proyectos necesarios para realizar en los próximos años, entre los que destacan por su importancia:

- Extensión del Sistema de Drenaje Profundo. Existen actualmente 150.8 km. y se plantea construir 30.3 km más en los siguientes interceptores.

I. Oriente	5.0 km.
I. Central	11.4 km.
I. Oriente-Sur	10.1 km.
I. Centro-Centro	3.8 km.

- Drenaje del Sur-Oriente del Distrito Federal constituido por:

Las lagunas de regulación Xico, Tláhuac, Ciénega Grande y Ciénega Chica, con capacidad conjunta de 5'200,000 de m3. Además, la rectificación del Canal Chalco y la construcción del Túnel semiprofundo Canal de Chalco de 14.9 km, y uno más de 3.3 km que conectará éste con el Interceptor Oriente del drenaje profundo. También incluye el entubamiento del Río San Buenaventura.

- Túnel Anzaldo-San Buenaventura. Conducto de 8 km. para descargar las áreas de Anzaldo al Río San Buenaventura y regularlas en la Ciénega Chica.
- Un nuevo Interceptor del Poniente, un tercer túnel de Tequixquiac y un nuevo túnel paralelo al Emisor Central.

Con estos proyectos se contemplan la solución a corto y mediano plazo de las zonas que se ven afectadas por la falta de drenaje en algunos casos, y por la ineficiencia (debido a la rápida saturación de los conductos) de este servicio, entre otros.

Para finalizar, diremos que el panorama se caracteriza por una problemática compleja y servicio deficitario. Conocemos la infraestructura por desarrollar, y se pretende crear una mayor y mejor coordinación a fin de utilizar más eficientemente las instalaciones actuales y futuras. Esta coordinación debe extenderse a la operación de la infraestructura ya que se requiere una comunicación ágil para -- que sea posible tomar decisiones oportunas y adecuadas.

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

1. DDF, DGCCH, "El Sistema Hidráulico del Distrito Federal", Departamento del Distrito Federal, México 1982.
2. DDF, DGCCH, "Plan Maestro de Drenaje de la Ciudad de México", realizado por DIRAC para el DDF, México, 1982.
3. DDF, DGCCH, "Memorias del Drenaje Profundo", tomo II, Departamento del Distrito Federal, México, 1975.
4. Domínguez, R. y Lesser, B., "Modelo de Simulación del Sistema Principal de Drenaje del Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, feb. 1982.
5. Domínguez, R. y Lesser, B., "Calibración del Modelo de Simulación del Sistema Principal de Drenaje del Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, Oct. 1982.
6. DDF, DGCCH, "Modelo de Simulación de las presas del Poniente de la Ciudad de México", Departamento del Distrito Federal, México, 1983.
7. Berezowsky, M., "Esguerramiento a superficie libre". Capítulo A.2.9, Manual de Obras Civiles, CFE, México, 1981.
8. DDF, DGCCH, "Manual de Hidráulica Urbana", Tomos I, II y III, Departamento del Distrito Federal, México, 1982.
9. C.F.E. "Sección de Hidrotécnica". Manual de Obras Civiles, C.F.E., México, 1981.
10. Springall, R., "Hidrología", Primera parte, Publicación D-7, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1970.
11. PECSA, "Normas para proyectos de agua potable y alcantarillado", Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del D.D.F., México, 1985.

T A B L A S

Tabla 3.1 Areas urbanas y no urbanas correspondientes a los subsistemas de colectores.

Nº DE LA DESCARGA	AREA URBANA (km ²)	AREA NO URBANA (km ²)	AREA TOTAL (km ²)
1.1	6.409	4.237	10.646
1.2	2.104	0	2.104
1.3	2.826	0	2.826
1.4	1.621	0	1.621
1.5	2.179	0	2.179
1.6	0.890	0	0.890
1.7	1.108	0	1.108
1.8	1.178	0	1.178
1.9	1.141	0	1.141
1.10	1.220	0	1.220
1.11	1.640	0	1.640
1.12	0.320	0	0.320
1.13	1.351	0	1.351
1.14	0.114	0	0.114
1.15	0.060	0	0.060
1.16	0.808	0	0.808
1.17	0.492	0	0.492
1.18	1.260	0	1.260
1.19	2.879	0	2.879
1.20	0.152	0	0.152
2.1	0.687	0	0.687
2.2	1.152	0	1.152
2.3	4.227	0	4.227
2.4	1.089	0	1.089
2.5	22.522	23.634	46.156
2.6	8.823	0	8.823
2.7	3.038	0	3.038
2.8	1.225	0	1.225
2.9	1.061	0	1.061
2.10	25.688	0	25.688
3.1	2.428	0	2.428
3.2	1.711	0	1.711
3.3	1.161	0	1.161
3.4	7.805	0	7.805
3.5	13.842	0	13.842
3.6	10.743	0	10.743
4.1	1.732	0	1.732
4.2	5.120	0.879	5.999
4.3	7.222	0	7.222
4.4	0.803	0	0.803
4.5	0.755	0	0.755
4.6	2.232	0	2.232
4.7	2.930	0	2.930
4.8	6.809	0	6.809
4.9	1.069	0	1.069
4.10	3.096	0	3.096

Tabla 3.1 Continuación

Nº DE LA DESCARGA	AREA URBANA (km ²)	AREA NO URBANA (km ²)	AREA TOTAL (km ²)
4.11	4.560	0	4.560
4.12	2.026	0	2.026
4.13	0.522	0	0.522
6.1	1.613	0	1.613
6.2	4.401	0	4.401
6.3	2.864	0	2.864
6.4	13.232	0	13.232
6.5	2.851	0	2.851
6.6	1.228	0	1.228
6.7	10.082	0	10.082
6.8	8.271	0	8.271
6.9	3.262	0	3.262
6.10	5.211	3.479	8.690
7.1	2.682	0	2.682
7.2	1.351	0.900	2.251
7.3	8.303	5.535	13.838
8.1	0.237	0	0.237
8.2	1.220	0	1.220
8.3	0.256	0	0.256
8.4	1.000	0	1.000
8.5	0.374	0	0.374
8.6	1.884	0	1.884
8.7	1.610	0	1.610
8.8	1.870	0	1.870
8.9	1.358	0	1.358
8.10	4.500	0	4.500
9.1	1.520	0	1.520
9.2	1.830	0	1.830
9.3	1.830	0	1.830
9.4	0.704	0	0.704
9.5	0.760	0	0.760
9.6	0.600	0	0.600
9.7	0.910	0	0.910
9.8	1.220	0	1.220
9.9	1.663	0	1.663
11.1	5.178	0.47	5.648
11.2	0.543	0	0.543
11.3	3.050	0	3.050
12.1	13.085	0	13.085
12.2	4.545	0	4.545
12.3	3.110	0	3.110
12.4	0.929	0	0.929
12.5	2.175	0	2.175
12.6	0.400	0	0.400
12.7	2.017	0	2.017
12.8	1.012	0	1.012
12.9	0.560	0	0.560
12.10	5.868	0	5.868

Tabla 3.1 Continúa

Nº DE LA DESCARGA	AREA URBANA (km ²)	AREA NO URBANA (km ²)	AREA TOTAL (km ²)
12.11	2.440	0	2.440
12.12	6.937	0	6.937
12.13	11.856	0	11.856
12.14	12.223	0	12.223
12.15	5.002	0	5.002
12.16	8.504	0	8.504
12.17	0.479	0	0.479
12.18	0.479	0	0.479
12.19	0.479	0	0.479
13.1	0.907	0.907	1.814
13.2	0.646	0.647	1.293
13.3	3.681	0	3.681
13.4	0.727	0.728	1.455
15.1	97.088	43.468	140.556

Tabla 3.2 Contin uación

Nº DE LA DESCARGA	NOMBRE DEL COLECTOR PRINCIPAL	DREN PRINCIPAL DE DESCARGA	PUNTO DE DESCARGA
4.11	Hangares	Colector Churubusco	P.V. 32
4.12	Norte 3	Colector Churubusco	P.V. 27
4.13	Vidal Chire	Colector Churubusco	P.V. 02
6.1	Central	Interceptor Central	Lumbrera Nº 7
6.2	Héroos	Interceptor Central	Lumbrera Nº 7
6.3	Héroos	Interceptor Central	Lumbrera Nº 8
6.4	Colector 11	Interceptor Central	Lumbrera Nº 9
6.5	Colector 5	Interceptor Central	Lumbrera Nº 9
6.6	San Juan de Letrán	Interceptor Central	Lumbrera Nº 9
6.7	Colector 15	Interceptor Central	Lumbrera Nº 10
6.8	Moyobamba	Interceptor Central	Lumbrera Nº 11
6.9	Remedios Sur	Interceptor Central	Obra Der. Río de los Remedios
6.10	Acueducto Gpe. Sur	Interceptor Central	Obra Der. Río Tlalnepantla
7.1	Madrina	Interceptor Oriente	Lumbrera Nº 8C
7.2	Venustiano Carranza	Interceptor Oriente	Lumbrera Nº 13
7.3	Chalmita	Interceptor Oriente	Lumbrera Nº 13
8.1	Anillo P. Sur	Colector Río de la Piedad	P.V. 134
8.2	Prol. San Antonio	Colector Río de la Piedad	P.V. 134
8.3	Leonardo da Vinci	Colector Río de la Piedad	P.V. 128
8.4	Augusto Rodin	Colector Río de la Piedad	P.V. 113
8.5	11 de Abril	Colector Río de la Piedad	P.V. 103
8.6	P. Río Tacubaya Sur	Colector Río de la Piedad	P.V. 99
8.7	P. Río Tacubaya Nte.	Colector Río de la Piedad	P.V. 98
8.8	Sindicalismo Norte	Colector Río de la Piedad	P.V. 98
8.9	Nicolás San Juan	Colector Río de la Piedad	P.B. Nicolás San Juan
8.10	Tonalá	Colector Río de la Piedad	P.B. Tonalá
9.1	Consulado	Río Consulado	P.V. Nº 97A
9.2	San Joaquín Norte	Río Consulado	P.V. Nº 97A
9.3	R. San Joaquín Sur	Río Consulado	P.V. Nº 97A
9.4	Darwin C.E.	Río Consulado	P.V. Nº 97A
9.5	Thiers	Río Consulado	P.V. Nº 96
9.6	Ejército Mal. Oriente	Río Consulado	P.V. Nº 93
9.7	B. La Ascención	Río Consulado	P.V. Nº 89
9.8	Tizoc	Río Consulado	P.B. Tizoc
9.9	R. Calz. de los Gallos	Río Consulado	P.B. Calz. de los Gallos
11.1	El Rosario	Río de los Remedios	P.B. Unidad del Rosario
11.2	ANBSA	Río de los Remedios	P.B. ANBSA
11.3	Pedro Galán	Río de los Remedios	P.B. Unidad C.T.M.
12.1	Central	Gran Canal de Desagüe	P.B. Nº 1
12.2	Morazán	Gran Canal de Desagüe	P.B. Nº 1A
12.3	Norte 17	Gran Canal de Desagüe	P.B. Nº 2
12.4	Oceanía	Gran Canal de Desagüe	P.B. Nº 2
12.5	Colector 7	Gran Canal de Desagüe	P.B. Nº 3
12.6	Electricistas	Gran Canal de Desagüe	P.B. Nº 4A
12.7	Transval	Gran Canal de Desagüe	P.B. Nº 4A
12.8	Zapata Sur	Gran Canal de Desagüe	P.B. Nº 4A
12.9	Gertrúdz Sánchez	Gran Canal de Desagüe	P.B. Nº 4A
12.10	Colector 5	Gran Canal de Desagüe	P.B. Nº 5

Tabla 3.2 Continuación

Nº DE LA DESCARGA	NOMBRE DEL COLECTOR PRINCIPAL	DREN PRINCIPAL DE DESCARGA	PUNTO DE DESCARGA
12.11	Colector 11A	Gran Canal de Desagüe	P.B. Nº 6
12.12	Colector 11	Gran Canal de Desagüe	P.B. Nº 6
12.13	Avenida 510	Gran Canal de Desagüe	P.B. Nº 6A
12.14	Colector 15	Gran Canal de Desagüe	P.B. Nº 7
12.15	13 Norte	Gran Canal de Desagüe	P.B. Nº 7
12.16	Camino Sur	Gran Canal de Desagüe	Obra de Toma
12.17	Gran Canal	Gran Canal de Desagüe	P.B. Nº 8
12.18	5 de Mayo	Gran Canal de Desagüe	P.B. Nº 8
12.19	Coyol	Gran Canal de Desagüe	P.B. Nº 8
13.1	Hueso Oriente	San Buenaventura-Canal Nacional	Km.
13.2	Bombas Oriente	San Buenaventura-Canal Nacional	Km.
13.3	Sicilia Sur	San Buenaventura-Canal Nacional	P.B. Lomas Estrella
13.4	Virgen Oriente	San Buenaventura-Canal Nacional	P.B. Lomas Estrella
15.1	Apatlaco	P.B. Apatlaco	P.B. Apatlaco

Tabla 3.3 Areas urbana y no urbana de las cuencas naturales del Poniente.

CUENCA	AREA URBANA (Km ²)	AREA NO URBANA (Km ²)	AREA TOTAL (Km ²)
Mixcoac	0.893	32.3	33.193
Becerra	1.515	5.418	6.933
Becerra A.	0.368	0.425	0.788
Becerra B.	0.815	0.955	1.770
Tacubaya	1.389	8.307	9.696
Ruiz Cortines	0.811	0.493	1.304
Capulín	3.085	7.474	10.559
San Joaquín	8.829	13.196	22.025
Tornillo	1.470	0.975	2.448
Tarangó	0.844	4.316	5.160
Pilares	0.423	0.387	0.810
Tequilazgo	1.849	11.241	13.090
La mina	0.613	0.727	1.340
Las Flores	0.707	0.700	1.407
Texcalatlaco	1.639	4.800	6.440
Coyotes	1.380	0.733	2.110
Anzaldo	7.067	75.313	82.38
Hondo	1.768	110.618	112.386
Sordo	0.045	23.511	23.556
Cuartos	1.724	20.089	21.813
Totolica	10.276	8.045	18.321
Julianas	0.0	2.621	2.621
Los Arcos	0.0	5.874	5.874
El Colorado	0.0	6.427	6.427
La Colorada	0.0	8.579	8.579
* Río Tlalnepantla	6.455	0.0	6.455
* Río San Javier	14.212	7.142	21.354
+ Río Hondo	10.353	6.750	17.103
++ Río Chico	11.144	6.477	17.622
** Echegaray	2.754	0.0	2.754
+++Río Barrilaco	0.344	0.0	0.344

* Considerados desde su confluencia con el río de los Remedios al Emisor Poniente.

+ De la presa Hondo hasta el Interceptor Poniente

** De la confluencia del canal del tornillo con el Interceptor Poniente al Vaso del Cristo.

++ De la presa Colorado al Vaso del Cristo

+++De la presa Barrilaco al Interceptor Poniente.

NOTA.- Las últimas seis cuencas se tuvieron que calcular, ya que no están considerados en la Ref. 6.

TABLA 3.4 Areas urbana y no urbana correspondiente a las cuencas naturales del Sur-Oriente.

CUENCA	AREA URBANA (Km ²)	AREA NO URBANA (Km ²)	AREA TOTAL (Km ²)
Río San Buenaventura	5.95	64.32	70.27
Río Santiago	1.974	123.206	125.18
Río San Lucas	2.195	27.245	29.44
Río San Gregorio	8.712	60.998	69.71
Río Milpa Alta	9.897	129.523	139.42
Río Mixquic	0.530	17.680	18.21
Río Amecameca	16.207	331.063	347.27
Río de la Compañía	11.837	293.763	305.60
Río San Francisco	4.271	121.499	125.77

TABLA 3.5 Cuencas naturales y puntos de descarga al sistema principal de drenaje.

No. DE LA DESCARGA	NOMBRE DEL CAUCE	DREN PRINCIPAL DE DESCARGA	PUNTO DE DESCARGA
1.A	Presa Anzaldo	Int. Poniente	Lumb. 1
1.B	Río Barrilaco	Int. Poniente	L-13 (1.16) (1.17)
1.C	Río Hondo	Int. Poniente	Confluencia con Tornillo
1.D	Presa Las Flores	Int. Poniente	Col. Río San Angel
1.E	Presa San Joaquín	Int. Poniente	Col. Camino real Toluca
1.F	Presa Tornillo	Int. Poniente	Canal del Tornillo
1.G	Presa Periodista	Int. Poniente	Col. Río San Joaquín
1.H	Presa Hondo	Int. Poniente	Canal del Tornillo
6.A	Río Tlalnepantla	Int. Central	Lumb. 13
6.B	Río San Javier	Int. Central	Lumb. 13
11.A	Río Tlalnepantla	Río de los Remedios	Km = 2 + 000
11.B	Río San Javier	Río de los Remedios	Km = 2 + 000
13.A	Río San Buenaventura	Río San Buenaventura	Club de Golf México
14.A	Echegaray	Vaso del Cristo	Vaso del Cristo
14.B	Río Chico	Vaso del Cristo	Vaso del Cristo

Tabla 3.6 Tiempos de traslado y concentración correspondientes a los subsistemas de colectores.

No. de la Descarga	Tt (min)	Tc (min)	No. de la Descarga	Tt (min)	Tc (min)
1.1	15	30	6.6	57	72
1.2	5	20	6.7	24	39
1.3	18	33	6.8	45	60
1.4	22	37	6.9	33	48
1.5	26	41	6.10	47	62
1.6	16	31	7.1	23	38
1.7	18	33	7.2	18	33
1.8	5	20	7.3	82	97
1.9	4	19	8.1	12	27
1.10	4	19	8.2	6	21
1.11	4	19	8.3	17	32
1.12	8	23	8.4	23	38
1.13	3	18	8.5	9	24
1.14	7	22	8.6	19	34
1.15	2	17	8.7	8	23
1.16	5	20	8.8	14	29
1.17	11	26	8.9	17	32
1.18	14	29	8.10	67	82
1.19	3	18	9.1	35	50
1.20	11	26	9.2	8	23
2.1	140	155	9.3	9	24
2.2	5	20	9.4	16	31
2.3	50	65	9.5	6	21
2.4	123	138	9.6	2	17
2.5	13	28	9.7	16	31
2.6	108	123	9.8	15	30
2.7	36	51	9.9	83	98
2.8	16	31	11.1	41	56
2.9	49	64	11.2	7	22
2.10	202	217	11.3	16	31
3.1	14	29	12.1	133	148
3.2	16	31	12.2	28	43
3.3	19	34	12.3	173	188
3.4	61	76	12.4	85	100
3.5	51	66	12.5	82	97
3.6	79	94	12.6	7	22
4.1	20	35	12.7	2	17
4.2	82	97	12.8	5	20
4.3	103	118	12.9	6	21
4.4	17	32	12.10	62	77

Tabla 3.6 Continúa.

No. de la Descarga	Tt (min)	Tc (min)	No. de la Descarga	Tt (min)	Tc (min)
4.5	7	22	12.11	75	90
4.6	27	42	12.12	111	126
4.7	21	36	12.13	115	130
4.8	56	71	12.14	75	90
4.9	23	38	12.15	85	100
4.10	47	62	12.16	67	82
4.11	50	65	12.17	9	24
4.12	60	75	12.18	7	22
4.13	13	28	12.19	35	50
6.1	22	37	13.1	13	28
6.2	65	80	13.2	19	34
6.3	17	32	13.3	32	47
6.4	89	104	13.4	20	35
6.5	38	53	15.1	317	332

TABLA 3.7 Características físicas de los cauces principales
de las cuencas del Sur-Oriente.

CUENCA	TRAMO CONSIDERADO	LONGITUD LT (mts)	PENDIENTE MEDIA \bar{S}	TIEMPO DE CONCENTRACION (hrs)
Río San Buenaventura	0+000 al 17+200	17200	0.03408	2.06
Río Santiago	0+000 al 23+000	23000	0.03483	2.79
Río San Lucas	0+000 al 11+500	11500	0.05823	1.30
Río San Gregorio	0+000 al 12+000	12000	0.03851	1.57
Río Milpa Alta	0+000 al 15+500	15500	0.05750	1.64
Río Mixquic	0+000 al 5+000	5000	0.10911	0.54
Río Amecameca	0+000 al 40+250	40250	0.01152	6.36
Río de la Compañía	0+000 al 35+500	35500	0.01509	5.20
Río San Francisco	0+000 al 24+200	24200	0.02303	3.29

Tabla 3.8 Características físicas de los cauces principales de las cuencas del Poniente.

CUENCAS DEL PONIENTE

CUENCA	TRAMO CONSIDERADO	LONGITUD LT (mts.)	PENDIENTE MEDIA S	TIEMPO DE CONCENTRACION (HR \bar{S})
Mixcoac	17+000 al 4+650	12350	0.0400	1.58
Becerra	9+000 al 3+360	5640	0.0257	1.03
Becerra A.	3+360 al 2+300	1060	0.0159	0.34
Becerra B.	5+000 al 1+720	3280	0.0320	0.62
Tacubaya	12+500 al 2+560	9940	0.0311	1.48
Ruiz Cortinez (Represa Tacubaya)	2+560 al 1+500	1060	0.0140	0.36
Capulín	15+000 al 6+000	9000	0.0331	1.34
San Joaquín	15+000 al 1+860	13140	0.0258	1.97
Tornillo	3+500 al 1+840	1660	0.0245	0.41
Tarango	7+000 al 2+220	4780	0.0418	0.75
Pilares	1+300 al 0+380	920	0.0402	0.20
Tequilazgo	14+000 al 4+640	9860	0.0621	1.10
La Mina	4+640 al 2+740	1900	0.0332	0.40
Tas Flores	3+000 al 0+280	3220	0.0466	0.50
Texcalatlaco	10+000 al 3+800	6200	0.0440	0.90
Coyotes	4+000 al 1+620	2380	0.0497	0.40
Anzaldo	23+000 al 3+620	19380	0.0484	2.10
Hondo	29+500 al 5+620	23880	0.0351	2.77
Sordo	21+500 al 4+000	17500	0.0337	2.21
Cuartos	18+000 al 2+400	15600	0.0346	2.01
Totolica	17+500 al 6+460	11040	0.0463	1.37
Julianas	10+000 al 6+800	3200	0.0455	0.53
Los Arcos	6+800 al 2+760	4040	0.0252	0.80
El Colorado	11+000 al 4+750	6250	0.0259	1.11
Col. Colorado	10+000 al 4+040	5960	0.0330	0.97
Río Tlalnepantla*	0+000 al 8+780	8780	0.0020	3.8722
Río Tlalnepantla*	0+000 al 8+780	8780	0.0020	3.8722
Río San Javier*	0+000 al 10+295	10295	0.0020	4.3367
Río Hondo +	5+620 al (-2+300)	7940	0.0050	2.5117
Río Chico ++	4+750 al (-2+900)	7740	0.0049	2.4757
Echegaray **	2+320 al (5+500)	3180	0.0013	2.1107
Río Barrilaco +++	0+000 al 1+000	1000	0.0230	0.2829

- * Consideradas desde su confluencia con el río de los Remedios (0+000) al Emisor Poniente.
- ** Se considerará de la confluencia del Canal del Tornillo e Interceptor Poniente (2+320) al Vaso del Cristo (5+500).
- + Se considerará de la presa Hondo (5+620) a Canal del Tornillo (0+000) y hasta la confluencia con el Interceptor Poniente (-2+300).
- ++ Se considerará de la Presa Colorado (4+750) al Río Chico de los Remedios -- (0+000) y de ahí al Vaso del Cristo (-2+990).
- +++De la presa Barrilaco (0+000) al Interceptor Poniente (1+000).

Tabla 4.1 Registro de intensidades de lluvia en la zona urbana del Distrito Federal.

TESTS CON FALLAS DE ORIGEN

REGISTRO DE INTENSIDADES DE LLUVIA EN LA ZONA URBANA DEL DISTRITO FEDERAL

PERIODO DEL 1 DE ENERO AL 31 DE DICIEMBRE DE 1964

NÚMERO DE ESTACION	DELEGACION	NÚMERO DE PLUVIÓMETRO EN 24 HORAS	TIPO DE LLUVIA				TOTAL
			DE LA NOCHE	DE LA MAÑANA	DE LA TARDE	DE LA NOCHE	
1.- TAPACHICUILA	O.A.MADERO	4 - 5	14.15	19.15	1.05	34.35	
2.- O.T. RIO BENEDICTO	O.A.MADERO	12 - 3	15.25	21.00	12.19	48.44	
3.- P.B. LINDENTISTA	O.A.MADERO	7 - 7	15.45	20.40	9.91	45.76	
4.- COYUL	O.A.MADERO	23 - 5	14.45	20.10	23.82	58.37	
5.- FLORENTINERA 101	O.A.MADERO	11 - 8	14.00	21.09	0.25	35.34	
6.- P.T. ROSARIO	AZCAPOZALCO	23 - 1	15.00	19.00	17.00	51.00	
7.- POZO SANTA LUCIA	AZCAPOZALCO	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	
8.- P.B. N. SIA-MARIA	AZCAPOZALCO	7 - 8	13.15	20.50	7.37	41.02	
9.- TQUE SAN JOAQUIN	M. HIDALGO	27 - 9	7.50	21.20	1.70	29.40	
10.- P.B. TIZOC	M. HIDALGO	10 - 2	6.10	7.40	0.70	14.20	
11.- LUPITO DEL D.F.	CUAHUTEMOC	19 - 9	15.00	16.55	17.87	49.42	
12.- SAN ANTONIO AEROL	CUAHUTEMOC	19 - 9	15.20	19.09	25.31	59.60	
13.- P.B. LOPEZ MATEOS	C. GARCERAN	3 - 0	15.15	20.55	12.44	48.14	
14.- P.B. DOMINGUECO L.	V. CARRANCA	1 - 1	15.20	20.10	15.75	51.05	
15.- TIANHUAJO	A. OLARCOA	4 - 3	9.00	9.75	0.75	19.50	
16.- TREF. SANTA LUCIA	A. OLARCOA	2 - 4	14.10	20.25	43.16	77.51	
17.- TACONE EL TIEMPO	A. OLARCOA	4 - 1	7.00	9.20	1.37	17.57	
18.- CENTRO UNIVERSITARIO	A. OLARCOA	4 - 1	15.00	19.15	8.09	42.24	
19.- ESTILOCORRUTACION	C. GAMAZA	2 - 0	15.00	15.00	0.00	30.00	
20.- F.D. MURILLO LITTE	C. GAMAZA	11 - 0	9.10	15.15	11.10	35.35	
21.- TARDI EL CARTERO	CUAJIMALPA	11 - 2	10.15	10.50	0.35	21.00	
22.- LA UNDA	CUAJIMALPA	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	

Tabla 4.1 Continuación.

DESEMPEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA EN LA ZONA URBANA DEL D.F.
EN LOS SEMESTRES 1974-1975

HOJA NO. 3	DISTRITO DE LA ZONA URBANA DEL D.F.		DISTRITO DE LA ZONA URBANA DEL D.F.				
	DELEGACIÓN	CIRCUITO	ALTIMETRIA DE LA TUBERIA (M)	HORA DE ENTRADA (M)	ALTIMETRIA DE LA TUBERIA (M)	ALTIMETRIA DE LA TUBERIA (M)	ALTIMETRIA DE LA TUBERIA (M)
41.- PUEMPINTOS	NORTE D.F.	22-5	11.00 5.00	18.30 6.00	12.00 15.75	20 40	21.07 15.75
45.- VAGO DE CRISTO	NORTE D.F.	29-9	10.10 5.00	10.30 6.00	20.00 4.00	200 60	21.07 4.00
46.- PACHICOMULA 1	NORTE D.F.	9-1	12.00	20.00	8.00	200	1.00
47.- PACHICOMULA 2	NORTE D.F.	5-0	8.00 22.20	9.00 22.20	9.00 1.00	100 10	0.00 0.00
48.- PALMAS	OESTE D.F.	47-7	6.20 16.10 25.00	9.10 19.40 23.00	0.50 0.50 0.50	100 10 200	0.20 0.00 0.00
49.- EL VERDEJO	OESTE D.F.	26-1	8.00 12.00 1.10	9.00 13.00 1.10	0.20 0.20 0.20	5 10 5	0.00 0.00 0.00

ELABORÓ: PROF. CARMEN SOLÍS

Tabla 4.2 Ejemplo del cálculo de las precipitaciones medias de la Tormenta Histórica del 7 de septiembre de 1984.

Núm. de Descarga	isoyetas	hpi (mm)	Area entre Isoyetas Ai (km ²)	hpi x Ai	Σ hpi x Ai Acumulado	hp media (mm)	hp máx. (mm)
1.1	60-50	55	5.896	324.28	324.28	48.18	60.00
	50-40	45	2.240	100.80	425.08	48.18	60.00
	40-30	35	2.510	87.85	512.93	48.18	60.00
			Σ = 10.616				
1.2	60-68	64	0.221	14.14	14.14	54.77	68.00
	60-50	55	1.635	89.93	104.07	54.77	68.00
	50-40	45	0.248	11.16	115.23	54.77	68.00
			Σ = 2.104				
1.3	60-50	55	0.890	48.95	48.95	47.41	60.00
	50-40	45	1.727	77.72	126.67	47.41	60.00
	40-30	35	0.209	7.32	133.99	47.41	60.00
			Σ = 2.826				
1.4	60-68	64	0.114	7.30	7.30	50.40	68.00
	60-50	55	0.658	36.19	43.49	50.40	68.00
	50-40	45	0.849	38.21	81.70	50.40	68.00
			Σ = 1.621				
1.5	60-50	55	1.419	78.05	78.05	51.51	60.00
	50-40	45	0.760	34.20	112.25	51.51	60.00
			Σ = 2.179				
1.6	60-50	55	0.027	1.49	1.49	45.31	60.00
	50-40	45	0.863	38.84	40.33	45.31	60.00
			Σ = 0.890				
1.7	60-50	55	1.108	60.94	60.94	55.00	60.00
			Σ = 1.108				
1.8	60-50	55	0.034	1.87	1.87	44.42	60.00
	50-40	45	1.041	46.85	48.72	44.42	60.00
	40-30	35	0.103	3.61	52.33	44.42	60.00
			Σ = 1.178				
1.9	50-40	45	0.571	25.70	25.70	40.00	50.00
	40-30	35	0.570	19.95	45.65	40.00	50.00
			Σ = 1.141				

Tabla 4.3 Alturas de precipitación media afectadas por el factor de ajuste por duración (tormenta del 7 de Septiembre de 1984)

No. de la Descarga	Hp media (mm)	FRD=0.84 hp (mm)	No. de la Descarga	Hp media (mm)	FRD=0.84 hp (mm)
1.1	48.18	40.47	7.1	15.00	12.60
1.2	54.77	46.01	7.2	5.00	4.20
1.3	47.41	39.82	7.3	5.55	4.66
1.4	50.40	42.34	8.1	52.43	44.04
1.5	51.51	43.27	8.2	50.95	42.80
1.6	45.30	38.05	8.3	50.98	42.82
1.7	55.00	46.20	8.4	45.00	37.80
1.8	44.41	37.30	8.5	52.81	44.36
1.9	40.00	33.60	8.6	52.81	44.36
1.10	36.16	30.37	8.7	42.09	35.36
1.11	27.62	23.20	8.8	44.37	37.27
1.12	25.00	21.00	8.9	45.14	37.92
1.13	25.00	21.00	8.10	41.83	35.14
1.14	25.00	21.00	9.1	33.26	27.94
1.15	25.00	21.00	9.2	33.26	27.94
1.16	25.00	21.00	9.3	33.26	27.94
1.17	25.00	21.00	9.4	33.26	27.94
1.18	25.00	21.00	9.5	33.26	27.94
1.19	25.00	21.00	9.6	15.42	12.95
1.20	25.00	21.00	9.7	15.42	12.95
2.1	34.05	28.60	9.8	15.42	12.95
2.2	43.73	36.73	9.9	15.69	13.18
2.3	22.86	19.20	11.1	24.47	20.55
2.4	15.00	12.60	11.2	15.00	12.60
2.5	6.22	5.22	11.3	10.44	8.77
2.6	7.60	6.38	12.1	30.46	25.59
2.7	53.04	44.55	12.2	25.00	21.00
2.8	7.29	6.12	12.3	18.09	15.20
2.9	14.10	11.84	12.4	22.14	18.60
2.10	5.00	4.20	12.5	25.00	21.00
3.1	25.25	21.21	12.6	23.10	19.40
3.2	19.71	16.56	12.7	15.00	12.60
3.3	21.07	17.70	12.8	15.18	12.75
3.4	15.00	12.60	12.9	22.13	18.59
3.5	26.19	22.00	12.10	16.34	13.73
3.6	23.88	20.06	12.11	11.57	9.72
4.1	8.78	7.38	12.12	14.18	11.91
4.2	5.17	4.34	12.13	8.45	7.10
4.3	10.81	9.08	12.14	6.91	5.80
4.4	15.00	12.60	12.15	14.64	12.30
4.5	15.00	12.60	12.16	8.43	7.08
4.6	15.57	13.08	12.17	15.00	12.60
4.7	15.00	12.60	12.18	15.00	12.60
4.8	22.71	19.08	12.19	15.00	12.60
4.9	16.78	14.10	13.1	5.00	4.20
4.10	24.02	20.18	13.2	8.69	7.30

Tabla 4.3 Continuación.

No. de la Descarga	Hp media (mm)	FRD=0.84 hp (mm)	No. de la Descarga	Hp media (mm)	FRD=0.84 hp (mm)
4.12	15.75	13.23	13.4	15.00	12.60
4.13	25.00	21.00	15.1	25.43	21.36
6.1	25.00	21.00	13.A	17.48	14.68
6.2	31.91	26.80	1.B	25.00	21.00
6.3	20.87	17.53	1.C	38.41	32.26
6.4	14.48	12.16	6.A	23.37	19.63
6.5	15.00	12.60	6.B	20.72	17.40
6.6	23.33	19.60	11.A	23.37	19.63
6.7	22.42	18.83	11.B	20.72	17.40
6.8	5.34	4.49	14.A	35.00	29.40
6.9	12.37	10.35	14.B	30.83	25.90
6.10	9.57	8.04			

Presa	Hp media (mm)	FRD=0.84 hp (mm)
Mixcoac	48.18	40.47
Becerra	53.00	44.52
Becerra A	45.00	37.80
Becerra B	50.80	42.67
Tacubaya	50.36	42.30
Rep. Tacubaya	38.09	32.00
Capulín	52.45	44.06
Sn. Joaquin	51.95	43.64
Tornillo	41.27	34.67
Terango	61.98	52.06
Pilares	51.30	43.09
Tequilasco	48.55	40.78
La Mina	58.51	49.15
Las Flores	59.14	49.68
Tekcalatlaco	58.29	48.96
Coyotes	32.24	27.08
Anzaldo	32.24	27.08
Hondo	32.91	27.64
Sordo	32.91	27.64
Cuartos	40.01	33.61
Totolica	38.29	32.16
Julianas	35.00	29.40
Los Arcos	35.00	29.40
El Colorado	34.19	28.72
La Colorado	38.33	32.20
Periodista	26.75	22.47
Barrilaco	28.20	23.69
Dolores	29.71	24.96
Tecanachalco	49.53	41.61

TABLA 4.4 Alturas de precipitación registradas en las
 estaciones del Departamento del Distrito Federal
 (Tormenta 1° de octubre de 1984)

ESTACION	LLUVIA (mm)	ESTACION	LLUVIA (mm)
1. TANQUES CHALMITA	0.0	26. MONTE ALEGRE	21.3
2. O.T. RIO REMEDIOS	0.0	27. PLANTA XOTEPINGO	19.1
3. P.B. LINDAVISTA	0.0	28. P.B. ACULCO	2.8
4. COYOL	0.0	29. P.B. U.E. DE OTE.	1.5
5. P. GENERADORA 101	2.8	30. P.T. LA ESTRELLA	3.0
6. P.T. ROSARIO	1.0	31. S.ELEC. S.CATARINA	2.5
7. POZO SANTA LUCIA	0.0	32. P.T. STA. CATARINA	5.8
8. P.B. N.STA. MARIA	1.0	33. SN. PEDRO TLAHUAC	3.8
9. TQUE. SAN JOAQUIN	30.7	34. REBOMBEO BOSQUE T.	57.4
10. P.B. TIZOC	24.1	35. P.B. VILLA COAPA	12.9
11. DEPTO. DEL D.F.	7.4	36. T. SAN PEDRO MARTIN	29.0
12. SAN ANTONIO ABAD	6.9	37. AJUSCO	32.0
13. P.B. LOPEZ MATEOS	0.8	38. TOPILEJO	23.5
14. P.B. CHURUBUSCO	1.0	39. CASETA FORESTAL	19.3
15. TRIANGULO	88.9	40. OFC. CAVM SUR	5.8
16. TRIF. SANTA LUCIA	26.2	41. PLANTA NATIVITAS	4.6
17. TANQUE EL LIENZO	24.4	42. PLANTA SAN LUIS	6.3
18. CENTRO UNIVERSIDAD	38.4	43. MILPA ALTA	6.1
19. RADIOCOMUNICACION	35.8	44. P. BARRIENTOS	0.0
20. P.B. MUNICIPIO LIBRE	9.1	45. VASO DE CRISTO	0.3
21. TANQUE EL CARTERO	45.0	46. P. CHICHAUTLA 1	0.0
22. LA VENTA	18.7	47. P. CHICHAUTLA 2	0.0
23. EL ZARCO	9.3	48. PALMAS	13.0
24. T.SAN FRANCISCO	16.3	49. EL VENADO	0.0
25. P.T. RIO MAGDALENA	7.6		

Tabla 4.5 Coeficientes de escurrimiento natural por región de la cuenca del Valle de México.

Región	No. de tormentas analizadas	Coeficiente de escurrimiento C
1 A	2	0.02
1 B	14	0.12
2	21	0.025
3	21	0.08
4	4	0.10
zona plana	*	0.15
Sierra de Guadalupe	*	0.15
Norte del Valle	*	

Coeficiente ponderado de las zonas 1A y 4.

$$0.02 \leq C \leq 0.10$$

- No se analizaron tormentas y escurrimientos, el coeficiente de escurrimientos se obtuvo por extrapolación de las otras regiones.

Tabla 4.6 Capacidades máximas correspondientes a los subsistemas de colectores.

No. de la Descarga	Q (máximo) m ³ /s	No. de la Descarga	Q (máximo) m ³ /s
1.1	81.311	6.6	9.750
1.2	16.863	6.7	11.262
1.3	20.806	6.8	14.066
1.4	16.672	6.9	12.349
1.5	29.325	6.10	12.671
1.6	0.963	7.1	13.000
1.7	11.283	7.2	6.494
1.8	25.959	7.3	7.353
1.9	8.062	8.1	3.219
1.10	6.364	8.2	3.425
1.11	2.064	8.3	1.457
1.12	0.502	8.4	8.695
1.13	40.574	8.5	11.071
1.14	3.421	8.6	14.971
1.15	1.812	8.7	9.316
1.16	7.116	8.8	1.331
1.17	4.336	8.9	4.393
1.18	2.581	8.10	10.210
1.19	11.255	9.1	2.050
1.20	0.594	9.2	8.406
2.1	9.143	9.3	12.334
2.2	35.523	9.4	8.906
2.3	1.590	9.5	0.949
2.4	6.410	9.6	0.411
2.5	10.257	9.7	0.426
2.6	15.398	9.8	8.762
2.7	13.636	9.9	1.621
2.8	3.987	11.1	3.957
2.9	3.454	11.2	0.590
2.10	10.455	11.3	4.783
3.1	10.433	12.1	14.543
3.2	20.454	12.2	13.316
3.3	13.889	12.3	1.513
3.4	9.698	12.4	4.206
3.5	19.038	12.5	0.906
3.6	10.968	12.6	0.504
4.1	9.149	12.7	5.244
4.2	3.394	12.8	2.633
4.3	2.504	12.9	1.472
4.4	0.928	12.10	5.975
4.5	1.680	12.11	3.770
4.6	7.321	12.12	5.905
4.7	3.401	12.13	14.796
4.8	7.962	12.14	14.242
4.9	29.488	12.15	9.876

Tabla 4.6 Continuación

No. de la Descarga	Q (máximo) m ³ /s	No. de la Descarga	Q (máximo) m ³ /s
4.10	17.445	12.16	3.165
4.11	5.060	12.17	4.383
4.12	1.300	12.18	3.092
4.13	0.851	12.19	1.544
6.1	48.738	13.1	2.971
6.2	4.462	13.2	0.910
6.3	2.381	13.3	0.920
6.4	11.314	13.4	1.652
6.5	9.066	15.1	38.780

Tabla 5.1 Geometría de conductos cerrados

CONCEPTO	LONGITUD (km)	DIAMETRO (m)	PENDIENTE MEDIA (milésimas)
Interceptor del Poniente	16.5	4.0	0.6
Río Churubusco	20.0	2.44 a 9.97*	1.5
Interceptor Centro-Poniente	16.4	4.0	1.3
Colector Churubusco	7.4	4.0	0.8
Emisor del Poniente	41.3	4.82 a 5.80	1.3
Interceptor Central	11.6	5.0	0.5
Interceptor Oriente	10.5	5.0	0.5
Emisor Central	49.7	6.50	2.0
Río de la Piedad	11.3	2.13 a 4.94*	3.3
Río Consulado	8.4	1.07 a 3.15	1.2

* DIAMETRO DE AREA EQUIVALENTE

Tabla 5.2 Geometría de conductos abiertos

CONDUCTO	LONGITUD (km)	PENDIENTE MEDIA (milésimas)
Gran Canal del Desagüe	20.0 (1)	0.1
Río de los Remedios	15.6	1.5
Río San Buenaventura	5.6 (2)	2.0
Canal Nacional	8.8 (3)	0.0

(1) Longitud empleada en la simulación

(2) Del Club de Golf a la confluencia con Canal Nacional

(3) De Río San Buenaventura a Río Churubusco

Tabla 5.3 Características del Vaso del Cristo

ELEVACION	VOL. ALMACENADO (m ³)	DESCARGA (m ³ /s)	
		RIO DE LOS REMEDIOS	EMISOR DEL PONIENTE
0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	321,529.11	2.75	0.00
1.00	643,058.21	5.50	0.00
1.50	964,587.32	7.12	0.00
2.00	1'286,116.42	8.25	0.00
2.50	1'607,645.53	9.31	0.00
3.00	1'929,174.63	10.25	0.00
3.50	2'250,703.74	11.13	0.00
4.00	2'572,232.85	11.93	16.00
4.50	2'893,761.95	12.69	22.60
5.00	3'215,291.06	13.40	27.92
5.30	3'408,208.52	13.80	30.70

Tabla 5.4 Capacidad instalada en las plantas de bombeo del Gran Canal

	NOMBRE DE LA PLANTA	CAPACIDAD INSTALADA (m ³ /seg.)
1	Gran Canal	31.54
1-A	Gran Canal	29.49
2	Gran Canal	50.60
3	Gran Canal	4.70
4-A	Gran Canal	8.00
5	Gran Canal	9.50
5-A	Gran Canal	22.00
6	Gran Canal	19.00
6-A	Gran Canal	13.00
7	Gran Canal	20.00
8	Gran Canal	9.00

Tabla 5.5 Capacidad instalada en las plantas de bombeo del Río Churubusco

NOMBRE DE LA PLANTA	CAPACIDAD INSTALADA (m ³ /seg.)
Churubusco	10.00
Municipio Libre	6.00
Aculco	40.00
Central de Abastos	16.00
Km 6½	9.00
López Mateos	4.00
Ejército de Oriente	16.00
Unidad Ejército de Oriente	2.19
Lago	30.00
Cárcamo "A"	4.00
Cárcamo "C"	4.00

Tabla 5.6 Capacidad instalada en las plantas de bombeo del Río de la Piedad

NOMBRE DE LA PLANTA	CAPACIDAD INSTALADA (m ³ /seg.)
Sindicalismo	2.00
Nicolás San Juan	3.25
Tonalá	10.00
Iztaccihuatl	11.00
Chimalpopoca	1.00
Zoquepa	16.00
San Antonio y Periférico	1.40

Tabla 5.7 Capacidad instalada en las plantas de bombeo del Río Consulado

NOMBRE DE LA PLANTA	CAPACIDAD INSTALADA (m ³ /seg.)
San Cosme	14.00
Politécnico	4.00
La Raza	8.00
Tizoc	5.50
Distribuidor Chapultepec	4.50

Tabla 5.8 Reporte de gastos bombeados. Tormenta del 7 de septiembre de 1984
(m³/seg.)

GRAN CANAL

PLANTA

HORA	1	1-A	2	3	4-A	5	5-A	6	6-A	7	8	TOTAL
0	4.2	2.1	10.2	0.0	1.0	1.0	4.0	2.0	2.0	4.0	0.0	30.5
1	4.2	2.1	10.2	1.0	1.0	1.0	4.0	2.0	2.0	4.0	1.0	32.5
2	2.1	2.1	16.5	0.0	1.0	1.0	4.0	2.0	2.0	4.0	0.0	34.7
3	2.1	2.1	16.5	1.0	1.0	1.0	4.0	2.0	2.0	2.0	1.0	38.7
4	2.1	2.1	14.5	0.0	1.0	1.0	4.0	2.0	2.0	2.0	0.0	30.7
5	2.1	2.1	16.5	1.0	1.0	1.0	4.0	2.0	2.0	2.0	1.0	34.7
6	2.1	2.1	16.5	0.0	1.0	1.0	4.0	2.0	2.0	2.0	0.0	30.7
7	2.1	2.1	14.5	1.0	1.0	1.0	4.0	2.0	2.0	2.0	1.0	32.7
8	2.1	2.1	14.5	0.0	0.0	1.0	4.0	2.0	2.0	2.0	1.0	30.7
9	2.1	2.1	14.5	1.0	1.0	1.0	4.0	2.0	2.0	2.0	0.0	31.7
10	2.1	2.1	14.5	0.0	0.0	1.0	4.0	2.0	2.0	2.0	1.0	30.7
11	2.1	2.1	14.5	1.0	1.0	1.0	4.0	2.0	2.0	2.0	0.0	31.7
12	2.1	2.1	8.2	0.0	0.0	1.0	4.0	2.0	2.0	2.0	1.0	24.4
13	2.1	2.1	8.2	1.0	1.0	1.0	4.0	2.0	2.0	2.0	0.0	25.4
14	2.1	2.1	6.1	0.0	0.0	1.0	4.0	2.0	2.0	2.0	1.0	22.3
15	2.1	2.1	6.3	1.0	2.0	1.0	4.0	2.0	4.0	4.0	1.0	29.5
16	14.7	16.8	30.9	4.8	6.0	4.0	12.0	16.0	12.0	10.0	4.0	131.2
17	14.7	10.5	37.7	2.0	5.0	1.0	12.0	4.0	10.0	6.0	4.0	106.9
18	14.7	14.7	37.0	2.0	3.0	1.0	12.0	8.0	10.0	6.0	3.0	111.4
19	14.7	10.5	39.9	4.8	3.0	1.0	12.0	4.0	10.0	6.0	4.0	109.9
20	8.4	10.5	39.9	1.0	2.0	1.0	12.0	4.0	6.0	6.0	6.0	96.8
21	8.4	6.3	32.1	1.0	2.0	1.0	8.0	2.0	4.0	4.0	6.0	74.8
22	4.2	4.2	32.1	1.0	1.0	1.0	4.0	2.0	2.0	4.0	2.0	57.5
23	2.1	4.2	26.7	1.0	1.0	1.0	4.0	2.0	2.0	4.0	1.0	49.0

Tabla 5.8 Continuación

RIO CHURUBUSCO

HORA	CHURUBUSCO	ACULCO	CENTRAL DE ABASTOS	DE	KM 6%	LOPEZ MATEOS	EJERCITO DE ORIENTE	UNIDAD EJERCITO DE ORIENTE	LAGO	CARGAMO "A"	CARGAMO "C"	TOTAL
1	0.00	14.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	1.50	0.00	0.00	2.00	19.50
2	0.00	14.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	24.00	0.00	0.00	40.00
3	0.00	16.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	1.50	24.00	0.00	0.00	43.50
4	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	24.00	0.00	0.00	34.00
5	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	24.00	0.00	0.00	34.00
6	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	24.00	0.00	2.00	38.00
7	0.00	10.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22.00	0.00	0.00	36.00
8	0.00	12.00	4.00	2.00	1.00	0.00	2.00	1.00	22.00	0.00	2.00	46.00
9	0.00	14.00	4.00	2.00	0.00	0.00	2.00	1.00	22.00	2.00	0.00	47.00
10	0.00	14.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22.00	0.00	0.00	40.00
11	0.00	14.00	4.00	2.00	1.00	1.00	2.00	1.00	22.00	0.00	2.00	48.00
12	0.00	14.00	4.00	2.00	2.00	0.00	0.00	1.00	22.00	2.00	0.00	45.00
13	0.00	14.00	2.00	1.00	0.00	0.00	2.00	1.00	24.00	0.00	0.00	44.00
14	0.00	14.00	2.00	0.00	1.00	1.00	2.00	1.00	24.00	2.00	0.00	46.00
15	0.00	12.00	4.00	2.00	1.00	1.00	2.00	0.00	24.00	2.00	2.00	49.00
16	10.00	20.00	6.00	9.00	4.00	4.00	2.00	1.50	24.00	2.00	0.00	78.50
17	0.00	24.00	8.00	3.00	4.00	4.00	6.00	1.00	24.00	2.00	2.00	74.50
18	10.00	30.00	8.00	3.00	1.00	1.00	0.00	1.00	24.00	2.00	0.00	79.00
19	0.00	34.00	6.00	3.00	1.00	1.00	0.00	0.00	24.00	0.00	0.00	68.00
20	0.00	34.00	6.00	6.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	2.00	2.00	52.00
21	0.00	32.00	4.00	2.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	41.00
22	0.00	30.00	2.00	2.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	2.00	2.00	39.00
23	10.00	28.00	8.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	50.00
24	0.00	28.00	8.00	7.00	0.00	0.00	2.00	1.00	0.00	0.00	0.00	41.00

Tabla 5.B Continuación

HIO DE LA PIEDAD		NICOLAS		TONALA		IZTACIHUATL		CHIMALPOCOA		ZOQUIPA		SAN ANTONIO Y PERIFERICO		TOTAL	
HORA	SINDICALISMO	SAN JUAN		TONALA	IZTACIHUATL	CHIMALPOCOA	ZOQUIPA	SAN ANTONIO Y PERIFERICO	TOTAL	SAN ANTONIO Y PERIFERICO	TOTAL	SAN ANTONIO Y PERIFERICO	TOTAL	SAN ANTONIO Y PERIFERICO	TOTAL
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	2.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	2.00	3.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	7.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
8	0.00	0.75	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	3.75
9	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	3.00
10	0.00	0.75	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	3.75
11	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	3.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	2.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.75	0.00	0.00	2.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	5.75
16	2.00	3.25	3.25	4.00	9.00	1.00	12.00	1.00	0.00	0.00	12.00	1.40	1.40	0.00	32.65
17	2.00	3.25	3.25	0.00	9.00	0.00	12.00	0.00	0.00	0.00	12.00	1.40	1.40	0.00	27.65
18	2.00	3.25	3.25	0.00	9.00	0.00	12.00	0.00	0.00	0.00	12.00	1.40	1.40	0.00	27.65
19	2.00	3.25	3.25	0.00	9.00	0.00	12.00	0.00	0.00	0.00	12.00	1.40	1.40	0.00	27.65
20	0.00	3.25	3.25	2.00	9.00	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	24.25
21	0.00	3.25	3.25	4.00	9.00	0.00	6.00	0.00	0.00	0.00	6.00	0.00	0.00	0.00	22.25
22	0.00	2.50	2.50	2.00	9.00	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	17.50
23	0.00	2.50	2.50	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	6.50
24	0.00	2.50	2.50	2.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	8.50

Tabla 5.9 Máximo nivel observado en el drenaje profundo. Tormenta del 7 de septiembre de 1984

ESTRUCTURA	ALTURA MAXIMA
INTERCEPTOR ORIENTE	
- Lumbraera 13	21.65 m
- Lumbraera "0" -a	17.31 m
INTERCEPTOR CENTRAL	
- Lumbraera 9	21.72 m
- Lumbraera 10	24.91 m
- Lumbraera 11	26.55 m
- Lumbraera "0" -b	17.60 m
EMISOR CENTRAL	
- Lumbraera "0"	22.19 m
- Lumbraera 7	16.50 m
- Portal de Salida	7.02 m

Tabla 5.10 Niveles en la obra de toma del Gran Canal y gastos transferidos al Interceptor del Oriente (tormenta del 7 de septiembre de 1984)

HORA	NIVEL (m)	GASTOS TRANSFERIDOS (m ³ /seg.)
1:00	4.52	74.54
2:00	4.52	74.54
3:00	4.52	74.54
4:00	4.52	74.54
5:00	4.52	74.54
6:00	4.54	75.32
7:00	4.54	75.32
8:00	4.54	75.32
9:00	4.54	75.32
10:00	4.64	76.75
11:00	4.64	76.75
12:00	4.64	76.75
13:00	4.64	76.75
14:00	4.60	76.04
15:00	4.53	75.32
16:00	4.67	110.00
17:00	4.95	110.00
18:00	5.00	110.00
19:00	5.30	110.00
20:00	5.40	110.00
21:00	5.35	110.00
22:00	5.15	110.00
23:00	4.88	110.00
24:00	4.70	110.00

Tabla 5.11 Gastos descargados al drenaje profundo. Tormenta del 7 de septiembre de 1984.
(m³/seg.)

HORA	CAPT. CUITLANHUAC	INTERCEPTOR CENTRAL CAPT. FORTUNA	O.T. RIO DE LOS REMEDIOS	INTERCEPTOR CENTRO-PONIENTE LUMBERA 9 "C"	EMISOR CENTRAL PORTAL SALIDA
1	5.30	2.90	16.95	10.30	61.66
2	5.00	2.90	16.95	10.30	59.74
3	5.00	2.70	16.95	9.80	59.74
4	4.80	2.70	16.95	9.90	55.15
5	4.60	2.50	16.95	9.40	50.12
6	5.00	2.50	19.84	9.00	45.94
7	5.60	2.30	19.84	9.00	45.94
8	5.90	2.30	17.16	10.70	45.94
9	6.60	2.30	17.52	11.20	47.96
10	6.60	2.30	17.52	11.20	47.96
11	7.00	2.30	17.52	11.20	47.96
12	7.40	2.30	17.52	10.90	50.47
13	7.40	2.30	19.03	10.70	54.06
14	6.60	2.30	19.03	10.00	55.53
15	7.00	2.30	19.03	9.30	55.53
16	7.80	2.50	19.03	15.80	57.06
17	15.00	5.70	21.70	16.10	52.99
18	17.20	12.80	28.74	10.00	51.91
19	22.00	12.80	30.38	10.40	84.57
20	23.00	10.80	25.13	10.40	112.76
21	15.00	5.10	25.12	10.10	114.63
22	12.30	4.50	20.08	30.00	114.63
23	9.40	4.50	29.36	30.00	114.63
24	8.20	4.50	22.96	25.00	112.76

Tabla 5.12 Características geométricas del Interceptor del Poniente

TRAMO	LONGITUD	PENDIENTE	COTA AL CENTRO	DIAMETRO	INGRESO HIDROGRAMA
1	1080.00	0.0015	2264.06	4.00	Si
2	1310.00	0.0005	2262.31	4.00	Si
3	1310.00	0.0005	2261.62	4.00	Si
4	1985.00	0.0005	2260.80	4.00	Si
5	1985.00	0.0009	2259.85	4.00	Si
6	860.00	0.0005	2258.51	4.00	Si
7	1760.00	0.0001	2257.92	4.00	Si
8	1150.00	0.0002	2257.82	4.00	Si
9	650.00	0.0006	2257.67	4.00	Si
10	1210.00	0.0006	2257.16	4.00	No
11	1600.00	0.0001	2256.27	4.00	No
12	1600.00	0.0001	2256.09	4.00	No

Tabla 5.13 Características geométricas del Río Churubusco

TRAMO	LONGITUD	PENDIENTE	COTA AL CENTRO	DIAMETRO	INGRESO HIDROGRAMA
1	1500.00	0.0042	2252.46	2.44	Si
2	500.00	0.0042	2248.25	2.44	No
3	500.00	0.0042	2246.14	3.50	Si
4	1500.00	0.0038	2241.92	3.50	No
5	800.00	0.0028	2237.50	3.50	No
6	1200.00	0.0016	2234.69	4.20	No
7	1900.00	0.0009	2232.19	3.80	Si (PB)
8	900.00	0.0008	2231.00	3.80	Si (PB)
9	1050.00	0.0011	2230.19	3.68	No
10	1150.00	0.0001	2228.94	7.22	No
11	2000.00	-0.0002	2228.88	7.22	No
12	1400.00	0.0003	2229.13	7.22	Si (PB)
13	350.00	-0.0004	2228.91	6.77	No
14	1250.00	0.0004	2229.22	9.97	No
15	2000.00	0.0006	2228.57	9.97	Si (PB)
16	2000.00	0.0006	2227.32	9.97	Si (PB)
17	2000.00	0.0006	2226.14	9.97	No

• DIAMETRO EQUIVALENTE

Tabla 5.14 Características geométricas del Interceptor Centro-Poniente

TRAMO	LONGITUD	PENDIENTE	COTA AL CENTRO	DIAMETRO	INGRESO HIDROGRAMA
1	1000.00	0.0019	2220.06	4.00	No
2	1126.00	0.0018	2218.02	4.00	No
3	874.00	0.0017	2216.19	4.00	Si
4	1500.00	0.0017	2214.18	4.00	Si
5	1500.00	0.0017	2211.63	4.00	Si
6	1888.00	0.0013	2208.75	4.00	No
7	1112.00	0.0007	2206.75	4.00	Si
8	1500.00	0.0007	2205.84	4.00	Si
9	1500.00	0.0007	2204.79	4.00	No
10	1750.00	0.0010	2203.65	4.00	No
11	1250.00	0.0009	2202.09	4.00	No
12	1363.00	0.0009	2200.93	4.00	No

Tabla 5.15 Características geométricas del Colector Churubusco

TRAMO	LONGITUD	PENDIENTE	COTA AL CENTRO	DIAMETRO	INGRESO HIDROGRAMA
1	1140.00	0.0010	2228.30	4.00	Si
2	1000.00	0.0007	2227.19	4.00	Si
3	1200.00	0.0007	2226.39	4.00	Si
4	1232.00	0.0015	2225.56	4.00	No
5	1400.00	0.0003	2223.55	4.00	Si
6	1400.00	0.0003	2223.10	4.00	Si

Tabla 5.16 Características geométricas del Emisor del Poniente

TRAMO	LONGITUD	PENDIENTE	COTA AL CENTRO	DIAMETRO *	INGRESO HIDROGRAMA
1	1000.00	0.0003	2255.93	4.82	No
2	1000.00	0.0003	2255.63	4.82	No
3	1350.00	0.0003	2255.28	4.82	No
4	650.00	0.0003	2254.96	5.80	No

* DIAMETRO EQUIVALENTE

Tabla 5.17 Características geométricas del Interceptor Central

TRAMO	LONGITUD	PENDIENTE	COTA AL CENTRO	DIAMETRO	INGRESO HIDROGRAMA
1	1000.00	0.0005	2206.11	5.00	Si
2	1000.00	0.0005	2205.61	5.00	Si
3	1700.00	0.0005	2204.94	5.00	No
4	1700.00	0.0005	2204.09	5.00	Si
5	1000.00	0.0005	2203.41	5.00	Si
6	1000.00	0.0005	2202.91	5.00	No
7	1000.00	0.0005	2202.41	5.00	Si
8	1000.00	0.0005	2201.91	5.00	Si
9	2000.00	0.0008	2200.66	5.00	Si

Tabla 5.18 Características geométricas del Interceptor Oriente-Emisor Central

TABLA	LONGITUD	PENDIENTE	COTA AL CENTRO	DIAMETRO	INGRESO HIDROGRAMA
1	1340.00	0.0005	2203.34	5.00	No
2	469.00	0.0005	2202.89	5.00	Si
3	1548.00	0.0005	2202.38	5.00	No
4	3232.00	0.0005	2201.19	5.00	No
5	2221.00	0.0010	2199.83	5.00	No
6	1700.00	0.0007	2197.91	5.00	Si
7 *	2322.00	0.0017	2196.55	6.50	No
8 *	3140.00	0.0028	2192.02	6.50	No
9 *	4425.80	0.0020	2181.59	6.50	No
10 *	4425.80	0.0020	2172.96	6.50	No
11 *	4425.80	0.0020	2164.33	6.50	No
12 *	4425.80	0.0022	2155.70	6.50	No
13 *	4425.80	0.0020	2146.07	6.50	No
14 *	4425.80	0.0020	2137.44	6.50	No
15 *	4425.80	0.0020	2128.81	6.50	No

* EMISOR CENTRAL

Tabla 5.19 Características geométricas del Río de la Piedad

TRAMO	LONGITUD	PENDIENTE	COTA AL CENTRO	DIAMETRO	INGRESO HIDROGRAMA
1	550.00	0.0079	2259.65	2.13	Si
2	1450.00	0.0076	2251.75	2.15	Si
3	800.00	0.0039	2243.20	3.11	Si
4	800.00	0.0043	2240.05	3.81	Si
5	800.00	0.0027	2236.60	3.81	No
6	1600.00	0.0010	2233.35	4.94	Si
7	2000.00	0.0007	2231.60	4.82	No
8	1000.00	0.0004	2230.60	4.82	No
9	800.00	0.0001	2230.25	4.82	No
10	800.00	0.0029	2230.15	4.82	No
11	658.00	0.0029	2228.06	4.82	No

Tabla 5.20 Características geométricas del Río Consulado

TRAMO	LONGITUD	PENDIENTE	COTA AL CENTRO	DIAMETRO	INGRESO HIDROGRAMA
1	1206.00	0.0015	2237.05	2.13	Si
2	970.00	0.0013	2235.41	2.13	No
3	1198.00	0.0003	2234.03	3.12	Si
4	632.00	0.0005	2233.73	2.95	No
5	880.00	0.0012	2233.38	3.15	No
6	855.00	0.0012	2232.34	3.15	Si
7	845.00	0.0012	2231.35	3.15	No
8	800.00	0.0020	2230.40	3.15	No
9	1014.00	0.0020	2228.63	3.15	No

Tabla 5.21.a Características geométricas del Río de los Remedios

TRAMO	LONGITUD	PENDIENTE	COTA AL CENTRO	INGRESO HIDROGRAMA
1	1500.00	0.0015	2252.64	No
2	1500.00	0.0015	2250.35	No
3	1625.00	0.0022	2247.96	SI
4	1375.00	0.0009	2244.66	SI
5	1000.00	0.0015	2243.85	No
6	1000.00	0.0015	2242.32	No
7	1000.00	0.0017	2240.79	SI
8	1500.00	0.0014	2238.61	No
9	1500.00	0.0015	2236.58	No
10	1000.00	0.0015	2234.67	No
11	1000.00	0.0015	2233.14	No
12	787.50	0.0015	2231.77	SI
13	787.50	0.0015	2230.56	No

Tabla 5.21.b Secciones del Río de los Remedios

TRAMO		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	x	0.00	4.30	6.70	7.00	13.00	13.80	16.00	19.50	20.80			
	y	4.50	2.30	0.50	0.00	0.00	0.60	2.30	4.35	4.50			
2	x	0.00	0.01	0.02	1.00	7.00	21.00	21.60	22.00	26.90	26.99	27.00	
	y	4.90	4.60	3.40	0.90	0.30	0.00	0.20	1.00	1.60	3.60	4.90	
3	x	0.00	8.50	15.50	20.40	23.30	30.00						
	y	7.20	3.00	0.00	0.00	4.40	7.20						
4	x	0.00	5.00	7.80	13.10	14.70	20.20	24.00	26.20	30.30	31.60	34.60	
	y	8.70	6.30	5.40	2.60	0.00	0.00	2.30	4.30	6.20	7.20	8.70	
5	x	0.00	5.00	7.80	13.10	14.70	20.20	24.00	26.20	30.30	31.60	34.60	
	y	8.70	6.30	5.40	2.60	0.00	0.00	2.30	4.30	6.20	7.20	8.70	
6	x	0.00	2.30	4.00	6.00	7.50	14.10	15.20	17.30	19.00	25.40	26.70	33.10
	y	4.35	4.00	3.55	0.95	0.25	0.05	0.05	0.00	0.50	0.55	0.85	4.35
7	x	0.00	0.01	20.00	28.20	30.00							
	y	4.20	0.80	0.00	2.70	4.20							
8	x	0.00	5.50	10.00	12.00	12.30	13.50	21.50	22.90	23.40	27.60	27.80	
	y	5.60	5.50	3.50	2.90	1.70	0.00	0.00	1.80	2.30	3.10	5.60	
9	x	0.00	5.50	10.00	12.00	12.30	13.50	21.50	22.90	23.40	27.60	27.80	
	y	5.60	5.50	3.50	2.90	1.70	0.00	0.00	1.80	2.30	3.10	5.60	
10	x	0.00	0.70	6.60	8.20	16.20	17.20	17.70	22.10	26.60	29.70		
	y	6.40	5.90	1.60	0.00	0.00	1.60	2.50	5.20	5.30	6.40		
11	x	0.00	0.70	6.60	8.20	16.20	17.20	17.70	22.10	26.60	29.70		
	y	6.40	5.90	1.60	0.00	0.00	1.60	2.50	5.20	5.30	6.40		
12	x	0.00	3.80	8.10	9.80	21.80	25.10	25.30	27.50	34.80			
	y	7.10	7.00	1.70	0.00	0.00	1.80	2.70	3.00	7.10			
13	x	0.00	3.80	8.10	9.80	21.80	25.10	25.30	27.50	34.80			
	y	7.10	7.00	1.70	0.00	0.00	1.80	2.70	3.00	7.10			

Tabla 5.22.a Características geométricas del Gran Canal

TRAMO	LONGITUD	PENDIENTE	COTA AL CENTRO	INGRESO HIDROGRAMA
1	800.00	0.00017	2226.85	Si
2	950.00	0.00024	2226.70	Si (PB)
3	750.00	0.00013	2226.50	No
4	800.00	0.00013	2226.40	Si (PB)
5	700.00	0.00024	2226.30	No
6	950.00	0.00010	2226.10	Si (PB)
7	1050.00	0.00015	2226.00	Si (PB)
8	1000.00	0.00011	2225.85	Si (PB)
9	800.00	0.00006	2225.75	No
10	800.00	0.00001	2225.70	No
11	1000.00	0.00001	2225.69	Si (PB)
12	1000.00	0.00001	2225.68	Si *
13	1000.00	0.00007	2225.67	Si *
14	2400.00	0.00007	2225.55	Si *
15	2000.00	-0.00011	2225.40	No *
16	2700.00	-0.00003	2225.65	No *
17	1300.00	-0.00003	2225.70	Si *

* ESTADO DE MEXICO

Tabla 5.22.b Secciones transversales del Gran Canal

TRAMO		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	x	0.00	0.01	6.30	21.30	36.70	36.71						
	y	5.50	3.00	0.20	0.00	3.80	5.50						
2	x	0.00	0.01	6.30	21.30	36.70	36.71						
	y	5.50	3.00	0.20	0.00	3.80	5.50						
3	x	0.00	0.01	7.60	2.60	17.70	27.60	32.60	40.70	40.71			
	y	5.90	3.20	2.80	0.00	0.00	1.00	3.00	4.60	5.90			
4	x	0.00	0.01	7.60	2.60	17.70	27.60	32.60	40.70	40.71			
	y	5.90	3.20	2.80	0.00	0.00	1.00	3.00	4.60	5.90			
5	x	0.00	0.01	7.60	2.60	17.70	27.60	32.60	40.70	40.71			
	y	5.90	3.20	2.80	0.00	0.00	1.00	3.00	4.60	5.90			
6	x	0.00	0.01	4.80	14.80	24.90	29.90	46.40	46.41				
	y	6.60	4.10	2.10	0.00	1.10	4.60	5.30	6.60				
7	x	0.00	0.01	4.80	14.80	24.90	29.90	46.40	46.41				
	y	6.60	4.10	2.10	0.00	1.10	4.60	5.30	6.60				
8	x	0.00	3.88	10.90	12.90	15.90	19.90	37.90	41.90	44.90	46.90	50.90	50.91
	y	8.00	6.00	6.00	4.00	4.00	0.00	0.00	4.00	4.00	6.00	6.00	8.00
9	x	0.00	0.01	4.80	14.80	24.90	29.90	46.40	46.41				
	y	6.60	4.10	2.10	0.00	1.10	4.60	5.30	6.60				
10	x	0.00	0.01	10.30	30.30	32.90	54.90	54.91					
	y	5.40	4.40	0.00	0.10	2.70	2.90	5.40					
11	x	0.00	8.00	13.00	28.00	38.00	50.00						
	y	5.50	3.90	0.30	0.00	5.10	5.50						
12	x	0.00	8.00	13.00	28.00	38.00	50.00						
	y	5.50	3.90	0.30	0.00	5.10	5.50						
13	x	0.00	8.00	13.00	28.00	38.00	50.00						
	y	5.50	3.90	0.30	0.00	5.10	5.50						
14	x	0.00	8.00	13.00	28.00	38.00	50.00						
	y	5.50	3.90	0.30	0.00	5.10	5.50						
15	x	0.00	8.00	13.00	28.00	38.00	50.00						
	y	5.50	3.90	0.30	0.00	5.10	5.50						
16	x	0.00	8.00	13.00	28.00	38.00	50.00						
	y	5.50	3.90	0.30	0.00	5.10	5.50						
17	x	0.00	7.00	16.50	36.50	40.00	47.40						
	y	7.00	6.30	0.00	0.20	3.50	7.00						

Tabla 5.23.a Características geométricas del Río San Buenaventura-Canal Nacional

TRAMO	LONGITUD	PENDIENTE	COTA AL CENTRO	INGRESO HIDROGRAMA
1	1000.00	0.0020	2243.65	Si
2	1680.00	0.0020	2240.95	No
3	2320.00	0.0020	2236.95	No
4	560.00	0.0009	2234.06	No
5*	750.00	0.0001	2233.47	Si
6*	1000.00	0.0001	2233.38	No
7*	1000.00	0.0001	2233.28	Si
8*	1000.00	0.0001	2233.18	No
9*	1000.00	0.0001	2233.08	No
10*	1000.00	0.0001	2232.98	No
11*	1000.00	0.0001	2232.88	No
12*	1000.00	0.0001	2232.78	No
13*	500.00	0.0001	2232.71	No
14*	500.00	0.0001	2232.66	No

* CANAL NACIONAL

Tabla 5.23.b Secciones del Río San Buenaventura-Canal Nacional

TRAMO		1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	x	0.00	1.00	2.00	6.00	10.50	12.00	13.50		
	y	2.50	1.50	0.50	0.00	0.50	1.50	2.50		
2	x	0.00	0.01	2.00	3.00	6.00	8.50	9.50	10.99	11.00
	y	2.50	2.50	1.50	0.50	0.00	0.50	1.50	2.50	2.50
3	x	0.00	0.01	2.00	3.50	8.50	13.00	14.99	15.00	-
	y	2.50	2.50	1.50	0.50	0.00	0.50	2.50	2.50	
4	x	0.00	0.01	1.20	5.00	9.50	11.99	12.00		
	y	2.50	2.50	0.50	0.00	1.50	2.50	2.50		
5*	x	0.00	3.10	17.40	21.00					
	y	1.80	0.00	0.05	1.80					
6*	x	0.00	2.40	13.70	24.30	27.10	39.90			
	y	4.10	2.50	0.00	2.10	3.90	4.10			
7*	x	0.00	1.90	11.20	20.10	23.00				
	y	3.90	2.10	0.00	2.00	3.90				
8*	x	0.00	4.40	13.10	18.60	20.80	28.90			
	y	3.20	0.00	0.00	0.90	3.00	3.20			
9*	x	0.00	2.00	7.30	15.20	23.20				
	y	5.00	4.40	0.10	0.00	5.00				
10*	x	0.00	0.01	4.10	17.90	22.69	22.70			
	y	10.00	2.90	0.00	0.00	2.90	10.00			
11*	x	0.00	4.10	8.10	15.40	22.90	26.70			
	y	3.70	3.60	1.50	0.00	1.10	3.70			
12*	x	0.00	2.60	10.70	20.20	24.00				
	y	4.00	1.80	0.00	1.30	4.00				
13*	x	0.00	3.00	7.90	13.00	20.30	23.90	27.90		
	y	2.30	1.20	0.60	0.00	0.20	2.25	2.30		
14*	x	0.00	4.70	11.70	21.70	29.30				
	y	4.10	4.09	0.00	0.10	4.10				

* CANAL NACIONAL

Tabla 5.24 Análisis de volúmenes medidos en las plantas de bombeo del Gran Canal

PLANTA	AREA DE APORTA CION (km ²)	hp (mm)	C	VOL. CALCULADO (m ³)	c/q base	VOL. MEDIDO (m ³)	f = $\frac{V \text{ med}}{V \text{ calc}}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(6)/(5) (7)/(5)
1 y 1A	17.63	24.221	0.45	192,150	594,600	465,000 (4.5)	3.09 2.4
3	2.175	21.0	0.45	20,554	61,200	43,200 (1.0)	2.98 2.1
4A, 5, 5A	9.857	13.676	0.45	61,550	392,880	191,280 (7.0)	6.38 3.11
6	9.377	10.78	0.45	45,488	166,320	108,720 (2.0)	3.66 2.39
6A	11.856	7.14	0.45	38,093	208,320	93,120 (4.0)	5.47 2.44
7	17.225	8.68	0.45	67,281	165,600	50,400 (4.0)	2.46 0.75
8	1.437	12.6	0.45	8,148	107,460	78,660 (1.0)	13.19 9.65
SUMA	69.557	13.842	0.45	433,272	1'696,380	1'030,380 (23.5)	3.92 2.38

Notas: No incluye la planta de bombeo 2 por tener aportaciones adicionales a las de su cuenca propia (del Colector Churubusco).

El número entre paréntesis indica el gasto base considerado.

Tabla 7.1 Política recomendada para la posición 1 (tormenta en el poniente)

ESTRUCTURA DE CONTROL	OPERACION PROPUESTA	GASTOS ANALIZADOS
a) Gran Canal a Interceptor Oriente	Máximo 10 m ³ /seg.	10 a 68 m ³ /seg.
b) Interceptor del Poniente a Interceptor Centro-Poniente	25 m ³ /seg.	10 a 25 m ³ /seg.
c) Planta de Bombeo Aculco	40 m ³ /seg a Río Churubusco 0 m ³ /s a Colector Churubusco	40 m ³ /seg a Río Churubusco 0 m ³ /s a Colector Churubusco
d) Vaso del Cristo	Máximo 7.5 m ³ /seg a Río de los Remedios 0 m ³ /s a Emisor del Poniente	7.5 a 20 m ³ /s a Río de los Remedios 0 m ³ /s a Emisor del Poniente
e) Río de los Remedios a Interceptor Central	6 m ³ /seg.	2.5 a 6 m ³ /seg.

Tabla 7.2 Política recomendada para la posición 2
(tormenta en el Interceptor Centro-Poniente)

ESTRUCTURA DE CONTROL	OPERACION PROPUESTA	GASTOS ANALIZADOS
a) Gran Canal a Interceptor Oriente	35 m ³ /seg.	2 a 60 m ³ /seg.
b) Interceptor del Poniente a Interceptor Centro-Poniente	Máximo 4 m ³ /seg.	4 a 12 m ³ /seg.
c) Planta de Bombeo Aculco	40 m ³ /seg a Río Churubusco 0 m ³ /s a Colector Churubusco	40 m ³ /seg a Río Churubusco 0 m ³ /s a Colector Churubusco
d) Vaso del Cristo	Máximo 2 m ³ /s a Río de los Remedios 0 m ³ /seg a Emisor del Poniente.	2 a 7.5 m ³ /s a Río de los Remedios 0 m ³ /seg a Emisor del Poniente.
e) Río de los Remedios a Interceptor Central	Máximo 5 m ³ /seg.	5 a 7.5 m ³ /seg.

Tabla 7.3 Política recomendada para la posición 3 (tormenta en Gran Canal)

ESTRUCTURA DE CONTROL	OPERACION PROPUESTA	GASTOS ANALIZADOS
a) Gran Canal a Interceptor Oriente	Máximo 65 m ³ /seg.	65 a 77 m ³ /seg.
b) Interceptor del Poniente a Interceptor Centro-Poniente	Máximo 3 m ³ /seg.	3 a 5 m ³ /seg.
c) Planta de Bombeo Aculco	40 m ³ /seg a Río Churubusco 0 m ³ /s a Colector Churubusco	40 m ³ /seg a Río Churubusco 0 m ³ /s a Colector Churubusco
d) Vaso del Cristo	Máximo 5.9 m ³ /seg a Río de los Remedios 0 m ³ /s a Emisor del Poniente	5.9 a 6.2 m ³ /seg a Río de los Remedios 0 m ³ /s a Emisor del Poniente
e) Río de los Remedios a Interceptor Central	2 m ³ /seg.	0 a 2 m ³ /seg.

Tabla 7.4 Política recomendada para la posición 4 (tormenta en Aculco)

ESTRUCTURA DE CONTROL	OPERACION PROPUESTA	GASTOS ANALIZADOS
a) Gran Canal a Interceptor Oriente	Máximo 60 m ³ /seg.	60 a 65 m ³ /seg.
b) Interceptor del Poniente a Interceptor Centro-Poniente	15 m ³ /seg.	15 m ³ /seg.
c) Planta de Bombeo Aculco	40 m ³ /seg a Río Churubusco 0 m ³ /s a Colector Churubusco	40 m ³ /seg a Río Churubusco 0 m ³ /s a Colector Churubusco
d) Vaso del Cristo	7 m ³ /s a Río de los Remedios 0 m ³ /s a Emisor del Poniente	7 m ³ /s a Río de los Remedios 0 m ³ /s a Emisor del Poniente
e) Río de los Remedios a	2.5 m ³ /seg.	2.5 m ³ /seg.

Tabla 7.5 Política recomendada para la posición 5 (tormenta en el sur)

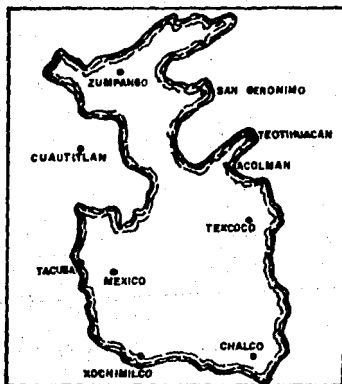
ESTRUCTURA DE CONTROL	OPERACION PROPUESTA	GASTOS ANALIZADOS
a) Gran Canal a Interceptor Oriente	45 m ³ /seg.	25 a 90 m ³ /seg.
b) Interceptor del Poniente a Interceptor Centro-Poniente	5 m ³ /seg.	5 m ³ /seg.
c) Planta de Bombeo Aculco	40 m ³ /seg. a Río Churubusco 0 m ³ /s a Colector Churubusco	40 m ³ /seg a Río Churubusco 0 m ³ /s a Colector Churubusco
d) Vaso del Cristo	5 m ³ /s a Río de los Remedios 0 m ³ /s a Emisor del Poniente	6 m ³ /s a Río de los Remedios 0 m ³ /s a Emisor del Poniente
e) Río de los Remedios a Interceptor Central	4 m ³ /seg.	2 a 4 m ³ /seg.

FIGURAS

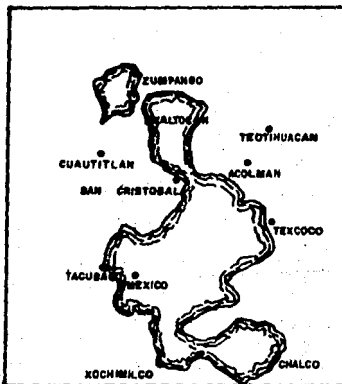
Relación de figuras

- fig. 1.1 Evolución del sistema lacustre en el Valle de México.
- fig. 1.2 Efecto del asentamiento del subsuelo en el sistema de drenaje.
- fig. 2.1 Sistema de interpresas del poniente.
- fig. 2.2 Sistema principal de drenaje del Distrito Federal.
- fig. 2.3 Areas de captación de los elementos principales de drenaje.
- fig. 3.1 Zonas naturales que aportan escurrimientos al sistema principal de drenaje.
- fig. 4.1 Ubicación de las estaciones pluviográficas controladas por el Departamento del Distrito Federal.
- fig. 4.2 Isoyetas de la tormenta del 7 de Septiembre de 1984.
- fig. 4.3 Isoyetas de la tormenta del 1º de Octubre de 1984.
- fig. 4.4 Modificación al hidrograma calculado cuando el colector entra en carga.
- fig. 5.1 Diagrama de bloques del modelo de simulación.
- fig. 5.2 Volumen de control para el planteamiento de la Ecuación de Continuidad.
- fig. 5.3 Volumen de control para el planteamiento de la Ecuación de Impulso.
- fig. 5.4 Esquema de solución del método de diferencias finitas implícito.
- fig. 5.5 Matriz de solución del método de diferencias finitas implícito.
- fig. 5.6 Esquema de los componentes usados en la simulación.
- fig. 5.7 Esquema de nodos usados en la simulación.
- fig. 6.1.a Isoyetas de la tormenta del 1º de Octubre en la Posición 1 (Tormenta en el Poniente).
- fig. 6.1.b Resultados de la simulación con la operación actual para la tormenta en la Posición 1 (Tormenta en el Poniente).

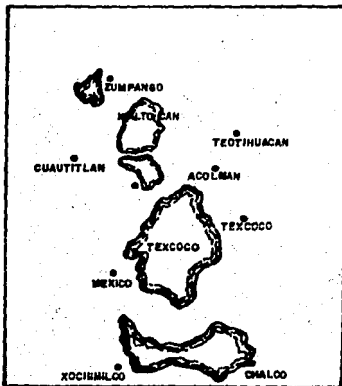
- fig. 6.2.a Isoyetas de la tormenta del 1º de Octubre de 1984 transpuesta en la Posición 2 (Tormenta en el Interceptor Centro-Poniente).
- fig. 6.2.b Resultados de la simulación con la operación actual para la tormenta en la Posición 2 (Tormenta en el Interceptor Centro-Poniente).
- fig. 6.3.a Isoyetas de la tormenta del 1º de Octubre de 1984 transpuesta en la Posición 3 (Tormenta en el Gran Canal).
- fig. 6.3.b Resultados de la simulación con la operación actual para la tormenta en la Posición 3 (Tormenta en el Gran Canal).
- fig. 6.4.a Isoyetas de la tormenta del 1º de Octubre de 1984 transpuesta en la Posición 4 (Tormenta en Aculco).
- fig. 6.4.b Resultados de la simulación con la operación actual para la tormenta en la Posición 4 (Tormenta en Aculco).
- fig. 6.5.a Isoyetas de la tormenta del 1º de Octubre de 1984 transpuesta en la Posición 5 (Tormenta en el Sur).
- fig. 6.5.b Resultados de la simulación con la operación actual para la tormenta en la Posición 5 (Tormenta en el Sur).



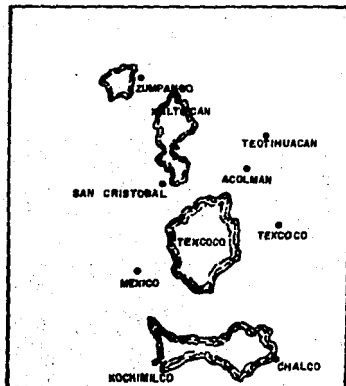
a) LÍMITES APROXIMADOS DURANTE LA EPOCA PLUVIAL



b) A COMIENZOS DEL SIGLO XVI



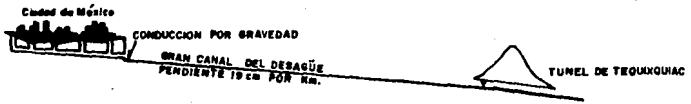
c) COMIENZOS DEL SIGLO XIX



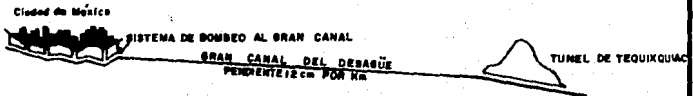
d) EN EL AÑO 1889

fig.1.1 Evolución del sistema lacustre en el Valle de México

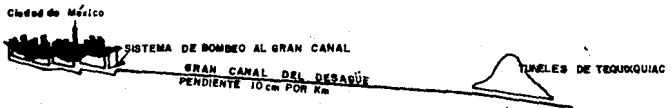
1910



1950



1970



1980

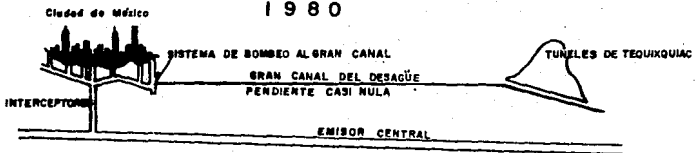
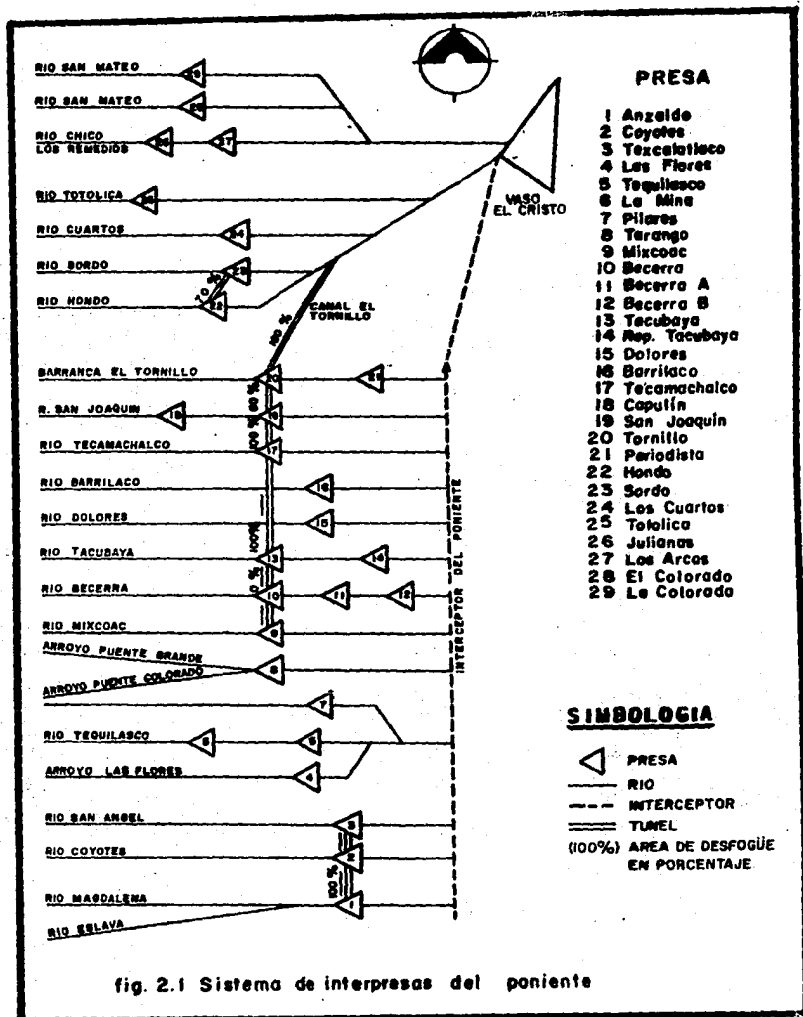


fig.1.2 Efecto del asentamiento del subsuelo en el sistema de drenaje



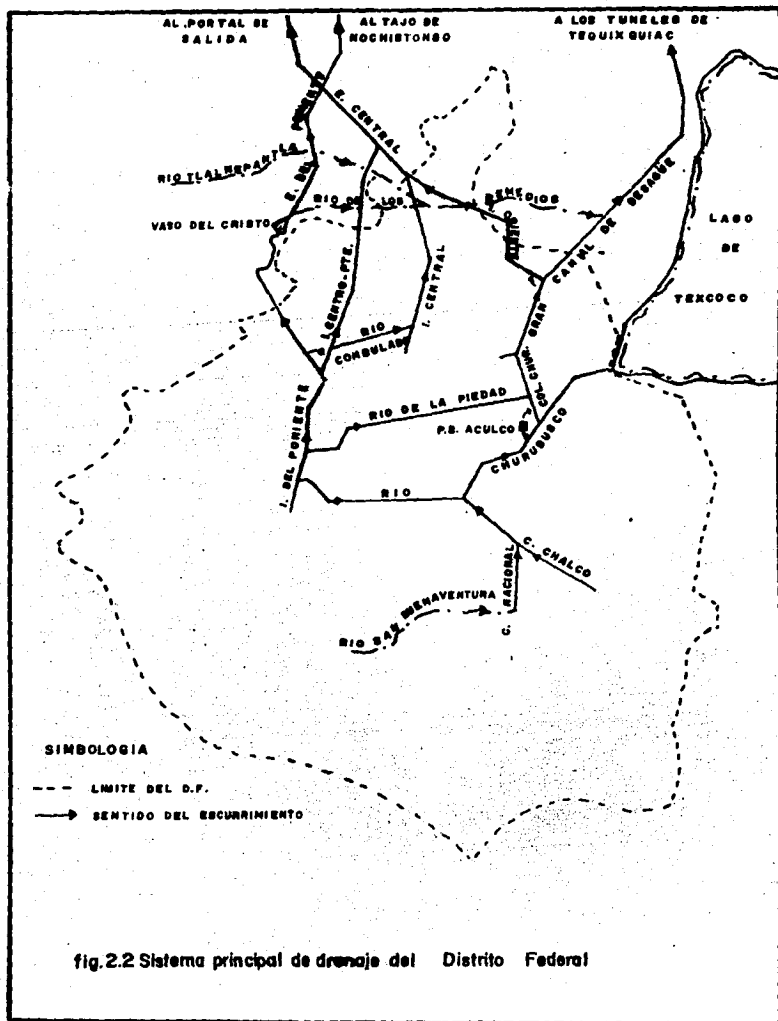
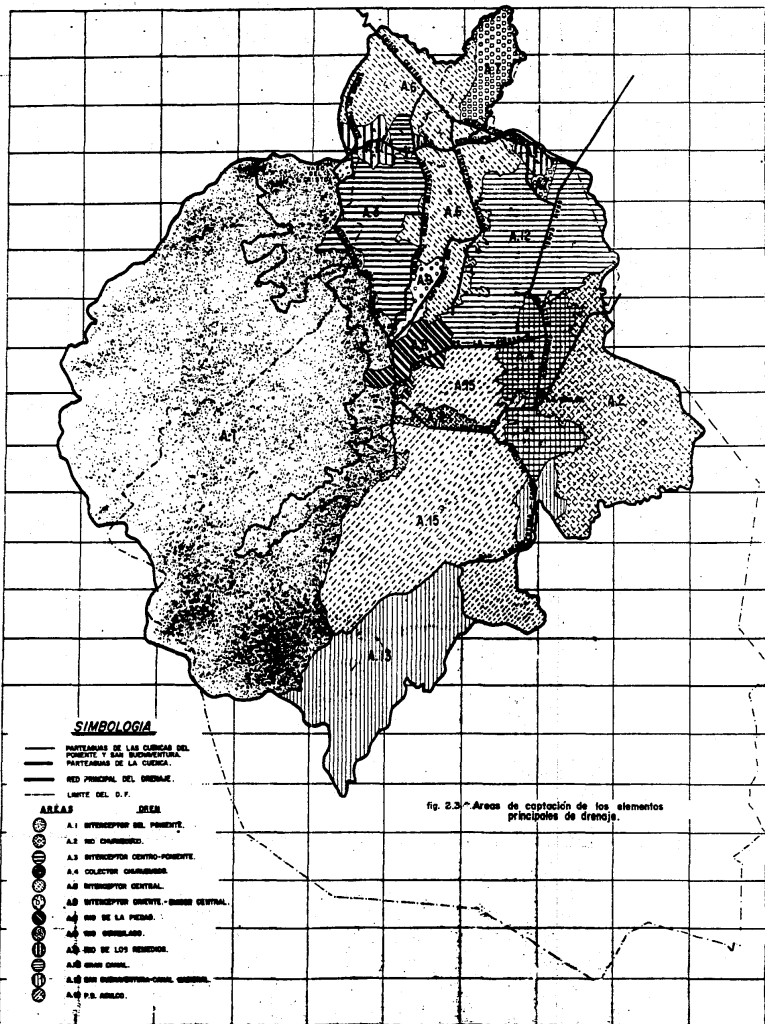
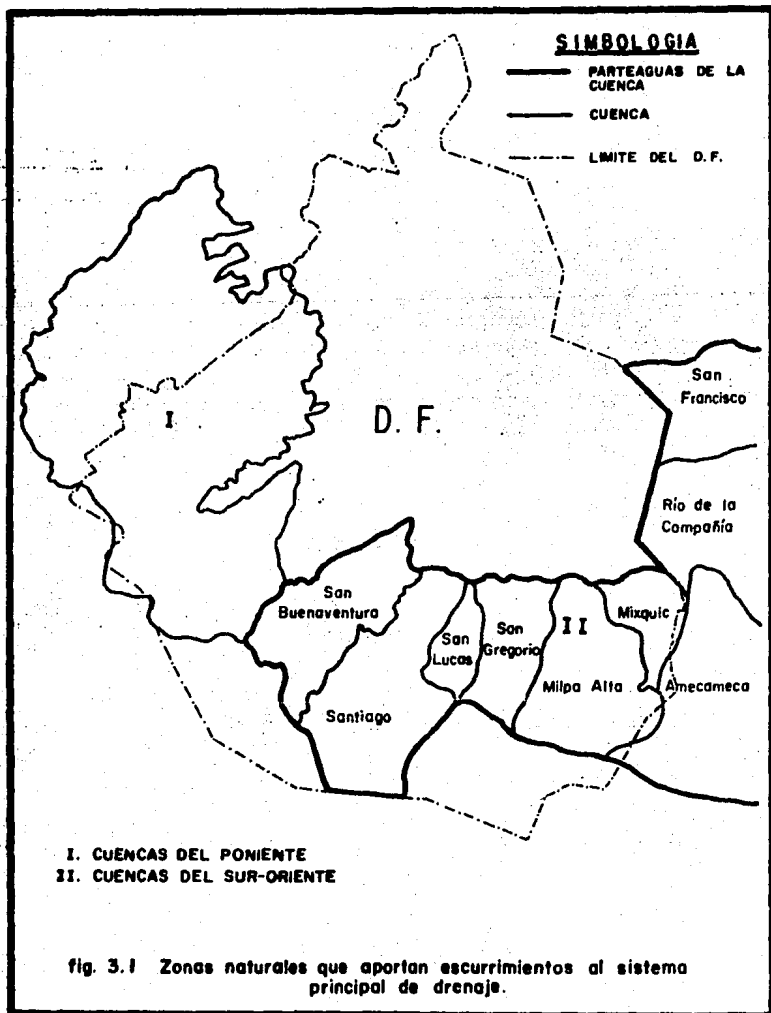
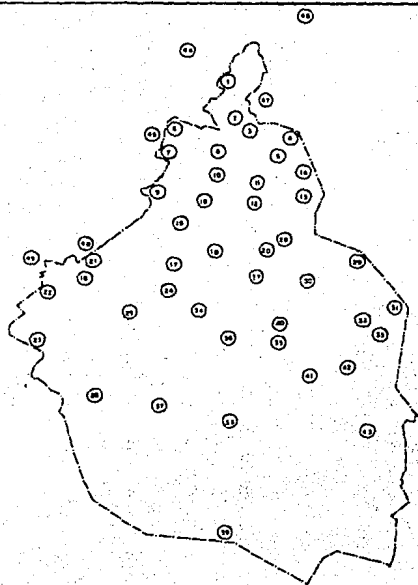


fig.2.2 Sistema principal de drenaje del Distrito Federal







ESTACION

- 1 TANQUES CHALMITA
- 2 Q.T. RIO DE LOS REMEDIOS
- 3 P.B. LINDAVISTA
- 4 COYOL
- 5 P. GENERADORA 01
- 6 P.T. ROSARIO
- 7 POZO STA. LUCIA
- 8 P.B. N. STA. MARIA
- 9 TANQUE SM. JOAQUIN
- 10 P.B. TIZOC
- 11 DEPTO. DEL D.F.
- 12 SAN ANTONIO ABAD
- 13 P.B. LOPEZ MATEOS
- 14 P.B. CHUTUBUSCO
- 15 TRIANGULO
- 16 TRIP STA. LUCIA
- 17 TANQUE EL LIENZO
- 18 CENTRO UNIVERSIDAD
- 19 RADIOCOMUNICACION
- 20 P.B. MUNICIPIO LIBRE
- 21 TANQUE EL CARTERO
- 22 LA VENTA
- 23 EL ZARCO
- 24 T. SAN FRANCISCO
- 25 P.T. RIO MADDALENA

ESTACION

- 26 MONTE ALBAN
- 27 PLANTA XOTEPINGO
- 28 P.B. ACULCO
- 29 P.T. U.E. DE ORIENTE
- 30 P.T. LA ESTRELLA
- 31 S.ELEC. STA. CATARINA
- 32 P.T. STA. CATARINA
- 33 SM. PEDRO TLANUAC
- 34 REBONSEO BOSQUE T
- 35 P.B. VILLA COAPA
- 36 T.SM. PEDRO MARTIN
- 37 AJUSCO
- 38 TOPILEJO
- 39 CASETA FORESTAL
- 40 OFICINAS DE CAYM BUN
- 41 PLANTA NATIVITAS
- 42 PLANTA SAN. LUIS
- 43 MILPA ALTA
- 44 P. BARRIENTOS
- 45 VASO DEL CRISTO
- 46 P. CHICHAUTLA 1
- 47 P. CHICHAUTLA 2
- 48 PALMAS
- 49 EL VENADO

Fig. 4.1 Ubicación de las estaciones pluviograficas controladas por el Departamento del Distrito Federal

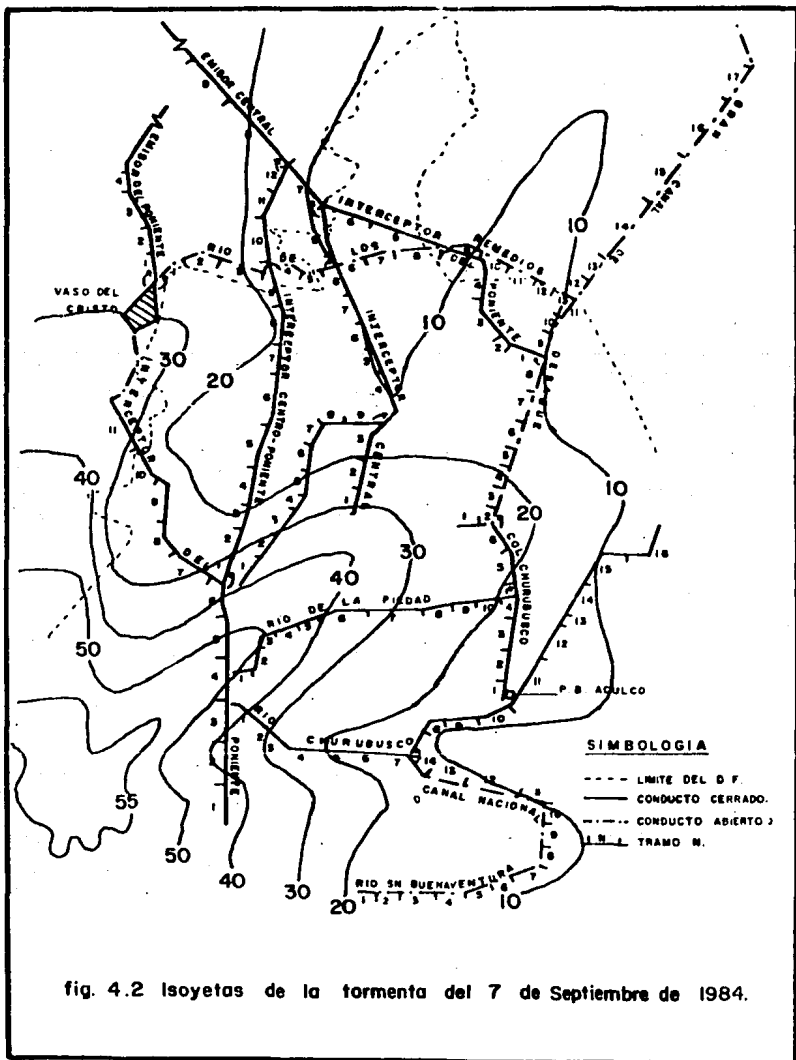


fig. 4.2 Isoyetas de la tormenta del 7 de Septiembre de 1984.

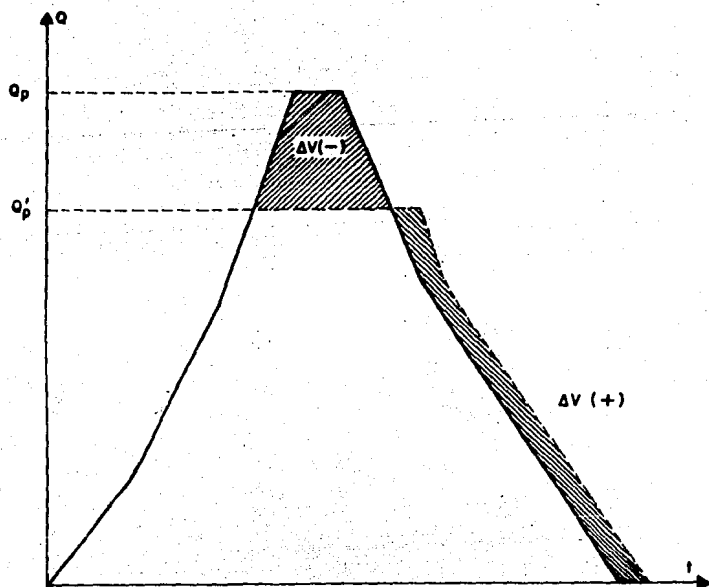


fig. 4.4 Modificación de hidrograma calculado cuando el colector entra en carga

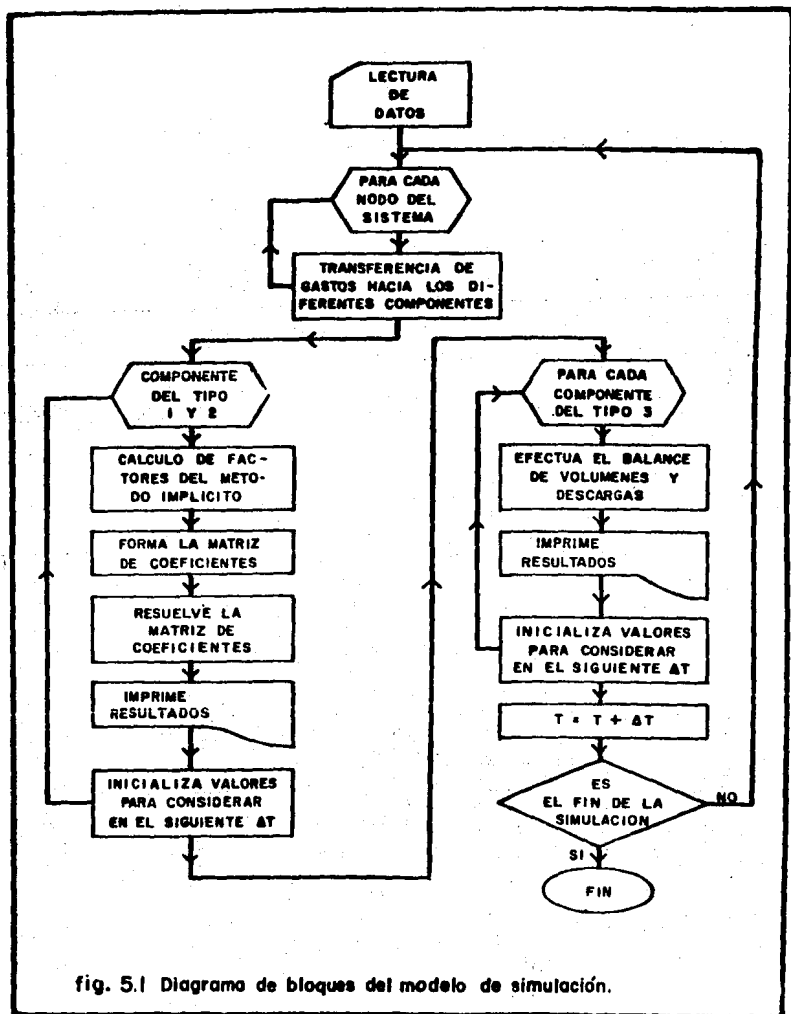


fig. 5.1 Diagrama de bloques del modelo de simulación.

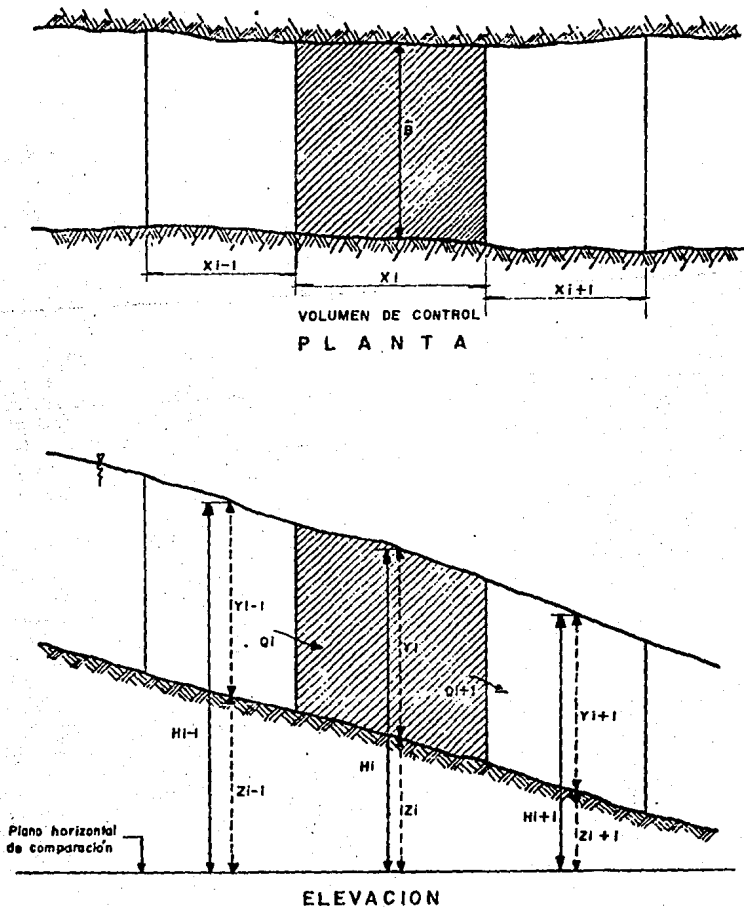
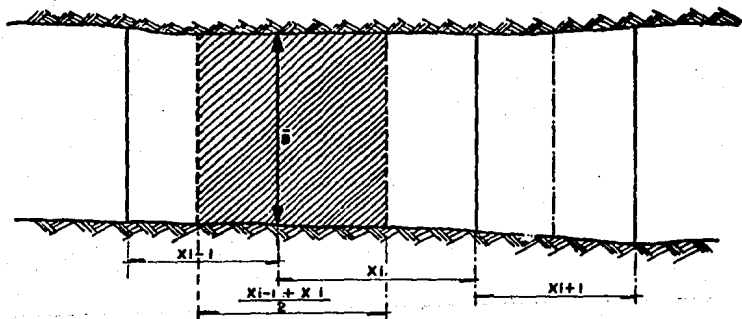
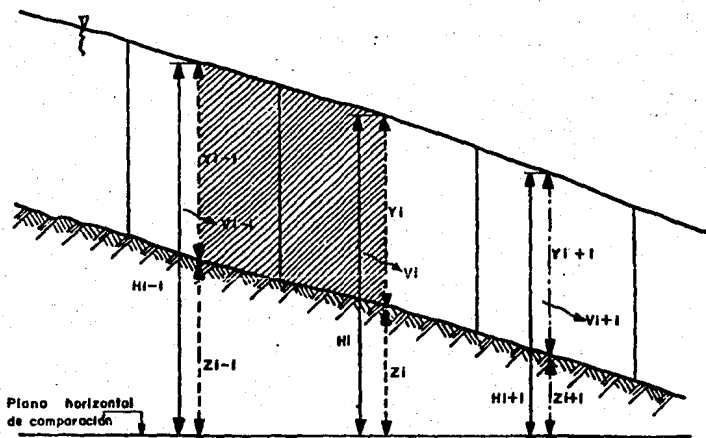


fig. 5.2 Volumen de control para el planteamiento de la Ecuación de Continuidad.



VOLUMEN DE CONTROL
PLANTA



ELEVACION

fig. 5.3 Volumen de control para el planteamiento de la Ecuación de Impulso.

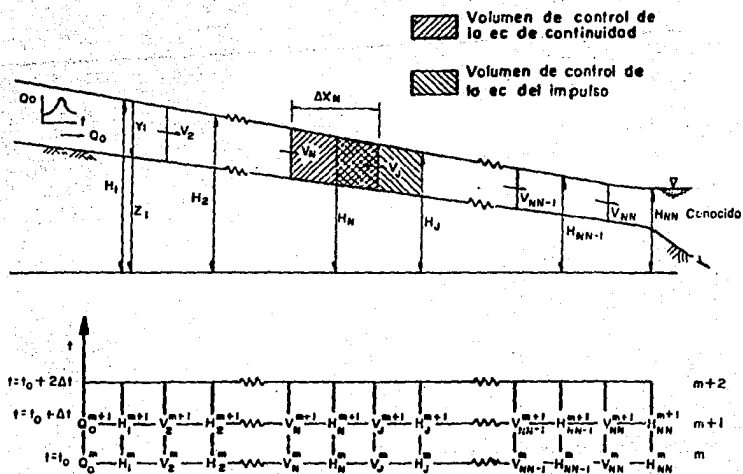
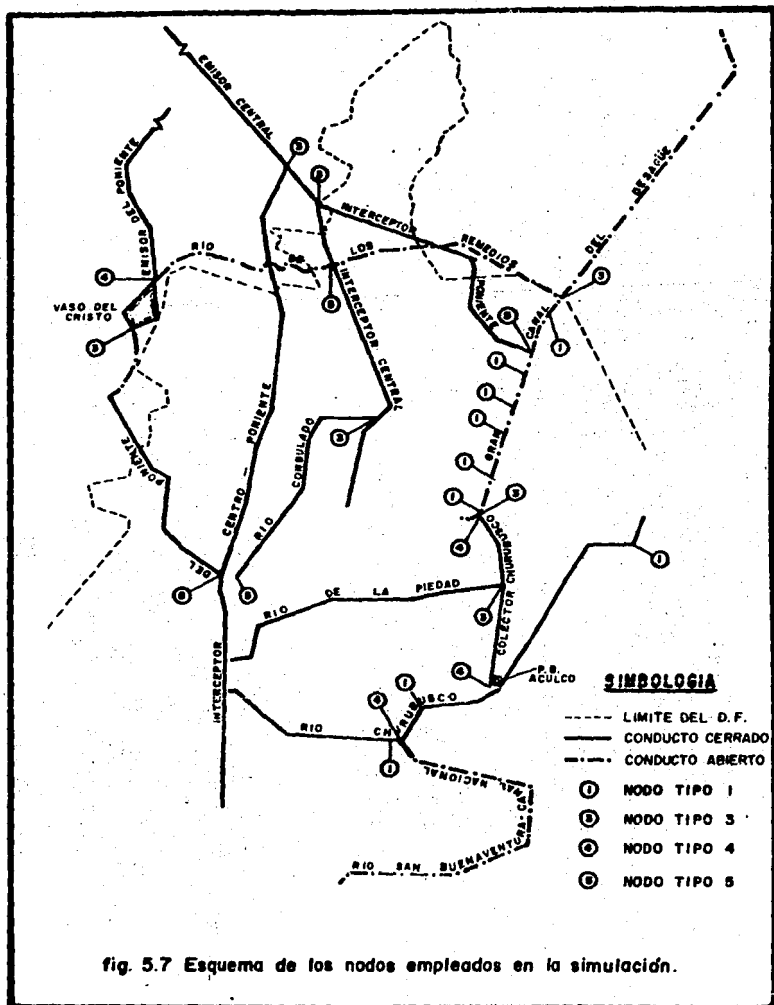
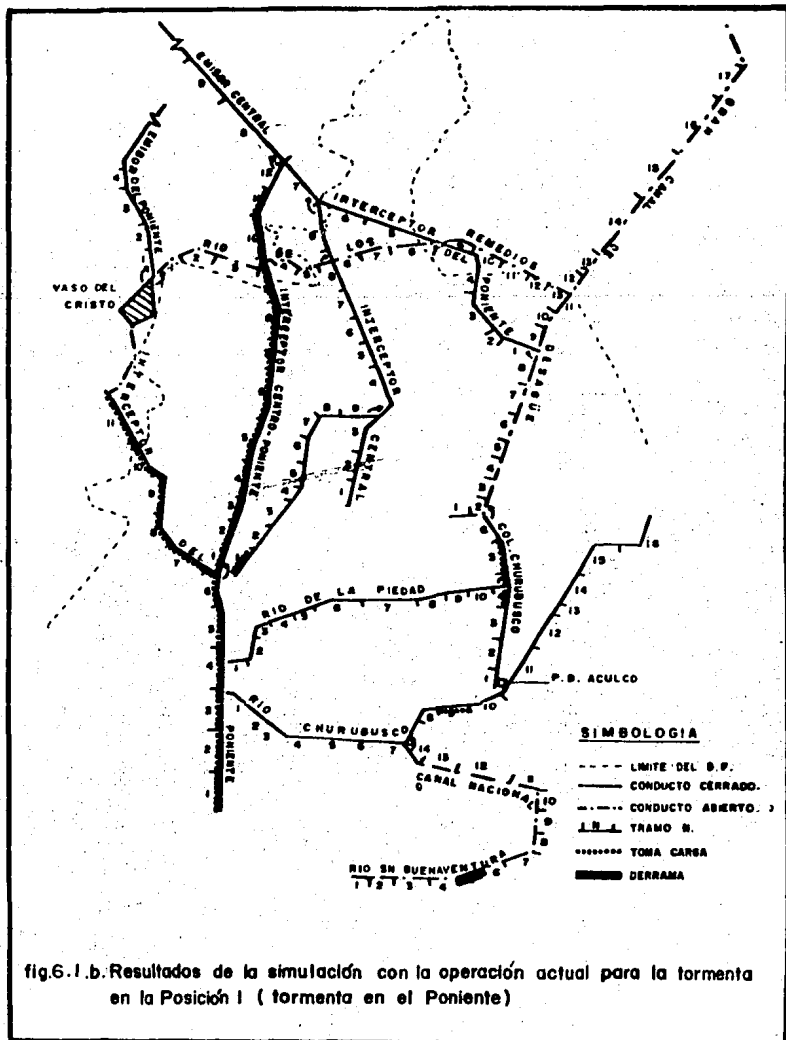


fig. 5.4 Esquema de solución del método de diferencias finitas implícito.

$E_1 + \psi FEO_{12}$	$-\psi FEO_{12}$	0	0	0	0	0	0	H_1^{M+1}	$D_1 - BA_{12} + Q_0^{M+1}$
$-\psi FEO_{12}$	$\psi FEO_{12} + E_2 + \psi FEO_{23}$	$-\psi FEO_{23}$	0	0	0	0	0	H_2^{M+1}	$D_2 - BA_{12} - BA_{23}$
0	$-\psi FEO_{23}$	$\psi FEO_{23} + E_3 + \psi FEO_{34}$	$-\psi FEO_{34}$	0	0	0	0	H_3^{M+1}	$D_3 + BA_{23} - BA_{34}$
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮		⋮
0	0	0	$-\psi FEO_{N,N}$	$\psi FEO_{N,N} + E_N + \psi FEO_{N,N}$	$-\psi FEO_{N,N}$	0	0	H_N^{M+1}	$D_N + BA_{N,N} - BA_{N,N}$
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮		⋮
0	0	0	0	0	$-\psi FEO_{N,N-3}$	$\psi FEO_{N,N-3} + E_{N,N-2} + \psi FEO_{N,N-2}$	$-\psi FEO_{N,N-2}$	$H_{N,N-2}^{M+1}$	$D_{N,N-2} + BA_{N,N-3} - BA_{N,N-2}$
0	0	0	0	0	0	$-\psi FEO_{N,N-2}$	$\psi FEO_{N,N-2} + E_{N,N-1} + \psi FEO_{N,N}$	$H_{N,N-1}^{M+1}$	$D_{N,N-1} + BA_{N,N-2} - BA_{N,N-1} + \psi FEO_{N,N-1} H_{N,N}$

fig. 5.5 Matriz de solución del método de las diferencias finitas implícito





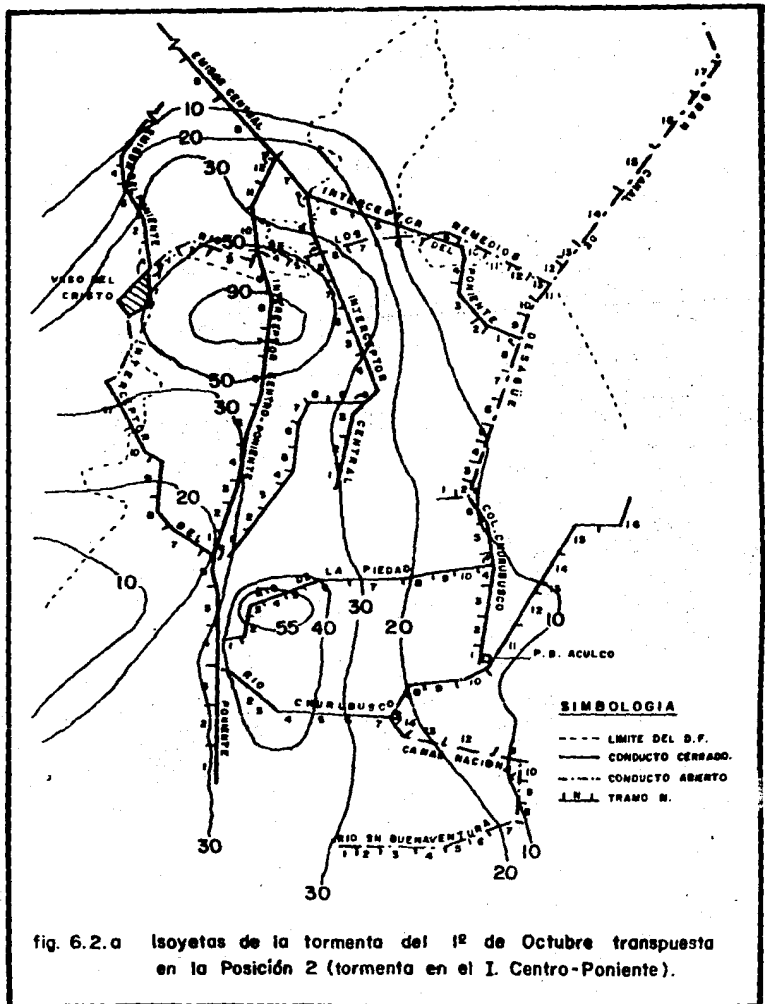
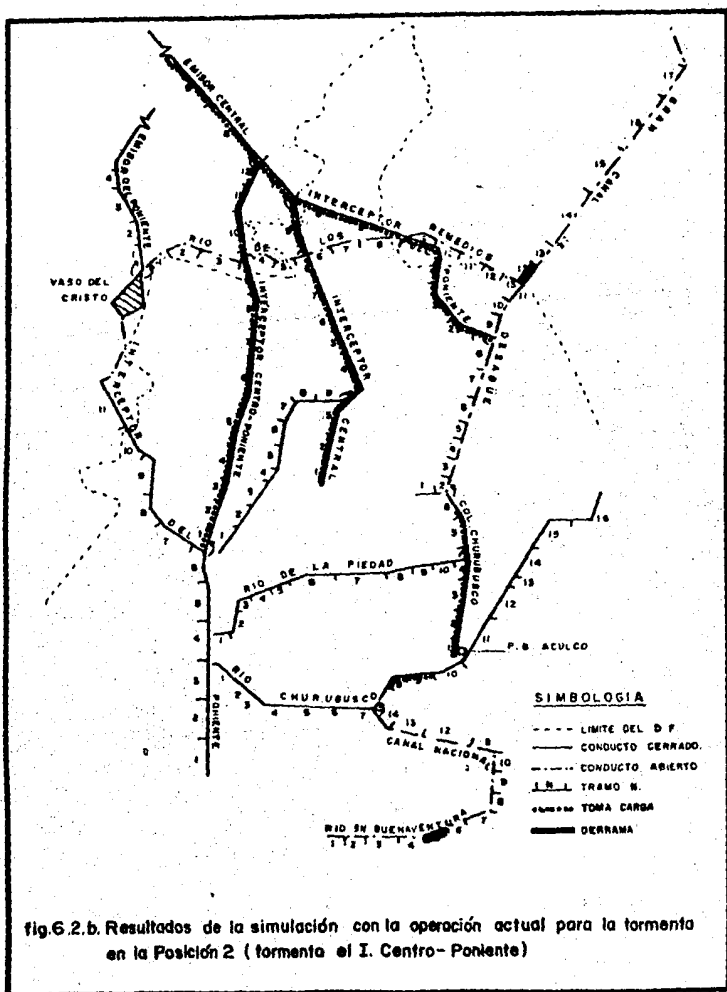
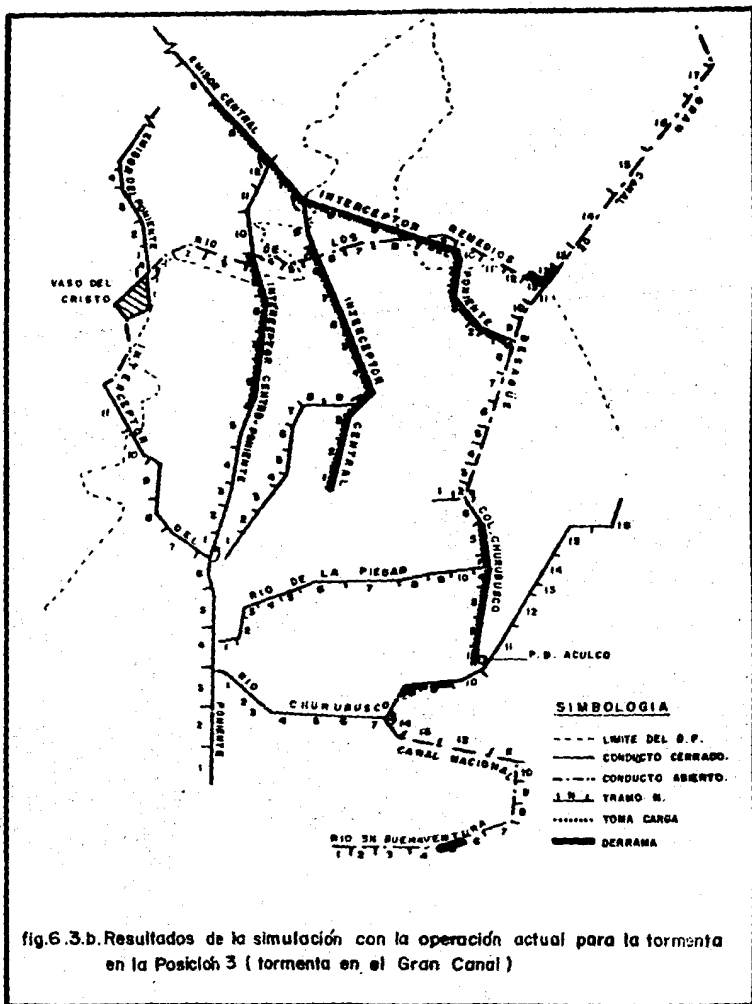


fig. 6.2.a Isoyetas de la tormenta del 1º de Octubre transpuesta en la Posición 2 (tormenta en el I. Centro-Poniente).





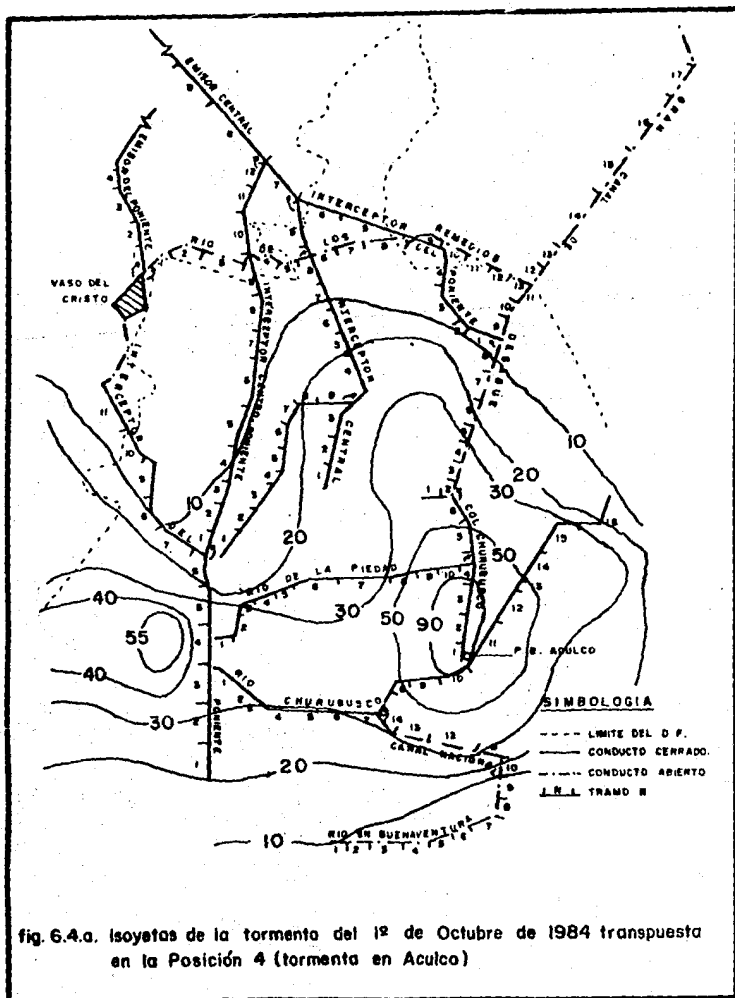
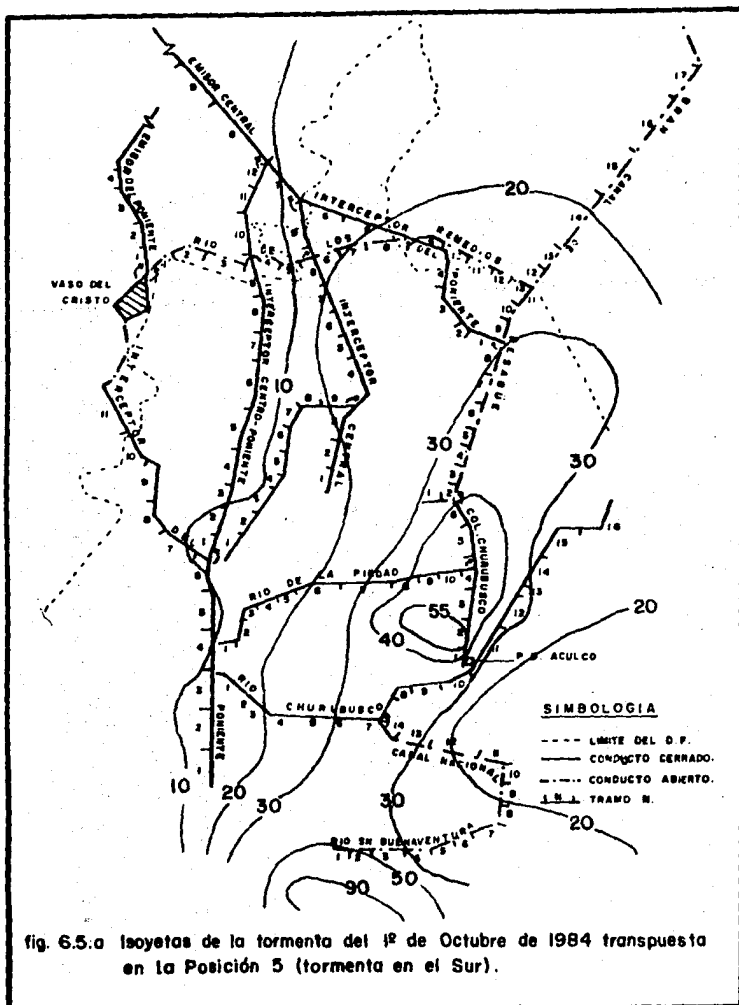
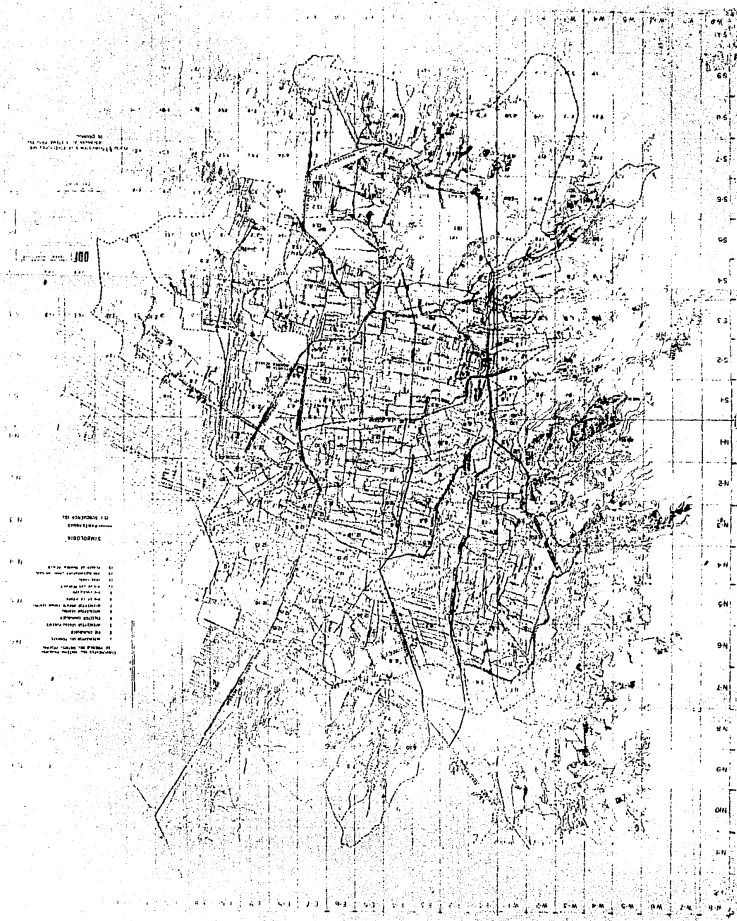


fig. 6.4.a. isoyetas de la tormenta del 12 de Octubre de 1984 transpuesta en la Posición 4 (tormenta en Acapulco)



P L A N O S



FALLAS DE ORIZABA
 TESIS CON

Fe de Erratas

1.- En el índice existe un capítulo que dice:

"5.4 Consideraciones generales para la simulación mediante el modelo"

debe decir:

5.4 Consideraciones generales para la calibración del modelo y la simulación del sistema.