



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

“REVISIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL SISTEMA PRINCIPAL
DE DRENAJE DE LA ZONA SUR-ORIENTE DEL VALLE DE MÉXICO”

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

IRVING GARCÍA REYES

TUTOR PRINCIPAL
DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

COMITÉ TUTOR
DR. RAFAEL BERNARDO CARMONA PAREDES, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. ÓSCAR FUENTES MARILES, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. ÓSCAR POZOS ESTRADA, INSTITUTO DE INGENIERÍA
M. EN I. VÍCTOR FRANCO, INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. SEPTIEMBRE DE 2014.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Óscar Fuentes Mariles
Secretario: Dr. Rafael Bernardo Carmona Paredes
Vocal: Dr. Ramón Domínguez Mora
1^{er.} Suplente: M. I. Víctor Franco
2^{do.} Suplente: Dr. Óscar Pozos Estrada

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. Ramón Domínguez Mora

FIRMA

MÉXICO, D. F. SEPTIEMBRE DE 2014

AGRADECIMIENTOS

A DIOS

Infinitas gracias a ti, mi Dios, por haberme dado la oportunidad de poder llegar al final de este proyecto, por proveerme de todo lo necesario para salir adelante, y en general, muchas gracias por todo lo que me has dado.

A MIS PADRES

*Fidel y Josefina, mil gracias por el apoyo incondicional que me han brindado siempre; muchas gracias por todos los sacrificios que hicieron a lo largo de mi carrera, les prometo que valieron la pena; muchas gracias también por su comprensión y paciencia en momentos difíciles que tuvimos y finalmente muchas gracias por la confianza que me tienen.
¡Los amo!*

A MIS HERMANOS

Brisiany y Alan, muchas gracias por todo su cariño y su confianza, muchas gracias por todas las risas y enojos que hemos pasado juntos. ¡Los quiero!

A MI NOVIA

Sulihe, te agradezco infinitamente todo el amor, cariño, comprensión y enseñanzas que me has dado, mil gracias por aceptar compartir tu vida con la mía, mil gracias por terminar juntos este proyecto, mil gracias por regalarme y al mismo tiempo robarme una sonrisa siempre. ¡Te amo tanto!

A MI TUTOR

Dr. Ramón Domínguez, muchas gracias por toda la confianza, por todas las enseñanzas, por todo el conocimiento que me compartió, por el tiempo empleado, pero sobre todo muchas gracias por ser una gran guía y un excelente ejemplo de sencillez, de humildad y una gran fuente de inspiración en la vida. ¡Mil gracias!

A MIS SINODALES

Y también profesores en la Maestría: Dr. Rafael Carmona, Dr. Óscar Fuentes, Dr. Óscar Pozos y al M. en I. Víctor Franco, muchas gracias por todo el conocimiento transmitido y el tiempo dedicado a este trabajo.

CONTENIDO

| | |
|---|-----------|
| I. INTRODUCCIÓN..... | 3 |
| II. OBJETIVOS | 6 |
| 1. ANTECEDENTES | 7 |
| 1.1 ESTUDIOS PREVIOS..... | 9 |
| 2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA..... | 12 |
| 2.1 CRECIMIENTO DE LA MANCHA URBANA..... | 12 |
| 2.2 HUNDIMIENTOS | 14 |
| 3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE DRENAJE DE LA ZONA SUR-ORIENTE DEL VALLE DE MÉXICO..... | 15 |
| 3.1 LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO..... | 15 |
| 3.2 PRINCIPALES CONDUCTOS ABIERTOS | 18 |
| 3.3 PRINCIPALES CONDUCTOS CERRADOS..... | 21 |
| 3.4 LAGOS Y LAGUNAS DE REGULACIÓN..... | 22 |
| 3.5 FUNCIONAMIENTO ACTUAL DEL SISTEMA..... | 27 |
| 4. FUNDAMENTOS TEÓRICOS | 29 |
| 4.1 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE DATOS HIDROLÓGICOS..... | 29 |
| 4.1.1 Distribución Gumbel..... | 30 |
| 4.2 LLUVIAS DE DISEÑO..... | 31 |
| 4.3 DISTRIBUCIÓN ESPACIAL Y TEMPORAL DE LA LLUVIA..... | 33 |
| 4.4 REGIONALIZACIÓN DE LLUVIAS..... | 35 |
| 4.4.1 Método Propuesto por Franco y Domínguez (1982) y Franco (1998) | 36 |
| 5. ANÁLISIS DE APORTACIONES | 41 |
| 5.1 LAGUNA DE REGULACIÓN LA GASERA | 41 |
| 5.1.1. Primer escenario: Periodo de Retorno de 100 años y compuertas totalmente abiertas. | 43 |
| 5.1.2. Segundo escenario: Periodo de Retorno de 100 años y compuertas totalmente cerradas durante 11 horas..... | 45 |
| 5.2 RÍO DE LA COMPAÑÍA | 47 |
| 5.3 RÍO AMECAMECA | 53 |
| 5.4 DREN XOCHIACA..... | 58 |

| | |
|---|------------|
| 5.5 DREN CHIMALHUACÁN | 59 |
| 5.6 RÍO CHURUBUSCO..... | 59 |
| 6. MODELO MATEMÁTICO DE SIMULACIÓN (EPA SWMM)..... | 63 |
| 6.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN GEOMÉTRICA, TOPOGRÁFICA Y/O BATIMÉTRICA | 65 |
| 6.2 ARMADO DEL MODELO MATEMÁTICO | 66 |
| 7. OPCIONES DE SOLUCIÓN | 69 |
| 7.1 PROPUESTAS DE OPERACIÓN PARA MITIGAR LOS DESBORDAMIENTOS EN EL SISTEMA DE DRENAJE DE LA ZONA SUR-ORIENTE DEL VALLE DE MÉXICO..... | 69 |
| 7.1.1 Simulación 1: Hidrogramas originales en el Túnel Río de La Compañía (TRC) con descarga de Canal General en el cauce del río de La Compañía. | 69 |
| 7.1.2 Simulación 2: Hidrogramas originales en el TRC, con descarga de Canal General en el cauce del río de La Compañía y con la laguna de regulación La Gasera cerrada durante 11 horas..... | 73 |
| 7.1.3 Simulación 3: Hidrogramas transitados en el TRC, con descarga de Canal General en el cauce del río de La Compañía | 75 |
| 7.1.4 Simulación 4: Hidrogramas transitados en el TRC, con descarga de Canal General en el cauce del río de La Compañía y con la laguna de regulación La Gasera cerrada durante 11 horas..... | 77 |
| 7.2 PROTOCOLO PARA LA OPERACIÓN CONJUNTA DE LOS TÚNELES RÍO DE LA COMPAÑÍA Y CANAL GENERAL..... | 91 |
| 7.2.1 Prolongación del TRC hasta el túnel río de los Remedios | 96 |
| 7.2.2 Bombeo del Túnel Canal General (TCG) al Río de La Compañía aguas abajo de la PB La Caldera. | 100 |
| 7.2.3 Regular los derrames en la Laguna de Xico, y una vez terminada la tormenta, descargarlos nuevamente al TCG..... | 101 |
| 7.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS..... | 102 |
| 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 110 |
| 9. BIBLIOGRAFÍA | 113 |
| INDICE DE FIGURAS Y TABLAS | 116 |
| ÍNDICE DE FIGURAS | 116 |
| ÍNDICE DE TABLAS | 119 |

I. INTRODUCCIÓN

La Zona Metropolitana del Valle de México tiene características únicas. Es una de las concentraciones urbanas más grandes del mundo. Esta zona está ubicada en una cuenca cerrada sobre lo que originalmente fue un sistema lagunario integrado por cinco grandes lagos, Texcoco, Xaltocan, Zumpango, Xochimilco y Chalco.

En época de lluvias la Cuenca se convertía en un solo lago de dos mil kilómetros cuadrados de superficie. Esta condición es la causa de las periódicas inundaciones que desde la fundación de Tenochtitlan han tenido que enfrentar sus habitantes.

A partir del Virreinato la estrategia fue abrir salidas artificiales a la cuenca. En los siglos XVII y XVIII, se realizó el tajo de Nochistongo, inaugurado en 1788, 151 años después de su inicio; posteriormente en el México independiente y concretamente en 1900 entró en servicio el Gran Canal del Desagüe, para el cual se construyó el primer túnel de Tequixquiac, obra complementada con un segundo túnel que inicia operaciones en 1947; en 1962 y 1975 se incorporan al sistema los emisores del Poniente y el Central, respectivamente.

La Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM) actualmente alcanza una superficie de 1894 kilómetros cuadrados la cual representa casi el 22 por ciento del área de la cuenca del Valle de México y el 95 por ciento de la superficie que ocupaban los lagos en la cuenca en el siglo XVI.

El crecimiento se dio sobre todo en los últimos treinta años del siglo XX, asentándose la mancha urbana en sitios que antes formaron parte del sistema lagunar, lo cual ha demandado, y lo sigue haciendo a la fecha, servicios urbanos cada vez más amplios y complejos, entre los que destaca el sistema de drenaje.

Es un hecho que la intensidad de las lluvias, y su distribución en el espacio y tiempo han cambiado severamente; las lluvias ahora son más concentradas, de mayor duración y, en consecuencia, de mayor intensidad.

Por otro lado, el suelo del valle está formado por arcillas blandas con muy alto contenido de agua, altamente deformables y compresibles. La extracción de agua para abastecimiento del consumo de la ciudad, ha propiciado hundimientos acelerados y diferenciales que afectan fuertemente a la infraestructura de la ciudad.

En particular, se ha reducido la capacidad de los cauces superficiales y subterráneos que permiten el desalojo de las aguas de lluvia, aumentando la probabilidad de presencia de las inundaciones que hoy afectan a la población en su actividad diaria, su patrimonio y su vida.

El fenómeno de hundimiento ha afectado de manera particular al Gran Canal del Desagüe por lo que en los últimos años se ha incrementado la dependencia del Sistema de Drenaje Profundo, de tal manera que no fue posible darle mantenimiento entre 1992 y 2007. Este hecho, como es evidente, expone a la ZMVM a inundaciones de consecuencias severas en caso de una falla del Túnel Emisor Central, columna vertebral del sistema de drenaje de esa zona.

En la actualidad la capacidad del Sistema de Drenaje es insuficiente y presenta serios problemas. En 1975, cuando la población de la zona metropolitana era de 10 millones de habitantes, la capacidad de desalojo era de 280 metros cúbicos sobre segundo, para el año 2007 ésta se vio reducida a sólo 165 metros cúbicos sobre segundo, con casi el doble de población, haciéndose necesaria la implementación de acciones de emergencia para la inspección y reparación del Sistema de Drenaje Profundo y, además fue necesario decidir la construcción de un nuevo túnel emisor para disponer de una capacidad total de desalojo de 315 metros cúbicos sobre segundo y permitir el mantenimiento alternado con el Túnel Emisor Central.

Por otro lado, los grandes drenes de la ciudad, antes ríos, que cruzan en el sentido poniente-oriente, tales como los ríos de los Remedios, Tlalnepantla, Consulado; río de la Piedad y sus afluentes, Becerra, Tacubaya, etc.; río Churubusco y sus afluentes, San Ángel, Mixcoac, Magdalena, etc. y río San Buenaventura, prácticamente han desaparecido como corrientes superficiales y, en su lugar, se han construido conductos cerrados que también han sido afectados por los hundimientos regionales y locales del subsuelo, reduciendo su capacidad de conducción y evacuación de las redes primarias que vierten a ellos por gravedad o bombeo a través de grandes plantas.

Las lagunas y vasos de regulación existentes en la parte plana de la ZMVM así como las redes primarias de drenaje superficial, también se han visto afectadas por los hundimientos locales y regionales, por lo que se ha reducido su capacidad de regulación y desalojo respectivamente, afectando también a las redes secundarias, con lo que se incrementa la cantidad de zonas bajas susceptibles de inundarse.

El presente trabajo tiene por objeto realizar un análisis hidráulico del Sistema de Drenaje de la Zona Sur-Oriente del Valle de México empleando los diversos estudios hidrológicos que se tienen disponibles para esta zona, con objeto de obtener bases técnicas en las que podamos apoyarnos para proponer posibles opciones de solución al problema de las inundaciones en la zona; sobre todo en cuanto a políticas de operación y acciones estructurales se refiere; para ello en el capítulo 1 del presente trabajo se exponen los antecedentes del Sistema Principal de Drenaje del Valle de México y en forma particular del Sistema Sur-Oriente; asimismo se describen los estudios previos que se han desarrollado para esta zona en específico. En el capítulo 2 se plantea de manera general la problemática fundamental de la zona de estudio.

En el capítulo 3 se realiza una descripción general del Sistema de Drenaje de la Zona Sur-Oriente del Valle de México y de su funcionamiento hidráulico; su localización dentro de la Cuenca, las principales estructuras hidráulicas de las que se conforma (canales, túneles, laguna de regulación, plantas de bombeo, etc.).

El capítulo 4 muestra los fundamentos y metodologías básicas de hidrología necesarios para el desarrollo, análisis e interpretación de datos hidrológicos para la obtención de hidrogramas específicamente para zonas urbanas; estas metodologías serán aplicadas en el capítulo 5 para cada uno de los componentes del sistema y así contar con los hidrogramas de entrada de cada uno de ellos.

El armado del modelo matemático (EPA SWMM) se presenta en el capítulo 6 en el que además de las bases teóricas de este modelo, se describen las geometrías de cada componente del sistema (longitud, geometría de la sección transversal, n de Manning, pendiente, etc.).

En el capítulo 7 se emplean los hidrogramas de cada conducto obtenidos en el capítulo 5 y se ingresan en el modelo matemático creado en el capítulo 6 para realizar una serie de simulaciones del sistema que primeramente permitan identificar cuál es el funcionamiento hidráulico actual de éste, para posteriormente proponer políticas de operación adecuadas y de ser necesario proponer acciones estructurales que en conjunto magnifiquen la eficiencia del sistema tratando siempre de aprovechar al máximo la capacidad de regulación de los lagos y lagunas.

El análisis de los resultados obtenidos en las simulaciones de las opciones de solución propuestas se realiza en el capítulo 8, y finalmente en el capítulo 9 se presentan las conclusiones y recomendaciones formuladas para este trabajo.

II. OBJETIVOS

- Recopilar información sobre estudios hidrológicos realizados en la zona oriente del Valle de México principalmente para el río de La Compañía así como para las principales aportaciones a la laguna de regulación La Gasera (río San Rafael y río San Francisco).
- Realizar estudios hidrológicos para los conductos restantes del sistema de drenaje de la Zona Oriente del Valle de México: río Ameca, Río Churubusco, Dren Xochiaca y Dren Chimalhuacán.
- Realizar el armado del modelo matemático correspondiente al sistema de drenaje de la Zona Oriente del Valle de México tomando en cuenta las lagunas de regulación que se tienen en la zona y haciendo uso de la información hidrológica obtenida, para simular el funcionamiento hidráulico del sistema y proponer posibles opciones de solución a los problemas de tal funcionamiento.

1. ANTECEDENTES

El Valle de México es actualmente la región con mayor densidad demográfica en nuestro país, cuya expansión hacia el oriente, debido a la topografía y los bajos costos de la tierra, se vieron incrementados a mediados del siglo XX. Cabe destacar que en el área metropolitana del Valle de México (AMVM), de la cual forman parte los municipios de Chalco, Valle de Chalco, Solidaridad e Ixtapaluca, se concentra cerca del 19% de la población mexicana. La zona que ocupan estos municipios es una de las más desprotegidas y padece por las inundaciones generadas cerca del río de La Compañía, como la ocurrida la madrugada del 5 de febrero de 2010 en la cual las aguas negras del ya mencionado canal inundaron partes del municipio de Valle de Chalco, con un saldo que ascendió a 20 000 damnificados, 1600 viviendas y 360 negocios afectados.

El río de La Compañía es el principal desfogue de aguas pluviales y residuales de la zona oriente del Valle de México. Inicia en la confluencia de los ríos San Francisco y San Rafael, al oriente de la cuenca del Valle de Chalco y termina en el bordo Xochiaca, donde se une al sistema de canales del Lago de Texcoco, concretamente al Dren General del Valle; atraviesa zonas densamente pobladas.

Como parte de la solución al problema de inundación que aqueja la zona Sur-Oriente del Valle de México y debido a la disminución de capacidad del río de La Compañía, la Comisión Nacional del Agua determinó la construcción del Túnel río de La Compañía (TRC), con la finalidad de captar a lo largo de sus casi siete kilómetros de longitud la mayor cantidad de aguas negras y pluviales provenientes de los municipios de Chalco, Valle de Chalco e Ixtapaluca. El caudal será conducido al túnel a través de lumbreras de descarga a las cuales se conectarán cárcamos de bombeo ubicados a lo largo del tramo comprendido entre las lumbreras L1-A y L4.

Ante la situación que aqueja a la población de esta zona, se han tomado medidas como el proyecto de la construcción de siete presas que regularán las aportaciones de las cuencas de los ríos San Francisco y Santo Domingo, la construcción de la laguna de regulación “La Gasera” cuyas aguas ya reguladas son encauzadas al inicio del TRC, al cual se le suman las aguas provenientes de las colonias cercanas, en donde estas aguas son captadas por los cárcamos de bombeo ubicados en estas colonias.

Para la operación del TRC es de vital importancia determinar la avenida de diseño para cada una de sus aportaciones localizadas aguas abajo de la descarga de la laguna “La Gasera”.

Los hundimientos regionales en las márgenes del río de La Compañía, que han alcanzado 40 centímetros por año, afectaron la integridad estructural de sus bordos e hicieron vulnerables las zonas aledañas al río, fundamentalmente en el tramo entre la autopista y la carretera federal México-Puebla.

Durante los últimos años (2000 a 2011) se han realizado trabajos de desazolve, renivelación y reforzamiento de bordos y un intenso programa anual de mantenimiento y conservación, que favoreció el funcionamiento del río; sin embargo, la reparación de las fisuras y la nivelación de los bordos mediante colocación de más material, provocó que el sobrepeso de los mismos aumentara la velocidad de hundimiento y el agrietamiento, por lo que los procedimientos de reparación y mantenimiento utilizados en años anteriores, dejaron de ser eficientes y su aplicación aumentaba cada vez más el riesgo de falla de los bordos (existían tramos de bordos reforzados con más de 10 metros de altura).

Los mecanismos de falla se atribuyen a agrietamientos, filtraciones con erosión interna y deslizamientos o fallas de talud por insuficiencia de la capacidad de carga del subsuelo que les da soporte, dichos mecanismos de falla se activan generalmente aún con escasos escurrimientos durante temporada de estiaje debido a la infiltración de agua residual o pluvial en los agrietamientos preexistentes y el subsecuente empuje hidrostático que causa la falla.

Para resolver la problemática de asentamientos (por la naturaleza del suelo altamente compresible) y evitar el riesgo de inundaciones se concibió una solución integral, más segura y duradera que la constante sobre elevación de bordos, consistente en un sistema de presas de regulación, un túnel para conducción en el tramo conflictivo entre la autopista y la carretera federal México-Puebla, las obras de captación del agua residual, así como una planta bombeo que permita elevar el agua al tramo de río donde este ya no presenta problemas por los bordos, además de la construcción de un colector de estiaje que permita el mantenimiento del túnel y retirar los bordos del canal para reducir hundimientos diferenciales por sobre peso.

En la actualidad los caudales de la zona oriente del Valle de México, son emitidos superficialmente a través del Dren General del Valle (DGV), que conduce las aportaciones del río de La Compañía, Canal General, Bordo de Xochiaca, río Churubusco y río de los Remedios, así como por el Gran Canal del Desagüe (GCD), con una capacidad de emisión superficial que, en 2007, apenas llegaba a 15 metros cúbicos sobre segundo, precisamente por la pérdida en capacidad del GCD (contra una capacidad original de 80 metros cúbicos sobre segundo).

Tal situación obligó a la rehabilitación de la planta de bombeo “Canal de Sales” sobre el DGV y a la construcción de la planta de bombeo 11+600 (complementaria a la planta de bombeo 18+500) sobre el GCD; con estas obras, a partir del estiaje de 2008, se logró incrementar la capacidad de emisión superficial conjunta a 40 metros cúbicos sobre segundo, con una capacidad de regular hasta 20 metros cúbicos sobre segundo adicionales a través de la construcción de la planta de bombeo Casa Colorada Superficial para su regulación en la laguna del mismo nombre, con lo cual además se pudo inspeccionar el drenaje profundo, después de 15 años de no poder hacerlo, e iniciar su reparación.

La capacidad de los cauces superficiales asociados al Dren General del Valle y al Gran Canal del Desagüe, seguirá perdiéndose mientras persistan los hundimientos en el Valle de México y, en consecuencia la vida útil de las plantas de bombeo alojadas sobre dichos cauces (construidas como obras emergentes), es limitada, estimándose esta vida hacia los años 2016-2018. Por tal razón, la solución a largo plazo en materia de emisión será el Túnel Emisor Oriente, pero apoyados con suficiencia en cuanto a capacidad de regulación.

1.1 ESTUDIOS PREVIOS

Ante la apremiante necesidad de construir obras que disminuyan y preferentemente mitiguen el peligro de inundaciones que constantemente enfrentan los habitantes de los municipios que rodean al río de La Compañía, La Comisión Nacional del Agua y el Organismo de Cuenca Aguas del Valle de México, han promovido diversos estudios hidrológicos e hidráulicos de la zona, cuya finalidad es determinar la factibilidad de construir obras de conducción y regulación, dentro de estos estudios se puede citar a los más importantes como el realizado en 1999 en el cual se encomendó al Instituto de Ingeniería de la UNAM, un análisis integral para mejorar el funcionamiento hidráulico del río de La Compañía; en el año 2000 la empresa HIME, con apoyo del Instituto de Ingeniería, elaboró las opciones de control del cauce; a partir de su análisis se determinó como mejor opción la construcción de siete presas reguladoras que en conjunto con la laguna de regulación La Gasera permitirían disminuir los efectos de las crecientes, otra obra importante resultado del estudio anterior y que contribuirá a la protección de los habitantes de la zona es el TRC mismo que funcionará como un sistema de drenaje profundo en la zona oriente del Valle de México y ayudará a reducir los riesgos de sobrepasar la capacidad del canal a cielo abierto y sus consecuentes desbordamientos.

En el año 2009 el Instituto de Ingeniería realizó un estudio de revisión de funcionamiento hidráulico y capacidad de regulación de los siete almacenamientos, conjuntamente con la Laguna la Gasera.

En ese mismo estudio se llevó a cabo la revisión de las tormentas de diseño de las cuencas de los Río San Francisco y Santo Domingo incluyendo datos climatológicos de los últimos años actualizando así el estudio hidrológico.

La revisión del estudio realizado en el año 2000 permitió la obtención de gastos máximos y volúmenes de avenidas para diferentes periodos de retorno en los ríos San Francisco y Santo Domingo aplicando un modelo lluvia escurrimiento, mismo que en la revisión contempló modificaciones de algunos de los parámetros utilizados en el análisis previo; dentro de los cambios importantes se aprecia el incremento en las duraciones de tormentas de 2 a 8 horas, los coeficientes de escurrimiento no urbanos adoptaron valores más cercanos a las propuestas del Manual de Hidráulica Urbana, tomando en cuenta el comportamiento geológico de la zona. De esta manera se obtuvieron los nuevos gastos y formas de avenidas para diferentes periodos de retorno, información que sirvió de base

para alimentar el tránsito de avenida de varios escenarios referentes al comportamiento hidráulico del conjunto formado por las siete presas y la laguna de regulación La Gasera.

De acuerdo con el informe de la revisión del estudio del 2000, se analizó el comportamiento hidráulico del sistema bajo distintas condiciones tanto de operación como de construcción de estructuras, dentro de las conclusiones más sobresalientes de este documento destacan:

- El ingreso de una avenida con periodo de retorno (T_r) de 50 años sin haber construido las presas, ocasionará una descarga al río de La Compañía de $33.561\text{m}^3/\text{s}$, rebasando las capacidades de regulación de la Gasera.
- Para un $T_r=100$ años y con la construcción de las presas Santo Domingo, Texcahuey, Zoquiapan y Chihuahua II cuyas tomas funcionen totalmente abiertas, el río de La Compañía recibiría una aportación de $28.572\text{m}^3/\text{s}$.
- En el caso de la construcción de las siete presas funcionando ante una avenida de $T_r=100$ años, el gasto máximo descargado por la Laguna al río de La Compañía es de $26.364\text{ m}^3/\text{s}$.

El estudio de la construcción del TRC determinó la posibilidad de elección entre dos opciones: la primera, su construcción hacia el norte del Valle de México conectándose al drenaje profundo actual o a una planta de bombeo en Casa Colorada, la segunda, la construcción del túnel con dirección sur hacia el Estado de Morelos.

La opción de construcción del túnel con descarga al norte del Valle de México contemplaba dos etapas, la primera, la construcción de 6.7 km de longitud cuya sección circular de 5m de diámetro que trabajando a tubo lleno tenga una capacidad total de $40\text{m}^3/\text{s}$. El túnel estará alimentado mediante lumbreras adosadas a las cuales llegaran los escurrimientos recolectados por las plantas de bombeo ubicadas en la periferia del canal a cielo abierto, la segunda etapa consiste en prolongar el túnel 25 km hasta la confluencia del túnel del Río de los Remedios y el Dren General del Valle donde se ubicará la planta de bombeo Casa Colorada.

La segunda opción de desagüe en la zona proponía construir el túnel con descarga en dirección al sur del Valle de México, atravesando la sierra Chichinautzin hacia la cuenca alta del río Amacuzac. La comparación de la longitud total requerida de túnel entre las dos opciones ponía en desventaja la segunda ya que requería 6 kilómetros adicionales.

De acuerdo con el informe final de este estudio y con base en el análisis de aspectos tanto cuantitativos como cualitativos, se determinaron las ventajas y desventajas de cada una de las opciones.

La construcción de la obra con desembocadura al Norte del Valle de México mostro que podía ser conectado a las salidas actuales de las aguas residuales pudiendo existir una

posible regulación en Casa Colorada o en alguna parte del Lago de Texcoco. La desventaja era el incremento de caudal al sistema de drenaje existente al realizarse la conexión.

La opción de construir el túnel con salida al estado de Morelos habría sido independiente del drenaje actual del Área Metropolitana conurbada de la Ciudad de México, pero presentaba el inconveniente de requerir el tratamiento de aguas negras para no contaminar los cauces de Morelos, una regulación previa antes de descargar al túnel y la ampliación de algunos cauces naturales para el gasto pluvial.

La conclusión de este estudio fue la construcción del TRC con dirección de descarga hacia el Norte, a estas fechas la primera etapa se encuentra prácticamente terminada.

En este mismo estudio se concluye que el TRC puede ser incorporado al sistema de drenaje del Valle de México solo en caso de contarse con el Túnel Emisor Oriente el cual se encuentra en construcción, en caso contrario se habría requerido de plantas de bombeo de apoyo para regulación.

Otro estudio importante que realizó el Instituto de Ingeniería, fue el estudio denominado “Estudio de las Aportaciones al TRC y de la Operación del Mismo” en el que se realiza la revisión de la capacidad de almacenamiento de la laguna de regulación La Gasera para diferentes periodos de retorno después del aumento de capacidad de regulación de 250,000 a 800,000 m³ hasta el nivel de la cresta del vertedor, así como tomando en cuenta el efecto que pudieran causar las 7 presas que se tienen proyectadas en las cuencas de los ríos San Rafael y San Francisco.

Se determinó que para un periodo de retorno de 100 años, la laguna de regulación La Gasera tiene la suficiente capacidad para regular las avenidas provenientes de los ríos San Rafael y San Francisco con un gasto pico de 87.037 m³/s, obteniéndose un gasto pico de salida hacia el río de La Compañía de 8.314 m³/s. Sin embargo, en el mismo estudio, como parte de las políticas de operación propuestas, se determinó conveniente regular la avenida durante once horas, tiempo que corresponde al libre paso de las avenidas de las captaciones que se tienen a lo largo del túnel y del río de La Compañía. El estudio demuestra que la laguna tiene capacidad para almacenar el volumen de agua durante ese tiempo con una descarga hacia el río de La Compañía de 10.941 m³/s después de las 11 horas.

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1 CRECIMIENTO DE LA MANCHA URBANA

La Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM) ha experimentado un acelerado crecimiento desde los años cincuenta, llegando a tener actualmente más de 20 millones de habitantes asentados en alrededor de 9,600 km². Los servicios de infraestructura hidráulica han tenido que crecer aunque no con la misma rapidez del crecimiento de la mancha urbana.

El sistema de drenaje al ser combinado, tiene dos fines: por una parte, desalojar los escurrimientos pluviales de zonas cada vez más extensas e impermeables y por otra, recolectar la mayor cantidad de aguas negras, conduciéndolas fuera del Valle de México. El tamaño del sistema, su complejidad y la intervención de varias dependencias operadoras, hacen necesario que en conjunto se deba hacer la planeación, diseño, construcción y operación de cada uno de los conductos principales del sistema de drenaje.

Un gran sistema de drenaje combinado, como el de la ZMVM, está formado primeramente por las redes secundarias de recolección de las aguas negras de las viviendas, oficinas, comercios, industrias, etc. y de los escurrimientos pluviales de todas las áreas urbanas. Estas redes descargan a los colectores primarios, que a su vez conducen los escurrimientos a lo que se denomina sistema principal de drenaje y que está formado por los grandes interceptores y emisores, unos superficiales y otros profundos, los cuales drenan las aguas residuales fuera de la cuenca del Valle de México y en el futuro conducirán las aguas negras a su tratamiento. Se han realizado estudios para los colectores primarios y para la red principal por parte de los Gobiernos del Distrito Federal y del Estado de México, dejándose el análisis de las redes secundarias a las autoridades de las delegaciones y a las de los municipios.

En los años de 1993 y 1994 se efectuó la planeación del saneamiento y del drenaje para la ZMVM, dentro del “Estudio de Factibilidad del Saneamiento del Valle de México”, elaborado por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) y del “Plan Maestro de Drenaje 1994–2010 del Área Metropolitana de la Ciudad de México”, realizado por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) del extinto Departamento del Distrito Federal, ahora Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACMEX).

En 1994, al efectuarse el plan maestro de drenaje, se tomó información y se consideraron metodologías que a la fecha han mejorado con la ayuda de la computación, como son: el mayor número de años de registro climatológico, regionalización de la precipitación para todo el Valle, cartografía más detallada, nivelaciones en estructuras de interés, mejoras en los modelos matemáticos de simulación hidráulica y otros aspectos, mismos que pueden ser aprovechado para el análisis de la operación y control del sistema de drenaje con las nuevas obras.

El punto de partida para el Saneamiento fue adecuarlo a la forma del funcionamiento del drenaje de la ciudad, principalmente al Sistema de Drenaje Profundo cuyo objetivo era eliminar los escurrimientos pluviales de gran parte del Distrito Federal solo en época de lluvias. Actualmente dicho sistema se utiliza para desalojar no solo los escurrimientos pluviales sino también para desalojar parte de las aguas negras generadas en el Valle de México.

Detectados en el Estudio de Saneamiento los grandes hundimientos del Gran Canal del Desagüe, fueron la principal preocupación en el Plan Maestro de Drenaje; por lo que el enfoque principal de él, fue el rescatar su capacidad de desalojo, indispensable para el sistema de drenaje de la ZMVM.

Las obras propuestas de drenaje se han ido posponiendo por diversas razones, mientras han ido creciendo los escurrimientos sobre todo en los municipios conurbados, con áreas que se consideraron en el Plan Maestro sin problemas y que ahora presentan características muy peligrosas, como es el caso de los bordos del río de La Compañía. Por otra parte, los hundimientos no se han detenido, por lo que han seguido afectando al sistema de drenaje, principalmente en el Oriente y Sur–Oriente de la ZMVM; en la mayoría de los casos reduciendo la capacidad de los conductos.

El tiempo que ha pasado sin que se construyan las obras de drenaje y saneamiento, más el incremento de la problemática de la ZMVM por el crecimiento de ella y sobre todo de la presencia con mayor efecto de los hundimientos, plantean la necesidad de rectificar algunas de las obras propuestas, con la idea de buscar una solución definitiva principalmente a la problemática de la zona oriente de la ZMVM.

La forma de la cuenca del Valle de México y los fuertes hundimientos que se registran en las zonas que antes fueron lagunas, llevan a definir como solución la construcción de interceptores y emisores profundos que saquen el agua fuera del Valle. Ya se tiene el Emisor Central, pero como se mencionó es insuficiente para dar servicio a toda la ZMVM, por lo que se determinó necesario construir otra salida que permitiera resolver los grandes problemas de la zona oriente. Este nuevo emisor profundo, ayudará considerablemente al drenaje de los municipios conurbados del Estado de México, que son los que tienen los problemas más fuerte en este aspecto y por otra parte, cambiará de una manera muy favorable el proyecto de saneamiento, ya que se podrá concentrar el agua a una gran planta que funcionará todo el año, con otras plantas mucho más pequeñas: el túnel Emisor Oriente cuya construcción está en proceso actualmente.

2.2 HUNDIMIENTOS

El crecimiento de la población durante las últimas décadas derivó en la necesidad de aumentar la cantidad de agua potable y, como se optó por perforar y explotar pozos, la consecuencia de la extracción de agua del subsuelo fueron los hundimientos que provocaron contra pendientes en los drenes superficiales y la necesidad de incrementar la elevación de la rasante de sus bordos. Los hundimientos más fuertes se presentan al oriente de la Ciudad de México, como referencia se mencionan los siguientes conductos: en el río de los Remedios, donde llegan a ser, en promedio, de 30 cm/año; en el Gran Canal del Desagüe en el DF, de 20 cm/año; en el Gran Canal del Desagüe en Ecatepec, EM, de 10 cm/año; en el Dren General del Valle en Ecatepec, EM, de 20 cm/año; en la zona de los lagos de regulación Horaria, Churubusco, Brazo Izquierdo y Brazo Derecho del río Churubusco (que se ubican en las inmediaciones del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México) se estima que son los máximos, alcanzando valores de 35 y hasta 40 cm/año.

El hundimiento mencionado no es constante en toda la longitud de los conductos, sino que es mayor en su extremo sur y menor en el extremo norte, lo que provoca cada año la pérdida de capacidad hidráulica de los conductos de drenaje superficiales, dado que la dirección de los escurrimientos originalmente era de sur a norte (GC, DGV, etc.) y ha ido cambiando para drenar en sentido hacia la Zona Metropolitana de la Ciudad de México (Echavarría, 2013).

Este fenómeno seguirá agravándose mientras la superficie urbana siga creciendo con la construcción de planchas de concreto y asfalto que impedirán la infiltración de agua de lluvia al subsuelo, evitando así la recarga de acuíferos y aumentando el escurrimiento de agua en forma superficial hacia el SDVM.

Como consecuencia de los aspectos anteriormente descritos (crecimiento de población y los hundimientos asociados), la infraestructura urbana (no sólo la de drenaje) se ha visto afectada, provocando que la sociedad se haya visto obligada a atender problemas considerados prioritarios como vialidad, vivienda, salud, transporte, comunicaciones, entre otros, y se ha relegado la atención a la infraestructura que sensiblemente funciona (sin importar la eficiencia), como el caso de la hidráulica (agua potable y drenaje). En particular, la infraestructura que conforma el SDVM actualmente está rebasada y requiere, por un lado, mantenimiento mayor y, por otro, la construcción de nuevas conducciones que darán origen a nuevos sitios que requerirán el establecimiento de políticas de operación.

3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE DRENAJE DE LA ZONA SUR-ORIENTE DEL VALLE DE MÉXICO

3.1 LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El Valle de México cuenta actualmente con una de los sistemas de drenajes más grandes y más complejos a nivel mundial. La infraestructura del SDVM se puede dividir en tres tipos: 1) conductos cerrados (circulares, herradura, rectangulares y cuadrados), que funcionan hidráulicamente a superficie libre con posibilidad de trabajar con carga; 2) conductos abiertos (trapeziales y ríos irregulares), con un límite de capacidad dada por la elevación de los bordos que los contienen; y 3) cuerpos de agua (presas, lagunas, lagos), que se emplean para la regulación del paso de avenidas (Echavarría, 2013).

La infraestructura que conforma el Sistema de Drenaje del Valle de México (SDVM) se divide de la siguiente manera para un análisis más detallado: Poniente, Sur, Oriente y Sistema de Drenaje Profundo (centro) como se puede observar en la figura 3.1.

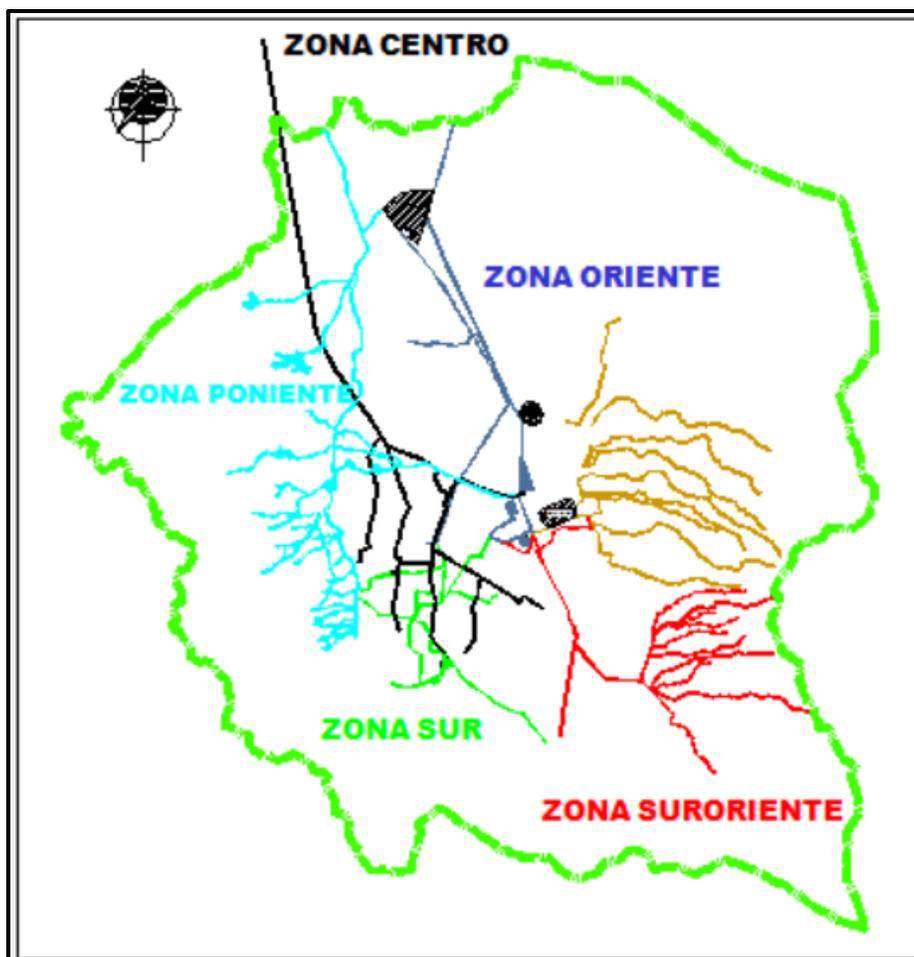


Figura 3.1. División del Sistema Principal de Drenaje del Valle de México.

Esta investigación tiene como objeto analizar hidrológica e hidráulicamente solo el sistema de drenaje de la Zona Suroriente.

Los principales componentes del sistema de drenaje de la zona Suroriente del Valle de México listados de aguas arriba hacia aguas abajo son: los ríos San Rafael y San Francisco, la laguna de regulación La Gasera, el río de La Compañía, el TRC, el río Ameca, laguna de Chalco, Canal General, Dren Xochiaca y Dren Chimalhuacán, Dren General del Valle.

Este sistema comprende, de aguas arriba hacia aguas abajo a los ríos San Rafael y San Francisco con sus respectivos afluentes, las avenidas de estos ríos son reguladas en la laguna de regulación La Gasera la cual descarga dichas avenidas ya reguladas hacia el río de La Compañía como se describirá más adelante. El río de La Compañía recibe las aportaciones de cuenca propia mediante 10 plantas de bombeo que se encuentran a lo largo de su cauce (Salinas, 2011). Para ayudar a evitar inundaciones, se construyó el TRC, túnel que llega hasta la planta de bombeo La Caldera y que recibe parte del gasto que conducía antiguamente el río de La Compañía. Una vez que el agua llega hasta la planta de bombeo (con capacidad instalada de bombeo de hasta 40 m³/s) esta agua es regresada nuevamente al río.

Adicionalmente como parte de esta investigación se analizará de manera conjunta el sistema Suroriente junto con el río Churubusco el cual es un conducto que, en el sentido de aguas arriba hacia aguas abajo, inicia al poniente y termina al oriente del Distrito Federal en el denominado Brazo Izquierdo del Río Churubusco el cual descarga hacia la Laguna de Regulación Horaria (LRH). También se tomará en cuenta en el análisis del denominado Brazo Derecho de río Churubusco el cual descarga hacia el lago Churubusco (LCH). Ambos cuerpos reguladores (Laguna de Regulación Horaria y Lago Churubusco) son de suma importancia para el análisis ya que una vez que en ellos se regulan grandes avenidas; ambas lagunas descargan hacia el Dren General del Valle.

En la figura 3.2 se muestran los principales componentes del sistema de drenaje de la zona Suroriente del Valle de México.

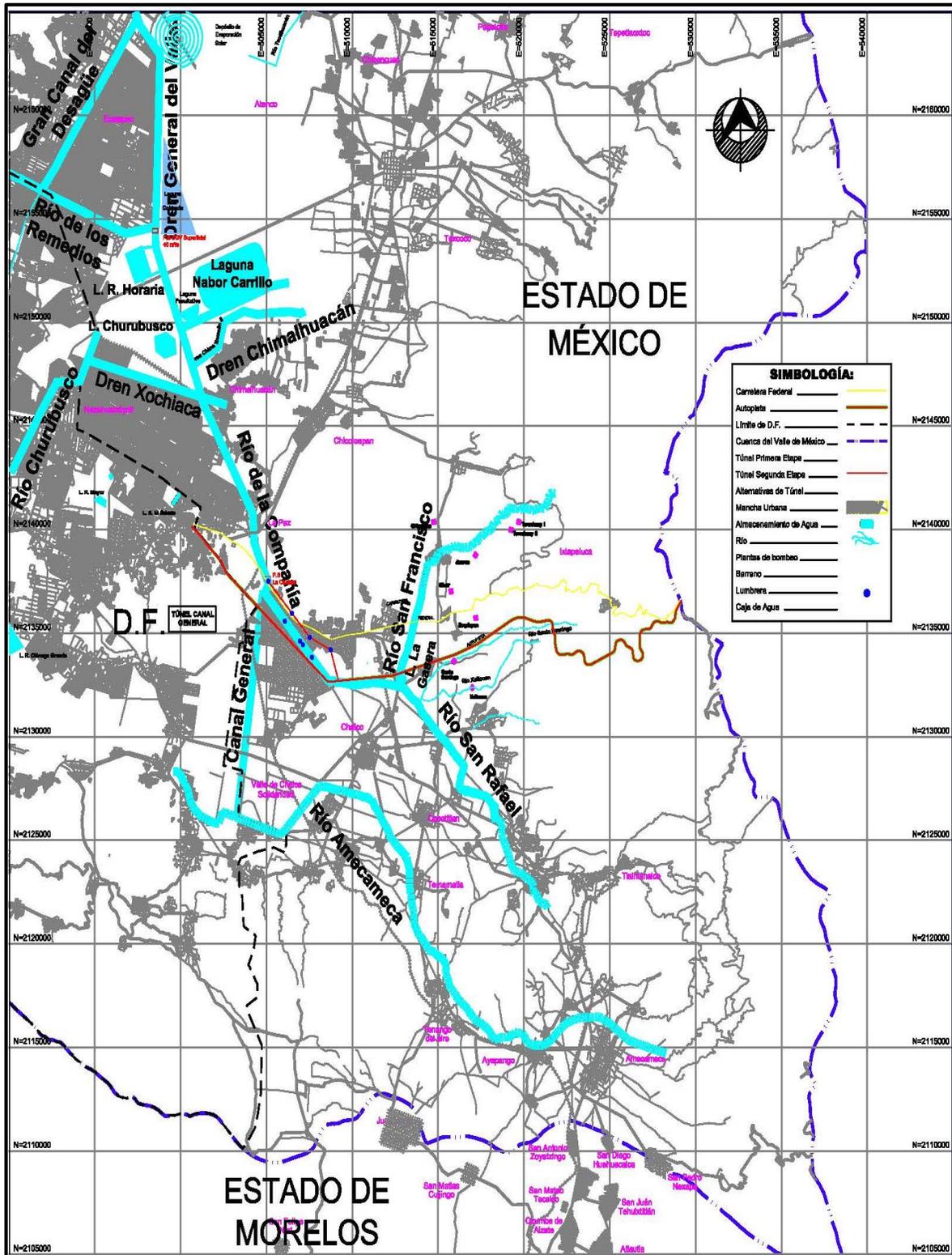


Figura 3.2. Conductos pertenecientes al sistema de drenaje de la Zona Oriente del Valle de México.

3.2 PRINCIPALES CONDUCTOS ABIERTOS

- RÍO SAN RAFAEL Y RÍO SAN FRANCISCO

La cuenca del río San Francisco se ubica en el municipio de Ixtapaluca, al norte del municipio de Chalco, entre las coordenadas 19° 17' 25" y 19° 23' 25" Norte y entre 98° 43' 10" y 98° 54' 5" Oeste.

De forma prácticamente rectangular (figura 3.3), la cuenca se alarga en dirección este-oeste y se estrecha hacia su extremo oriente, el cual va del Cerro Yeloxóchitl al Cerro Telapón. Aproximadamente, su longitud de este a oeste es de 18 km, y en dirección nort-sur de 8 km, comprendiendo un área de 131.42 km².

Las principales poblaciones ubicadas dentro de la cuenca del río San Francisco son: Ixtapaluca, San Francisco Acuautla y General Manuel Ávila Camacho.

El río San Francisco se alimenta de diversos arroyos y corrientes, siendo las que aportan mayor caudal: La Cruz, Texcahuey, Las Jícaras, el Olivar y Zoquiapan.

Al sur de la cuenca del río San Francisco, se ubica la cuenca del río San Rafael (figura 3), cuyo límite, en el oriente, casi coincide con la carretera México-Puebla. Ocupa principalmente los municipios de Chalco y Tlalmanalco, y parte de Ixtapaluca y Cocotitlán. Sus coordenadas son: al sur 19° 10' 30" N y al norte 19° 17' 25" N; al oriente 98° 38' 20" O y al poniente 98° 53' 20" O.

En su extremo noreste se encuentra el Cerro Telapón, en el sureste el Cerro La Trampa y en el noroeste la Laguna La Gasera, formado un romboide con diagonales de dirección noreste-suroeste y noroeste-sureste de aproximadamente 25 km, posee un área de 293.50 km².

En la cuenca San Rafael se localizan las localidades de San Marcos Huixoco, San Lucas Amalinalco, San Gregorio Cuatzingo, San Martín Cuatlapan, Santa María Huexoculco, Miraflores, Tlalmanalco de Velázquez, Pueblo Nuevo y San Rafael.

El afluente del río San Rafael de mayor importancia es el río Santo Domingo, que desemboca en él, aproximadamente, 1.3 km aguas arriba de la confluencia de los ríos San Francisco y San Rafael.

La cuenca del río Santo Domingo se ubica en el norte de la cuenca del río San Rafael, entre las coordenadas 19° 16' 35" y 19° 21' 5" y Norte y entre 98° 43' 20" y 98° 52' 40" Oeste, abarcando un área de 33.42 km². La mayor parte de su superficie se encuentra en el municipio de Ixtapaluca y una pequeña área en el municipio de Chalco.

- RÍO AMECAMECA

El río Amecameca se origina de las corrientes que bajan de los volcanes Popocatepetl e Iztaccíhuatl, entre las que se encuentran los arroyos El Paraje, San José Corratitla y la Cañada de Alcalicán; éstos descienden hacia el Noroeste, para confluir con el arroyo Panohaya, en las cercanías de la población del mismo nombre. Su cuenca se caracteriza por lo accidentado de la topografía y su cubierta boscosa.

El río Ameca sigue una dirección al Noreste para pasar por San Mateo Tepolula y Tenango del Aire, México, a partir de donde cambia su rumbo al Norte, para cruzar por Temamatla, México. En esta parte escurre por terrenos dedicados a la agricultura, a la altura de Temamatla, su cauce se encuentra enmendado y tiene un trazo, primero al Noroeste y luego al Suroeste, donde se comunica con la red de canales de la zona de Mixquic, D.F. Este cauce drena un área de 353.2 km².

- CANAL GENERAL

Canal General es un conducto de sección irregular con una longitud de aproximadamente 11.5 km. A lo largo de este conducto se tienen 3 bombeos para llevar el agua hasta su descarga debido al desnivel considerable que se tiene en su trayecto; actualmente, la descarga se da hacia el río de La Compañía mediante la tercera planta de bombeo la cual lleva el nombre de dicho conducto (Planta de Bombeo Canal General).

- DREN XOCHIACA

El Dren Xochiaca es un conducto de sección irregular de 6.5 km de longitud aproximadamente que recibe los escurrimientos del municipio de ciudad Nezahualcóyotl. Este conducto descarga hacia el Río de La Compañía.

- DREN CHIMALHUACÁN

El Dren Chimalhuacán es un conducto de sección irregular de 5.2 km de longitud aproximadamente que recibe los escurrimientos del municipio de Chimalhuacán. Este conducto descarga hacia el río de La Compañía.

- BRAZO IZQUIERDO RÍO CHURUBUSCO

El Brazo Izquierdo de río Churubusco es un conducto irregular de 3.9 km de longitud, el cual recibe las aportaciones del río Churubusco que son conducidas hacia la Laguna de Regulación Horaria.

- BRAZO DERECHO RÍO CHURUBUSCO

El Brazo Derecho de río Churubusco es un conducto con secciones transversales irregulares de 5.4 km de longitud, el cual recibe las aportaciones del río Churubusco que son conducidas hacia el Lago Churubusco.

3.3 PRINCIPALES CONDUCTOS CERRADOS

- TÚNEL RÍO DE LA COMPAÑÍA

El TRC es un conducto circular de 5 m de diámetro, de concreto, con una longitud de 7 km, a una profundidad aproximada de 20 m; inicia en el cadenamiento 3+500.00 del río de La Compañía y termina en la planta de bombeo la Caldera la cual tiene un capacidad instalada de 40 m³/s; esta planta de bombeo descarga el agua nuevamente en el cauce del río en el cadenamiento 10+500.00 del mismo río.

- CAJÓN DE ESTIAJE

La solución del drenaje en época de estiaje para el río de La Compañía consistió en un cajón de sección rectangular de concreto de 3.5 m de ancho por 3.0 m de altura con una longitud de 5.97 km, iniciando en el cadenamiento topográfico 3+800.00 del río de La Compañía y terminando en el cadenamiento 9+770.00 del mismo río. Este conducto tiene una pendiente de 0.000271, teniendo una elevación de plantilla al inicio del cajón 2233.61 msnm y terminando en la elevación 2232.00 msnm.

- RÍO CHURUBUSCO

El río Churubusco es el principal elemento del sistema de drenaje y control de avenidas de la zona sur del Valle de México. Recibe las aportaciones de una cuenca total de 119.2 km², de los cuales 110.0 km² corresponden a zonas urbanizadas. El río Churubusco inicia cerca del cruce de las avenidas Universidad y Churubusco y descarga en el Brazo Izquierdo de río Churubusco que a su vez descarga en la LRH, en donde son reguladas las avenidas.

Debido a que el hundimiento de la cuenca del río es mayor que el de éste, la incorporación de los escurrimientos se hace mediante 11 plantas de bombeo situadas a lo largo del trazo del río, cuya capacidad nominal conjunta es de 145.95 m³/s.

El conducto tiene una longitud total de 21.14 km; el tubo inicial posee 2.44 m de diámetro, posteriormente cambia a un diámetro de 3.52 m; hacia aguas abajo cambia a sección cajón de 5.4 m x 7.57 m, y finalmente cambia a dos cajones de 6.5 x 6 m cada uno.

Además de descargar al Brazo Izquierdo de Río Churubusco, el río Churubusco puede descargar en el Interceptor Oriente del Sistema de Drenaje Profundo a la altura de la avenida Francisco del Paso y Troncoso.

3.4 LAGOS Y LAGUNAS DE REGULACIÓN

- LAGUNA DE REGULACIÓN LA GASERA

La Gasera, ubicada en la confluencia de los Ríos San Francisco y San Rafael, con capacidad de 800 mil metros cúbicos, para almacenar hasta un 55 por ciento del volumen producido por lluvias con periodos de retorno de hasta 100 años y desfogue controlado a no más de 30 metros cúbicos sobre segundo hacia el río de La Compañía en la parte baja. En 2010, se llevaron a cabo las obras de ampliación de 250 mil a 800 mil metros cúbicos, en la figura 3.4 se muestra una imagen de dicha laguna.



Figura 3.4. Laguna de regulación “La Gasera”.

La estructura de salida de la laguna de regulación La Gasera está formada por tres orificios de sección cuadrada, de 0.76 m de lado, cuyo umbral de entrada tiene la elevación 2239.50 msnm; en cada orificio se tiene una compuerta vertical y plana; además se tiene un vertedor tipo cimacio de 20.10 m de longitud de cresta, y cuya elevación tiene la cota 2243.40 msnm como se observa en la figura 3.5.



Figura 3.5. Estructura de descarga de la laguna de regulación La Gasera, aguas debajo de la descarga (izquierda) y aguas arriba de la descarga (derecha).

- LAGUNA DE XICO

La laguna de Xico es una laguna de regulación con un área de inundación de al menos 3 km². Recibe las aportaciones del río Amecameca y puede descargar por el Canal de Chalco o por el Canal General.

- LAGO CHURUBUSCO (LCH)

El LCH recibe las aportaciones provenientes del Brazo Derecho de Río Churubusco cuenta con una capacidad de regulación de hasta 4.5 millones de m³, este volumen de agua una vez regulado es descargado hacia el Dren General del Valle. La capacidad de regulación está determinada por los niveles del agua en el Dren General del Valle en su descarga al Gran Canal, los cuales condicionan el nivel inicial en los lagos. En la figura 3.6 se muestra la curva elevaciones capacidades para dicho lago.

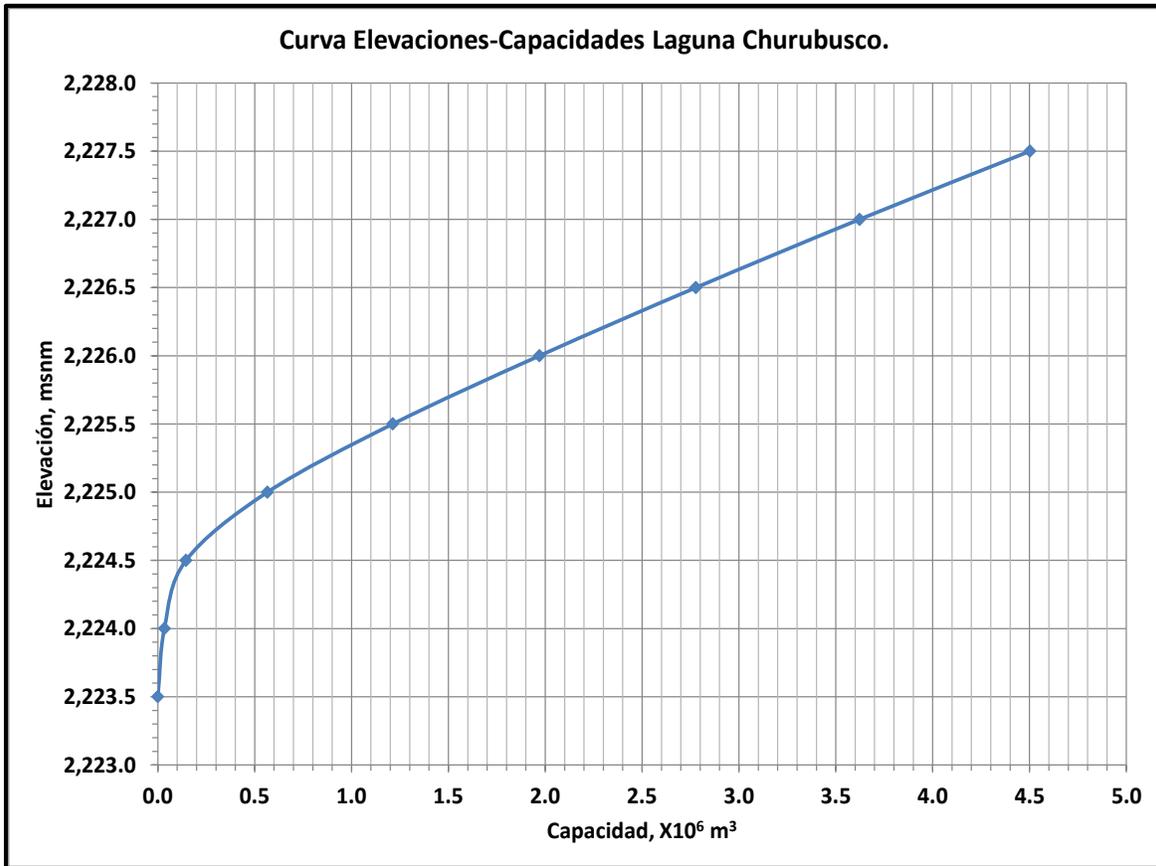


Figura 3.6. Curva elevaciones-capacidades para el lago Churubusco.

- LAGUNA DE REGULACIÓN HORARIA (LRH)

La LRH recibe las aportaciones provenientes del Brazo Izquierdo de Río Churubusco cuenta con una capacidad de regulación de hasta 5 millones de m³, este volumen de agua es descargado hacia el Dren General del Valle o puede ser regresado por el Río Churubusco para descargar hacia el Interceptor Oriente. La capacidad de regulación está determinada por los niveles del agua en el Dren General del Valle en su descarga al Gran Canal, los cuales condicionan el nivel inicial en los lagos. En la figura 3.7 se muestra la curva elevaciones capacidades para dicha laguna.

Esta laguna también está conectada al Dren General del Valle mediante dos canales de sección irregular llamados Norte y Sur con una longitud aproximada de 780 y 740 m respectivamente.

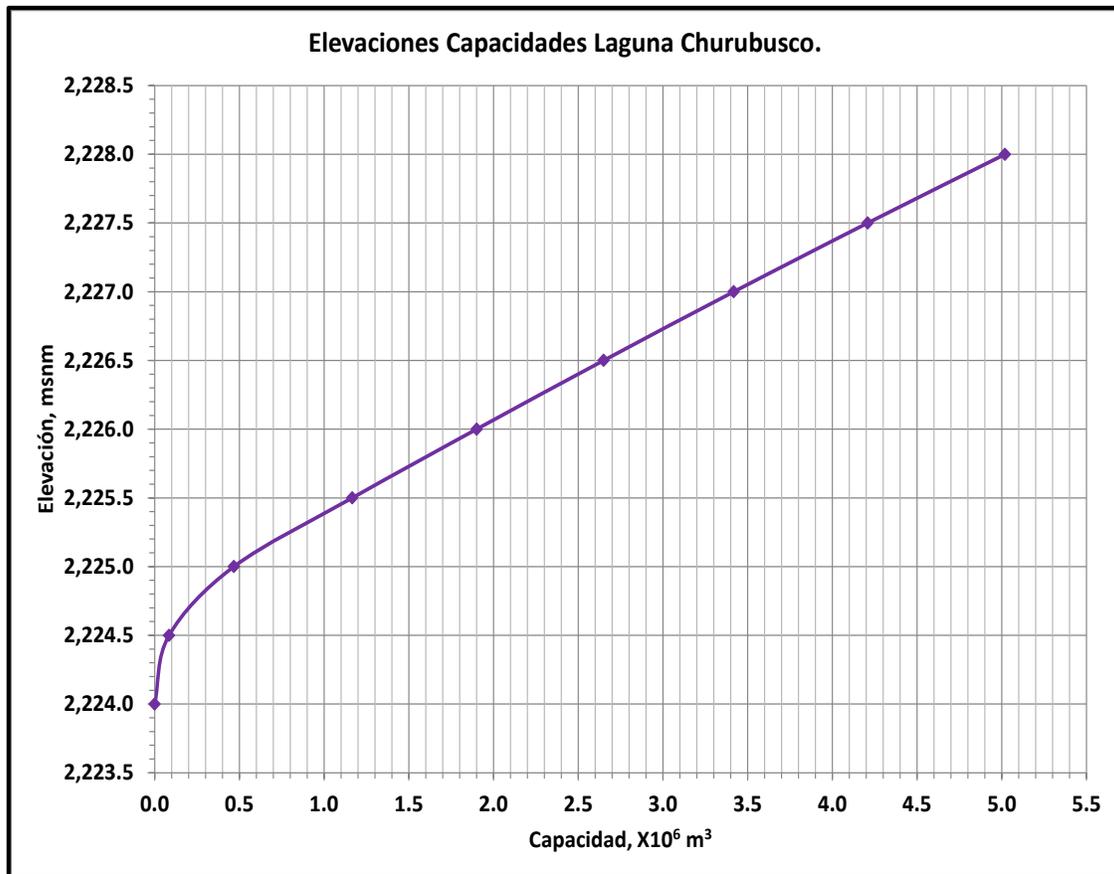


Figura 3.7. Curva elevaciones-capacidades para la laguna de regulación Horaria.

En la figura 3.8 se muestra un esquema de los conductos y cuerpos reguladores antes mencionados que conforman el Sistema de Drenaje de la Zona Suroriente del Valle de México. En la tabla 3.1 se identifica cada uno de los componentes del esquema.

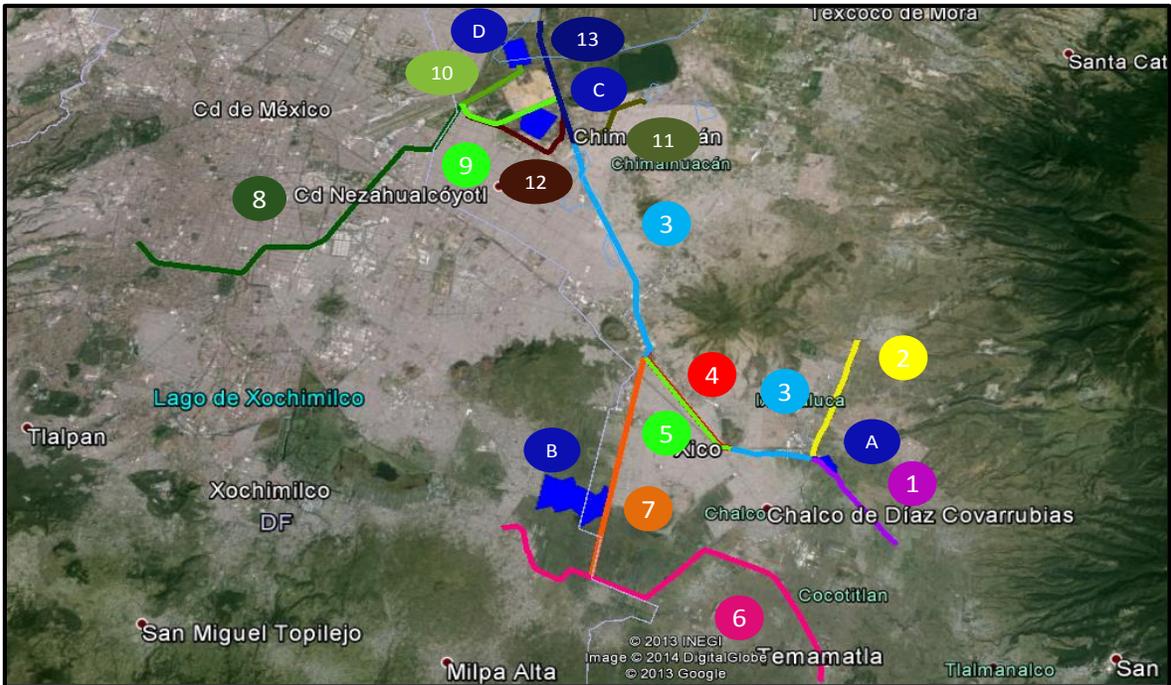


Figura 3.8. Esquema de los conductos y cuerpos reguladores del sistema.

Tabla 3.1. Identificación de cada uno de los componentes del sistema

| Etiqueta | Elemento |
|----------|--------------------------------|
| 1 | Río San Rafael |
| 2 | Río San Francisco |
| 3 | Río de La Compañía |
| 4 | Túnel río de la Compañía |
| 5 | Cajón de Estiaje |
| 6 | Río Amecameca |
| 7 | Canal General |
| 8 | Río Churubusco |
| 9 | Brazo Derecho río Churubusco |
| 10 | Brazo Izquierdo río Churubusco |
| 11 | Dren Chimalhuacán |
| 12 | Dren Xochiaca |
| 13 | Dren General del Valle |
| A | Laguna de Regulación La Gasera |
| B | Laguna de Xico |
| C | Lago Churubusco |
| D | Laguna de Regulación Horaria |

3.5 FUNCIONAMIENTO ACTUAL DEL SISTEMA

Las aportaciones extraordinarias de los ríos San Francisco y San Rafael son reguladas en la laguna de regulación La Gasera; una vez regulado, este volumen es descargado hacia el río de La Compañía en el cual, son conducidas por aproximadamente 3.5 km sobre el cauce del río y dependiendo de la magnitud de la descarga de la laguna de regulación La Gasera, éstos pueden ser conducidos por el recién construido cajón de estiaje o por el TRC. Si son conducidos por el cajón de estiaje, éste descarga nuevamente hacia el cauce del río de La Compañía aproximadamente 6 km aguas abajo, en el cadenamiento 9+770.00 del cauce del río; si los escurrimientos son enviados hacia el TRC, éstos llegan hasta la planta de bombeo La Caldera en dónde son reincorporados nuevamente al cauce del río de La Compañía aproximadamente 7 km aguas abajo, en el cadenamiento 10+500.00 del cauce del río.

Actualmente, a 500 m aguas arriba de la descarga de la planta de bombeo La Caldera son incorporados los escurrimientos provenientes del Canal General. Dichos escurrimientos corresponden a los generados por cuenca propia así como a los escurrimientos provenientes del río Amecameca que son regulados en la laguna de Xico; esta laguna también recibe la descarga del conducto llamado “Nuevo Chalco”.

Todos los escurrimientos del río de La Compañía son descargados al denominado Dren General del Valle que además recibe las aportaciones de: el Dren Xochiaca, del Dren Chimalhuacán y de las lagunas Churubusco y de Regulación Horaria.

El río Churubusco es un conducto que, en el sentido de aguas arriba hacia aguas abajo, inicia al poniente y termina al oriente del Distrito Federal. En el sentido hacia aguas arriba recibe primeramente aportaciones del SDP (hacia el Interceptor Oriente-Sur) mediante una planta de bombeo y una estructura de compuertas; seguido del Interceptor Iztapalapa (también con estructura de compuertas y una planta de bombeo); y, continuando en ese sentido, se tienen dos estructuras de control, una derivación al SDP (mediante una estructura de compuertas hacia el Interceptor Oriente) y la incorporación del Colector Miramontes (mediante una planta de bombeo). A su vez, el Colector Miramontes recibe las aportaciones del Canal Nacional-Canal de Chalco, que cuenta con una derivación al SDP (mediante una estructura de compuertas hacia el Interceptor Oriente). El Canal Nacional-Canal de Chalco recibe las aportaciones de la Laguna de Regulación Ciénega Grande, que se conecta con la Laguna de Regulación Ciénega Chica, esta última recibe las aportaciones directas del río San Buenaventura (estas dos últimas lagunas de regulación así como el río San Buenaventura no son motivo de estudio de esta tesis).

Un conducto de menor dimensión que el resto del Sistema Sur es el Colector Apatlaco, que se considera como parte del sistema Sur y está conectado al SDP. Su función es conducir el gasto excedente que proviene del Colector Miramontes (SUR) hacia el Interceptor Oriente (SDP) y hacia el río Churubusco (SUR) por bombeo.

El río Churubusco descarga por gravedad o mediante la planta de bombeo “Lago” hacia los Brazos Izquierdo y Derecho del río Churubusco, los cuales a su vez descargan en las lagunas de Regulación Horaria y Churubusco respectivamente.

Finalmente, el Dren General del Valle descarga el agua que conduce hacia el Gran Canal del Desagüe en un recorrido de 47 km hasta llegar a los Túneles de Tequixquiac. De los 47 km de longitud del Gran Canal, los primeros 9 km se encuentran en el Distrito Federal y los 38 km restantes en el Estado de México.

La interconexión entre los elementos de este sistema puede controlarse mediante algunas compuertas dentro de las que destacan: las ubicadas en los ríos San Francisco y San Rafael, mediante las cuales se pueden derivar sus escurrimientos a la laguna de La Gasera, y las que controlan la intercomunicación entre el Dren General del Valle y las lagunas de regulación de Churubusco y Regulación Horaria.

4. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

4.1 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE DATOS HIDROLÓGICOS

Por la complejidad de los procesos físicos que dan lugar a los diversos eventos meteorológicos, como la lluvia; no suele ser factible realizar una estimación de tales eventos mediante métodos basados en las leyes de la física; bien porque estos métodos son insuficientes, o bien porque el modelo matemático resultante sería demasiado grande, complicado y difícil de manejar (Aparicio, 2007). La hidrología utiliza métodos probabilísticos y estadísticos para facilitar la interpretación y evaluación de los datos disponibles.

En estadística, se considera a un registro de datos hidrológicos como una muestra del comportamiento del fenómeno en estudio, mientras que el conjunto de todos los posibles registros bajo ciertas condiciones se denomina población o universo. El proceso de observación o de registro se conoce como experimento, y las respuestas obtenidas de éste, resultados. En hidrología, estos resultados tienen una descripción numérica y se denominan variables aleatorias, las cuales pueden ser discretas o continuas. Las alturas de lluvia son variables aleatorias continuas (Springall, 1986).

Springall (1986) se basa en lo anterior para afirmar que cualquier registro de datos hidrológicos representa sólo una muestra de estos, y nunca es posible contar con la población de datos, pues están ligados a fenómenos naturales cuyos resultados varían continuamente.

Por lo tanto, con frecuencia es necesario extrapolar los datos disponibles, a fin de obtener los valores correspondientes a un determinado periodo de retorno. Tal periodo de retorno puede llegar a ser mucho mayor que el número de años de registro, debido a lo cual se emplean funciones de distribución de probabilidad para determinar su valor asociado.

En otras palabras, al graficar los datos disponibles respecto a sus correspondientes periodos de retorno, se puede observar que siguen una tendencia, la cual es necesario extender hasta el periodo de retorno deseado. Esto se logra con una confiabilidad aceptable mediante un análisis de frecuencia, es decir, la aplicación de funciones de distribución de probabilidad.

Mediante las distribuciones de probabilidad se puede representar la probabilidad de ocurrencia de una variable aleatoria. Al ajustar un conjunto de datos hidrológicos a una distribución, una gran cantidad de información probabilística en la muestra puede resumirse en forma compacta en la función y en sus parámetros asociados (Chow, 1994).

En estadística existe un gran número de funciones de distribución de probabilidad teóricas; sin embargo, no es posible probar cada una de ellas al analizar un registro de

datos hidrológicos, por lo que es necesario escoger las que mejor se adapten al problema bajo análisis.

Algunas de las funciones de probabilidad utilizadas en hidrología son:

- Normal
- Lognormal de dos parámetros
- Lognormal de tres parámetros
- Gamma de dos parámetros
- Gamma de tres parámetros (Pearson tipo III)
- General de Valores Extremos I (Gumbel)
- Gumbel de dos poblaciones

Aparicio (2007) indica que las funciones Normal y Lognormal, en general, son apropiadas para variables aleatorias que cubren todo el rango de valores de los resultados posibles del experimento. Las funciones Gumbel se desarrollaron para el análisis de los valores extremos de dichos resultados, es decir, para evaluar mínimos y máximos de un experimento. Las funciones Gamma ocupan un lugar intermedio entre las primeras y éstas últimas.

Es posible que en algunos lugares los gastos máximos anuales pertenezcan a dos poblaciones diferentes: una producida por las precipitaciones generadas por los fenómenos meteorológicos dominantes en la región, y otra derivada de las precipitaciones ciclónicas; los valores de la segunda población suelen ser mayores que los primeros. En estos casos, se suele utilizar la función Doble Gumbel.

Ruiz (2002) señala que se requiere un método de estimación de parámetros que permita relacionar la información muestral con la poblacional, o sea, una muestra de registro hidrométrico con una distribución de probabilidad. Los principales métodos de estimación de parámetros son:

- Momentos. Iguala momentos poblacionales con muestrales.
- Máxima verosimilitud. Supone que el mejor parámetro de una función debe ser aquel que maximiza la probabilidad de ocurrencia de la muestra observada.

4.1.1 Distribución Gumbel

Supóngase que se tienen N muestras, cada una de las cuales incluye n eventos. Si se selecciona el máximo x de los n eventos de cada muestra, es posible demostrar que cuando N y n son grandes (tienden a infinito), la función de densidad de probabilidad de x es:

$$f(x) = \alpha e^{-\alpha(x-\beta) - e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (\text{ec. 4.1})$$

Donde α y β son los parámetros de escala y forma de la función, respectivamente, y se determinan por el Método de Momentos con las ecuaciones (Kite, 1977, en Aparicio, 2007):

$$\alpha = \frac{1.2825}{s} \quad (\text{ec. 4.2})$$

$$\beta = \bar{x} - 0.5772 s \quad (\text{ec. 4.3})$$

Donde x representa la media de la muestra y se evalúa con la ecuación 4.5, mientras que s es la desviación estándar, calculada con la ecuación 4.4.

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (\text{ec. 4.4})$$

$$\bar{x} = \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{n} \quad (\text{ec. 4.5})$$

Dado que el periodo de retorno, T_r , en años, es el tiempo esperado promedio en el que la magnitud de un evento puede igualarse o superarse (Springall, 1986), el periodo de retorno es igual al inverso de la probabilidad de que la magnitud del evento se iguale o supere en un año cualquiera:

$$T_r = \frac{1}{P(X \geq x)} = \frac{1}{1 - P(X \leq x)} \quad (\text{ec. 4.6})$$

Por lo tanto:

$$P(x) = P(X \leq x) = \frac{T_r - 1}{T_r} \quad (\text{ec. 4.7})$$

Desarrollando la ec. 4.1 y sustituyendo la ec. 4.7, se obtiene:

$$x = \beta - \frac{1}{\alpha} \ln \ln \left(\frac{T_r - 1}{T_r} \right) \quad (\text{ec. 4.8})$$

4.2 LLUVIAS DE DISEÑO

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación que se emplea en el diseño de un sistema hidrológico (Chow et al, 1988). Usualmente la tormenta de diseño conforma la

entrada al sistema, y los hidrogramas resultantes se calculan utilizando modelos de lluvia-escurrimiento y el tránsito de avenidas.

Una tormenta de diseño se define a partir de una lámina de precipitación total, un patrón temporal y un mapa de la distribución espacial de la lluvia. Como asignar la frecuencia de ocurrencia de un evento tan complejo incluyendo directamente estos tres elementos es realmente imposible (Linsley, 1975), generalmente solo se considera la probabilidad de excedencia de la lámina de precipitación total, y la distribución tanto temporal como espacial de la tormenta de diseño se estiman empleando otros procedimientos.

Este concepto, ampliamente utilizado, surge debido a tres razones, siendo la primera, la escasez de registros de gastos lo suficientemente largos para realizar análisis de frecuencias de forma confiable, la segunda, una mayor disponibilidad de registros de precipitación, y la tercera, el carácter cambiante de las características físicas de la cuenca, sobre todo en zonas urbanas, que condiciona su respuesta.

Se han desarrollado diferentes procedimientos para obtener las tormentas de diseño, siendo los más empleados aquellos métodos tradicionales que se basan en las curvas intensidad-duración-periodo de retorno (curvas IDT).

La principal desventaja del concepto de tormenta de diseño radica en que supone que la distribución de frecuencias de los eventos de precipitación es la misma para los eventos de avenidas. Con esta suposición se le asigna la propiedad de linealidad a un sistema que responde de forma diferente dependiendo de muchos factores que lo hacen no lineal.

Por otro lado, los métodos basados en las curvas IDT asignan intensidades a la tormenta de diseño que corresponden a una probabilidad constante durante toda la duración del evento. Eicher (1991), a partir de observaciones realizadas en diferentes lugares, afirma que es posible concluir que una tormenta con una distribución uniforme de frecuencias durante toda su duración no existe o que raramente puede ocurrir. Además, una tormenta de diseño corresponde a un patrón de precipitación que intenta representar las tormentas típicas de una determinada área donde una tormenta real puede tener un gran número de combinaciones de duración, intensidad, patrón temporal y distribución espacial de la lluvia (Nadi et al, 1999).

Estas son las razones por las cuales es cada vez más común alimentar modelos lluvia-escurrimiento con tormentas históricas con la finalidad de realizar análisis estadístico a las avenidas resultantes. Esto se debe también a que las tormentas históricas ofrecen una mejor representatividad de la variabilidad de las tormentas reales en cuanto a su patrón temporal y espacial en comparación con las tormentas de diseño obtenidas mediante las curvas IDT (Eicher 1991). Esta práctica tiene la desventaja de que requiere un mayor número de cálculos que pueden ser muy laboriosos cuando se trata de cuencas grandes.

Adicionalmente, se han desarrollado procedimientos para la generación de tormentas sintéticas a partir de un conjunto de tormentas históricas a las cuales es posible asignarles una probabilidad de ocurrencia. Tal es el caso del procedimiento propuesto en Domínguez et al (2004), el cual está fundamentado en el método de Svanidze (Svanidze, 1980) y en el que se demuestra la importancia de tener en cuenta la dependencia de las variables características de las tormentas.

En las últimas décadas, la estimación de tormentas de diseño ha mejorado gradualmente gracias a que se han incluido nuevos elementos de análisis que permiten hacer una caracterización más precisa de la lluvia. Las relaciones precipitación-duración y precipitación-área son ejemplo de ello y han ayudado a entender la variabilidad temporal y espacial de la precipitación, cuya influencia sobre la respuesta de las cuencas es de gran importancia.

4.3 DISTRIBUCIÓN ESPACIAL Y TEMPORAL DE LA LLUVIA

Según Willems y Berlamont (2002), la variabilidad espacial de la lluvia encierra dos aspectos diferentes. El primero de ellos se refiere a la variabilidad de las propiedades estadísticas de la lluvia entre diferentes regiones geográficas, y el segundo a la no uniformidad de la distribución espacial de la lluvia sobre las cuencas. Este segundo aspecto ha sido objeto de diversas investigaciones y corresponde a lo que en este trabajo se denomina variabilidad espacial de la lluvia.

La variabilidad espacio temporal de la lluvia interactúa con la variabilidad espacial de las características de las cuencas, produciendo respuestas hidrológicas diversas (Mellor et al., 2000, citado por Guichard, 2005); Bemporad (1992) y Sivapalan y Wood (1986) (citados por Guichard, 2005) consideran que el factor más importante en la respuesta de la cuenca es la variabilidad espacial de la lluvia y que ésta es más importante que la variabilidad del suelo en la modelación del proceso lluvia-escorrentía.

Se ha encontrado que la variabilidad espacial de la lluvia es la principal fuente de error en la modelación de los procesos lluvia-escurrimiento (O'Loughlin et al., 1996; Syed et al., 2003; citados por Tetzlaff y Uhlenbrook, 2005). Este error se incrementa a medida que disminuye la densidad de la red de observación y el proceso del escurrimiento responde más directamente a la precipitación (Woods et al., 2000; citados por Tetzlaff y Uhlenbrook, 2005).

Uno de los factores que condicionan la distribución espacial de la lluvia es el origen de las tormentas de cada zona. Las lluvias de origen convectivo presentan una alta variabilidad de la distribución espacial y muchas veces el punto donde ocurre la precipitación máxima no coincide con la ubicación de alguna estación de medición. Michaud y Sorooshian (1994; citados por Guichard, 2005) encontraron que una densidad de 20 km²/pluviómetro es insuficiente, debido a que las celdas de lluvia convectiva tienen una extensión menor.

En varias investigaciones se ha concluido que los diámetros medios de las celdas de lluvia varían fuertemente de acuerdo con el clima y con los tipos de eventos que las generan, y que presentan valores de 15 km (Lucky et al, 1998; citados por Tetzlaff y Uhlenbrook, 2005), entre 1 y 5 km (Woods et al, citados por Tetzlaff y Uhlenbrook, 2005) y entre 1 y 2 km² de área (Thomas et al, citados por Tetzlaff y Uhlenbrook, 2005).

Sobre una misma cuenca, los eventos de lluvia pueden presentar una gran variabilidad en su distribución espacial. Dos tormentas pueden tener una misma precipitación media areal, pero su distribución espacial puede ser completamente diferente debido a que la precipitación se concentra en puntos diferentes dentro de la zona provocando diferentes respuestas a la salida de la cuenca o diferentes gastos en su sistema de drenaje.

A pesar de que la variabilidad espacial puede tener una gran influencia en la respuesta de las cuencas, en la práctica generalmente se supone que la lluvia es uniforme en la aplicación de modelos hidrológicos en pequeñas cuencas. Oblad et al (1994) apuntan que la variabilidad espacial debe tomarse en cuenta con el fin de mejorar la estimación del volumen de entrada a la cuenca. Con este objetivo, desde la década de los 60 (US Weather Bureau, 1957; Hershfield, 1962) surge el concepto de Factor de Reducción por Área (FRA) el cual permite caracterizar el efecto de la variabilidad espacial de los eventos de lluvia y estudiar la relación lluvia-escorrentía con modelos agregados.

Factores de reducción por área (FRA)

El factor de reducción por área (FRA) es un coeficiente que se emplea para convertir precipitaciones puntuales en areales, y es una forma práctica de considerar la no simultaneidad de las lluvias máximas en las estaciones dentro del área así como también la reducción de la lámina de precipitación media sobre una determinada área a medida que aumenta dicha área (Chulsang et al, 2007).

El FRA puede definirse según la siguiente ecuación:

$$FRA = \frac{P_a}{P_p} \quad (\text{ec. 4.9})$$

donde:

P_a : Precipitación media areal para la duración y zona de interés.

P_p : Media de los valores puntuales para la misma zona y duración.

La lluvia no solo es variable en el espacio sino también lo es en el tiempo. Por esta razón, es recomendable que se instalen un número suficiente de pluviógrafos en la zona de interés. Cuando no sea posible esto se recurrirá a usar pluviómetros.

La variación espacial de la lluvia se puede conocer a partir de la comparación de los registros de lluvia de pluviómetros y pluviógrafos. Por otra parte, la variación temporal de la lluvia es fielmente representada en los pluviógrafos.

Los estudios de drenaje se basan en análisis de los registros de precipitación de una o varias estaciones climatológicas, dependiendo del tamaño de la cuenca en estudio. Sin embargo, debido a que las lecturas disponibles son diferentes en cada estación, deben seguirse ciertos procedimientos para utilizar la información disponible en el diseño.

4.4 REGIONALIZACIÓN DE LLUVIAS

Las mediciones hidrológicas se hacen con el fin de obtener información de los procesos hidrológicos. Esta información se utiliza para poder entender mejor estos procesos y para el diseño, análisis y toma de decisiones. Sin embargo en nuestro país gran parte del territorio no cuenta con equipo de medición o en ocasiones éste no opera de manera adecuada, lo que repercute directamente en la baja calidad o confiabilidad de la información o bien en la falta de ésta. Eso trae como consecuencia que la estimación de una avenida de diseño sea poco confiable, por lo que se recurre al uso de coeficientes de seguridad grandes, provocando que el costo de las obras civiles sea muy alto.

Con el estudio regional se pretende reunir datos de varias estaciones climatológicas en una sola muestra de tal manera que se cuente con un mayor número de datos y con ellos estimar la lluvia esperada en un lugar donde la información climatológica es escasa o inexistente. De esta forma el resultado será más confiable que el que se tendría del estudio de cada una de las estaciones por separado.

Una de las formas más comunes para estimar la tormenta de diseño de las obras hidráulicas consiste en observar la tendencia que se define al dibujar las precipitaciones máximas anuales registrados en una determinada cuenca contra sus respectivos periodos de retorno; a estas precipitaciones máximas se les ajusta distintas distribuciones de probabilidad y se selecciona la que presente una mejor tendencia, para determinar la precipitación máxima anual con un determinado periodo de retorno.

Sin embargo, cuando se desea conocer la precipitación para un periodo de retorno mayor al número de años de registro, surge el problema de cómo extrapolar esa tendencia hasta el periodo de retorno deseado, particularmente en cuencas susceptibles de ser atacadas directamente por ciclones, donde la estadística de precipitaciones máximas anuales muestra la presencia de dos poblaciones: una con valores relativamente pequeños, que corresponde a años en los que ningún huracán incidió directamente, y otra, con valores grandes, que están relacionados con la incidencia directa de eventos extraordinarios en las cuencas.

Esto hace que la extrapolación de las precipitaciones sea poco confiable, debido a que la incidencia de huracanes no es frecuente, de tal forma que la muestra que representa a estos eventos queda integrada casi siempre por muy pocos valores. Lo que se pretende al integrar toda una región es conseguir una muestra de datos mucho mayor, sobre todo del tipo ciclónico.

4.4.1 Método Propuesto por Franco y Domínguez (1982) y Franco (1998)

Debido a las limitaciones de los métodos tradicionales para determinar tormentas de diseño, se han desarrollado enfoques basados esencialmente en estudios regionales cuya finalidad es emplear toda la información disponible en la zona para obtener relaciones de precipitación que sean válidas en toda la región de estudio. Específicamente, en el Valle de México se han realizado diferentes estudios de este tipo durante las últimas décadas, de los cuales se destacan Franco y Domínguez (1982), y Franco (1998).

Franco y Domínguez (1982), basados en la conveniencia de utilizar un estudio regional que permita aprovechar las características comunes de las precipitaciones en el Valle de México, desarrollaron un método para determinar la precipitación de diseño.

Esta investigación partió de la hipótesis de que los atributos que diferencian un área de otra se reflejan indirectamente en un mapa de isoyetas de precipitación media anual (Domínguez et, al., 1982). Se construyeron dos planos de isoyetas, uno con base en información pluviográfica para $d=30\text{min}$ y $Tr=5\text{años}$ que se utiliza para diseños asociados a tormentas convectivas, y el segundo para $4\text{h} \leq d \leq 24\text{h}$ y $Tr= 5\text{años}$ construido a partir de información pluviométrica que será utilizado para grandes extensiones donde las tormentas son por lo general de larga duración.

Para obtener información equivalente a la proporcionada por las curvas $i-d-T$ a partir de la utilización de los planos de isoyetas para duraciones y periodos de retorno diferentes, además de asociar la magnitud obtenida a una determinada área, Franco y Domínguez determinaron los factores de ajuste correspondientes.

Se calculó el factor de reducción por duración tomando en cuenta las lluvias convectivas y las lluvias con larga duración. Los resultados obtenidos del estudio mostraron que el valor promedio de los factores de ajuste para distintas duraciones es prácticamente el mismo en toda el área de la cuenca.

Para las lluvias de corta duración, Las precipitaciones obtenidas tomando como base la duración de 30min fueron: 0.34, 0.60, 0.75, 0.87, 1.00, 1.20, 1.27, 1.30 y 1.33, para duraciones de 5, 10, 15, 20, 30, 60, 80, 100 y 120 min.

El factor de ajuste por duración obtenido para lluvias $4 \leq d \leq 24\text{h}$ fue: 0.84, 0.92, 0.95, 0.97, 0.99 y 1, para duraciones de 4, 8, 12,16 ,20 y 24 horas.

Por otra parte el factor de ajuste que relaciona el periodo de retorno es independiente de la duración de la tormenta y de la localización de la estación, lo cual fue comprobado en estudios previos tales como el de Bell o Chen, los valores de ajuste obtenidos para el valle de México, que utilizan como denominador $T_r=5$ años son: 0.60, 0.74, 1.00, 1.18, 1.60, 1.78, y 1.94 para periodos de retorno de 1, 2, 5, 10, 50,100 y 200 años.

Finalmente el factor de reducción por área se obtuvo a partir de la combinación de la metodología para obtener factores de reducción para áreas fijas y otro desarrollado por el Instituto de Ingeniería a partir de un análisis de las tormentas más importantes en el Valle de México de 1968 a 1973. Se decidió proponer para el distrito Federal, mediante la combinación de ambos métodos los siguientes factores: 0.96, 0.87, 0.77, 0.70, 0.60, 0.47, 0.30 para áreas de 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000 km².

En 1998 se realizó una actualización de la regionalización del Valle de México, aprovechando información pluviométrica de más de 23 años de registros (CNA) y los datos pluviográfica de 14 años (DGCOH). A través de este estudio se determinaron nuevos factores de ajuste por duración, periodo de retorno y área, al aplicar las metodologías de Bell (1969) y Chen (1983) se obtuvieron resultados satisfactorios lo cual permite confiar plenamente en los resultados obtenidos en este estudio, estos resultados se muestran en la siguiente figura.

Franco (1998), aprovechando la información de un mayor número de estaciones instaladas así como una mayor longitud de las series de registros pluviométricos y pluviográficos, estima precipitaciones de diseño para el Valle de México asociadas a cualquier área de cuenca, duraciones entre 5 minutos y 24 horas y periodos de retorno entre 2 y 500 años.

La metodología desarrollada por Franco (1998) consiste, inicialmente, en realizar un análisis estadístico de la información pluviométrica y pluviográfica y la construcción de un mapa de isoyetas para el Valle de México para una duración de 24 horas y para un periodo de retorno de 10 años. En este mapa, que se muestra en la figura 4.1, puede observarse que las isoyetas, cuyos valores varían entre 50 y 80 mm, aumentan a medida que se avanza hacia el Poniente. Los valores de 50 mm se presentan en las zonas de Texcoco y Los Reyes mientras que los valores de 80 mm se presentan cerca de Topilejo, al sur de la Ciudad.

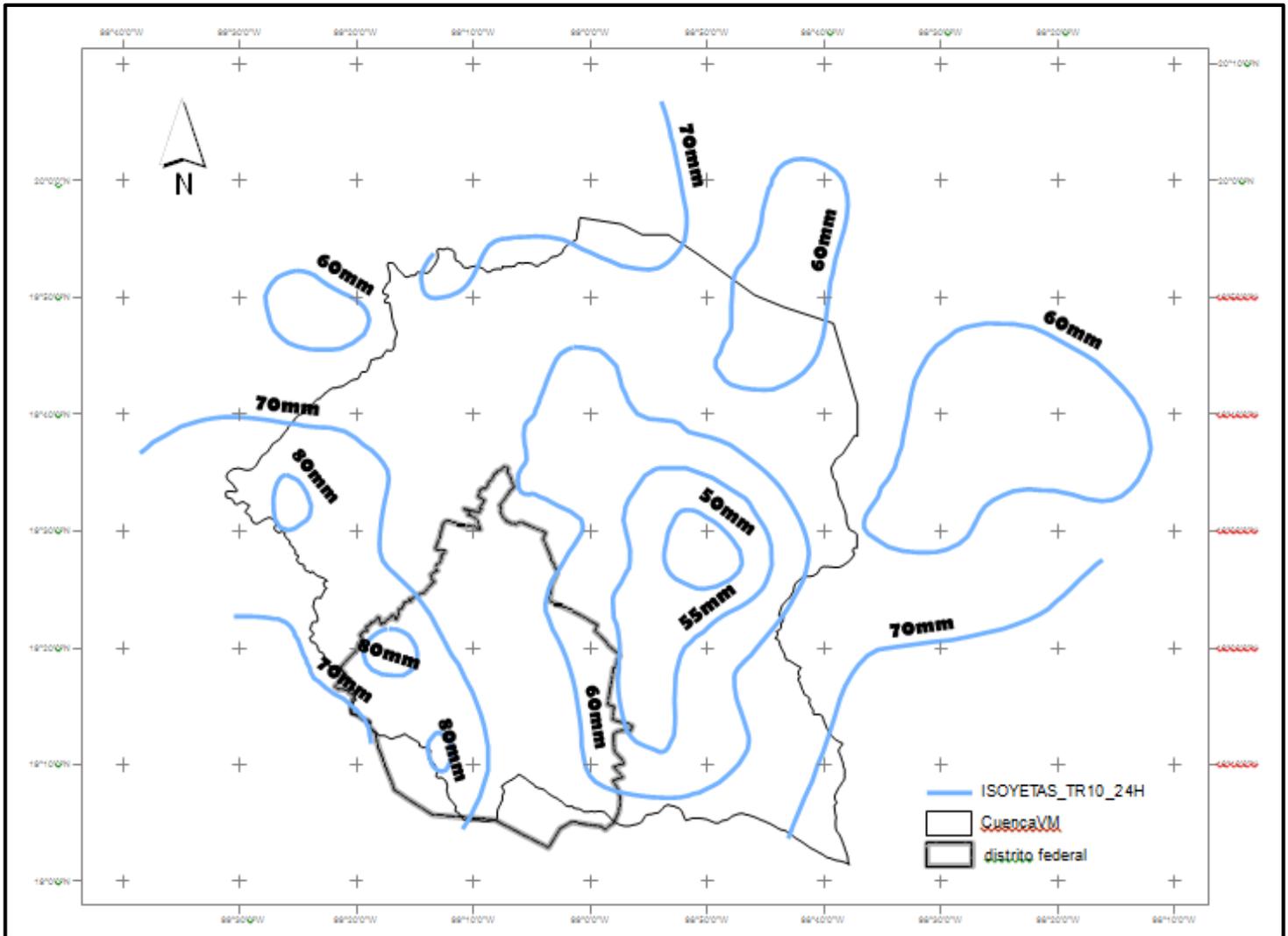


Figura 4.1. Mapa de isoyetas para el Valle de México para una duración de 24 horas y un periodo de retorno de 10 años.

A partir de alturas de lluvia puntuales para diferentes periodos de retorno, Franco calcula factores de ajuste por duración como el cociente entre la precipitación obtenida para diferentes duraciones y la precipitación observada para una duración de 60 minutos. Concluye que el factor de ajuste por duración varía muy poco con el periodo de retorno y por lo tanto propone una sola curva de ajuste por duración la cual se muestra en la figura 4.2.

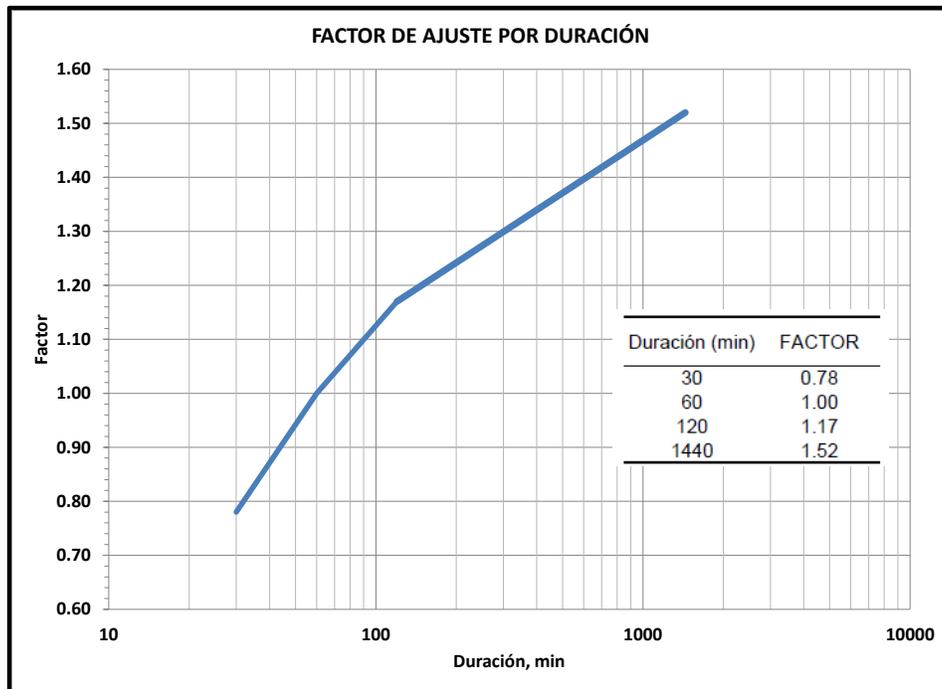


Figura 4.2. Factores de ajuste por duración (Franco 1998).

De forma similar, Franco (1998), calcula factores de ajuste por periodo de retorno para diferentes duraciones como el cociente entre la precipitación obtenida para diferentes periodos de retorno y la precipitación correspondiente a un $Tr = 10$ años. En la figura 4.3 se muestra la curva de ajuste por periodo de retorno obtenida para una duración de 24 horas.

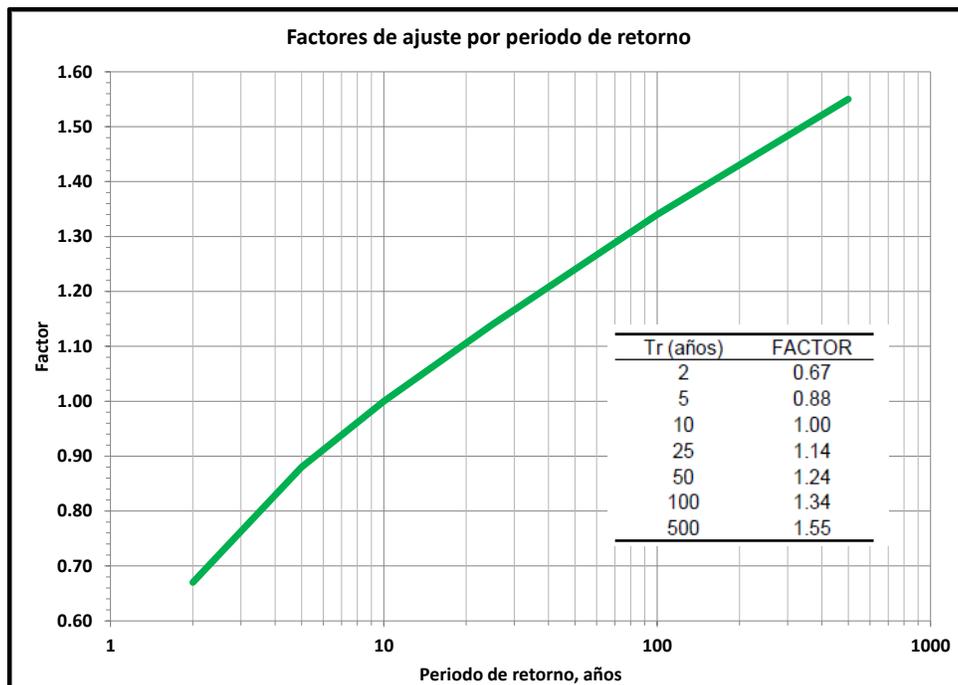


Figura 4.3. Factores de ajuste por periodo de retorno (Franco 1998).

Para considerar que la precipitación en una tormenta no corresponde al mismo periodo de retorno en todos los puntos de la cuenca, Franco posteriormente obtiene la relación:

$$FRA = \frac{PRO 1}{PRO 2}$$

donde, PRO1 es la precipitación media para un cierto periodo de retorno obtenida mediante análisis de frecuencias a los valores medios observados durante las tormentas ocurridas en un cierto número de años y PRO2 es la precipitación media que se obtiene considerando la simultaneidad de la precipitación correspondiente a un mismo periodo de retorno en todos los puntos de la cuenca. Franco obtiene esta relación para una duración de 24 horas y para diferentes tamaños de cuenca, correspondiendo así a lo que se ha denominado factor de reducción por área (FRA).

A partir de sus resultados, Franco concluye que existe poca relación entre el factor de reducción por área y el periodo de retorno, además de confirmar la relación inversa entre el FRA y el área de la cuenca. En la figura 4.4 se muestran los FRA obtenidos para la cuenca del Valle de México.

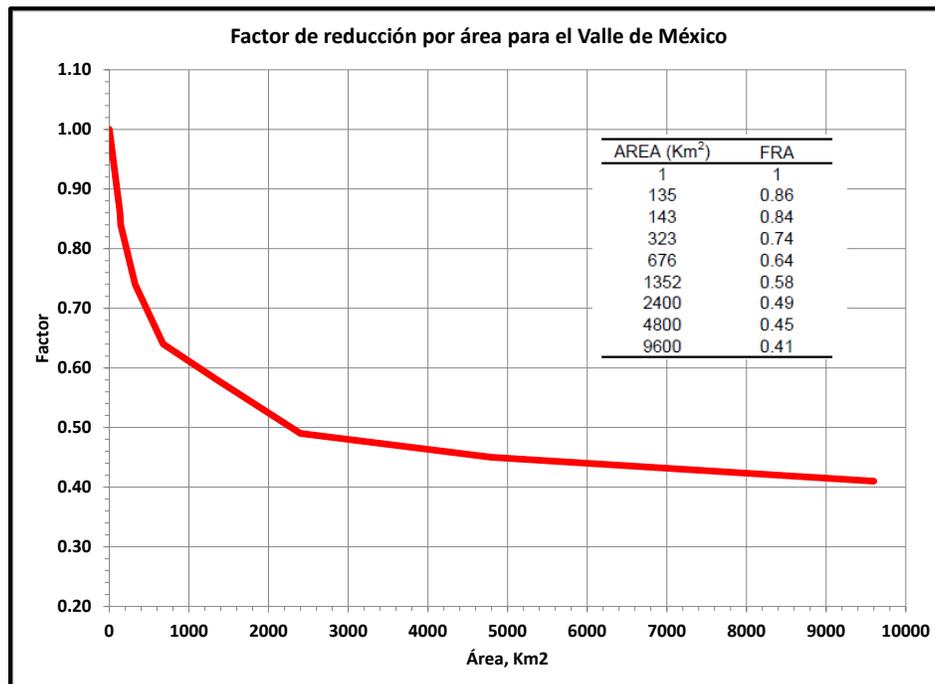


Figura 4.4. Factores de reducción por área para el Valle de México (Franco 1998).

5. ANÁLISIS DE APORTACIONES

5.1 LAGUNA DE REGULACIÓN LA GASERA

La laguna de regulación La Gasera es un sistema hidráulico que almacena y regula las avenidas provenientes de los cauces de los ríos San Francisco y San Rafael, que se almacenan y/o transitan en la laguna por medio de estructuras derivadoras; las derivadoras San Francisco y San Rafael respectivamente. La laguna se drena por medio de una estructura de descarga; el caudal descargado ingresa en el inicio del cauce del río de La Compañía, en la figura 5.1 se muestra dicho arreglo.

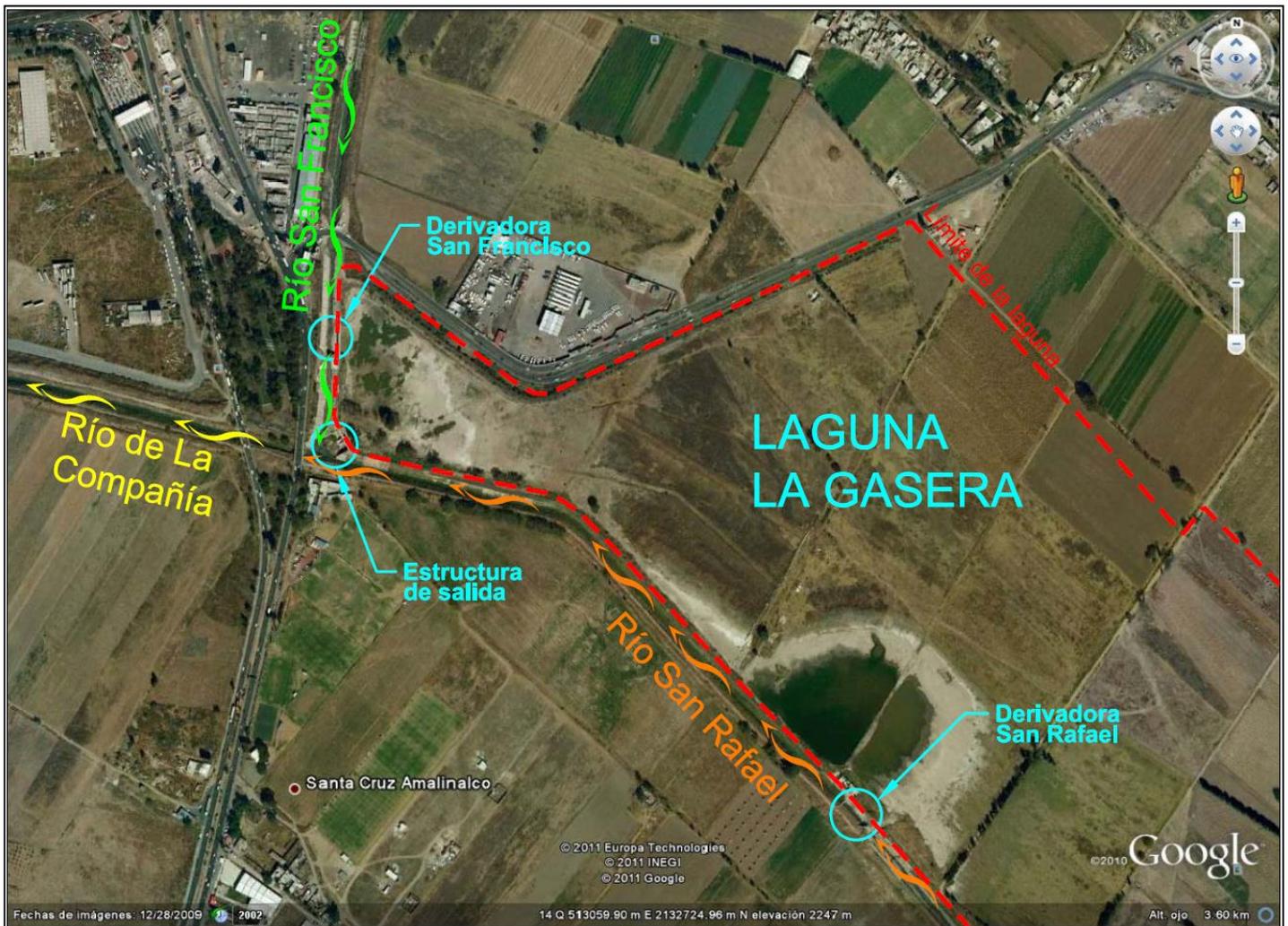


Figura 5.1. Laguna de regulación La Gasera, estructuras derivadoras y estructura de descarga

La laguna de La Gasera es un almacenamiento artificial que se localiza en la confluencia de los ríos San Francisco y San Rafael, aguas arriba del inicio del río de La Compañía. El objetivo principal de la laguna es contribuir a la regulación de las avenidas que bajan de

las cuencas altas del río de La Compañía, de tal manera que funcione en forma integral con los siete vasos de almacenamiento que se tienen proyectados para ser construidos en las partes medias altas de las cuencas de los ríos San Francisco y San Rafael.

Desafortunadamente, a la fecha no se dispone de ninguno de los siete vasos que se tienen proyectados, por lo que la capacidad de almacenamiento y regulación de la laguna no es suficiente. Además, se han presentado fallas de bordos en la laguna La Gasera y en el río de La Compañía; por ello, se hicieron algunas adecuaciones a las estructuras hidráulicas que funcionan de manera integral con la laguna, las cuales están reportadas en el informe técnico elaborado por personal de CONAGUA (2011); una copia de este informe fue proporcionado por personal de La Dirección de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento del Organismo de Cuenca Aguas del Valle de México, de CONAGUA, para que en la Coordinación de Hidráulica del Instituto de Ingeniería de la UNAM, se hiciera la revisión del funcionamiento hidráulico de la laguna La Gasera y del río de La Compañía. Las adecuaciones hechas a la laguna y a sus estructuras hidráulicas tienen por objetivo mejorar la capacidad de almacenamiento y regulación de la laguna.

A continuación, primero se presentan los hidrogramas que ingresan a la laguna para diferentes escenarios y periodos de retorno; después, se describen las adecuaciones hechas a las estructuras hidráulicas que permiten que la laguna La Gasera funcione como vaso de almacenamiento y regulación, durante el tránsito de las avenidas que provienen de las cuencas de los ríos San Francisco y San Rafael. Con base en toda esta información, se hace la revisión del funcionamiento hidráulico de la laguna La Gasera, donde se incluye el efecto de operar las compuertas planas de la estructura de vaciado de la laguna.

En el estudio, se consideraron dos hidrogramas de ingreso a la laguna: uno de ellos corresponde a la presentación de una tormenta concentrada en las partes altas de las cuencas de los ríos San Francisco y San Rafael; dichas tormentas producen hidrogramas asociados a un periodo de retorno de 100 años; además, se supone que la condición más desfavorable está dada por el ingreso en forma simultánea de los hidrogramas a la laguna, de tal manera que coinciden los tiempos asociados a los gastos máximos de cada hidrograma. El hidrograma total resultante se incluye en la figura 5.2 cuyo cálculo se presenta en Jiménez et al (2009).

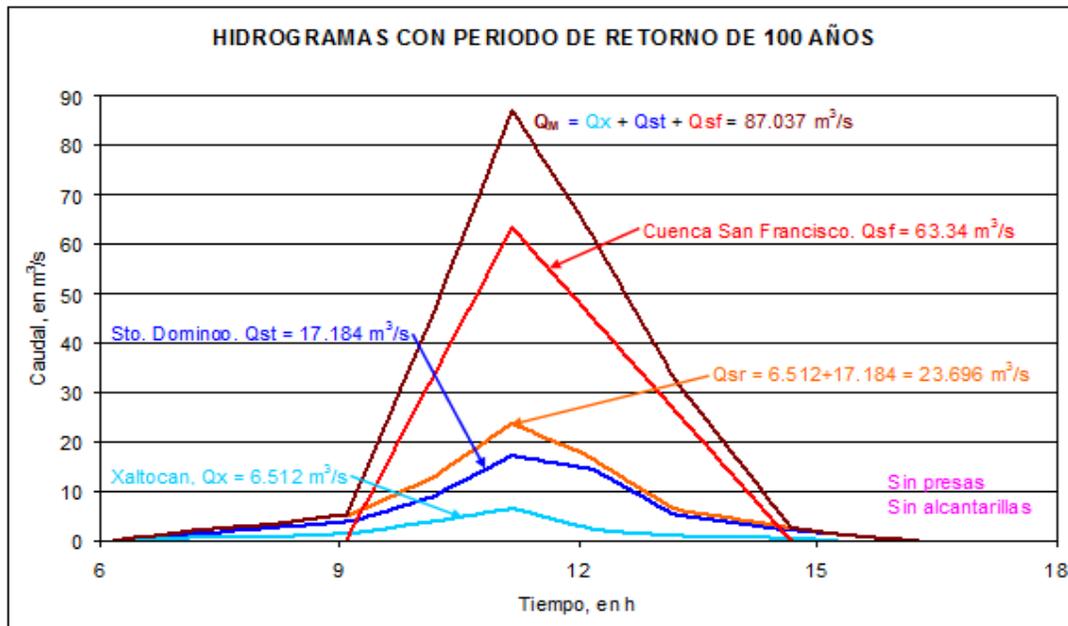


Figura 5.2. Hidrogramas que ingresan de manera simultánea a la laguna La Gasera

5.1.1. Primer escenario: Periodo de Retorno de 100 años y compuertas totalmente abiertas.

El hidrograma de entrada para este escenario es el producido por una tormenta que se presenta en las partes altas de las cuencas del río de La Compañía. En este caso se considera que durante el ingreso de la avenida a la laguna, las compuertas planas (figura 3.5) se mantienen totalmente abiertas, por lo que en esta modelación se transita y regula la avenida desde el ingreso de la misma a la laguna.

En la figura 5.3 se incluyen los hidrogramas de entrada y salida de la laguna, donde se nota que el caudal máximo de salida, y que ingresa al río de La Compañía, es de $8.314 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo que la reducción del gasto de pico es de casi 90%.

En la figura 5.4 se presenta la evolución del nivel del agua en la laguna durante el tránsito de la avenida, donde se observa que el nivel máximo del agua no excede el nivel de la cresta del vertedor de la estructura de descarga.

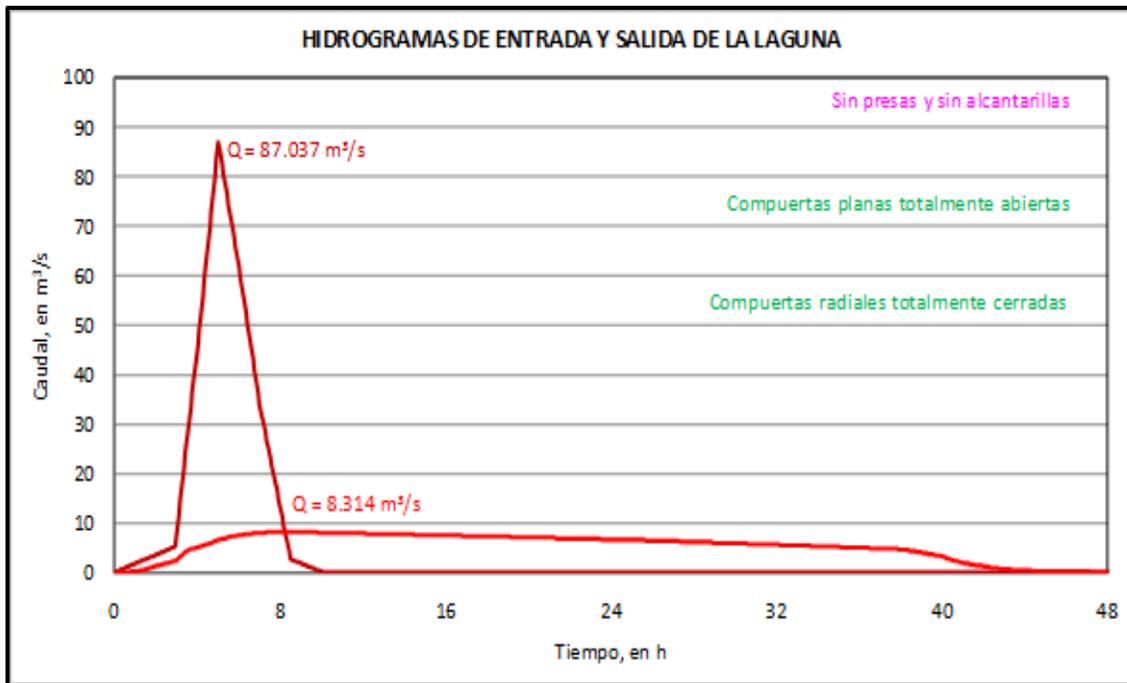


Figura 5.3. Tránsito de la avenida con periodo de retorno de 100 años.

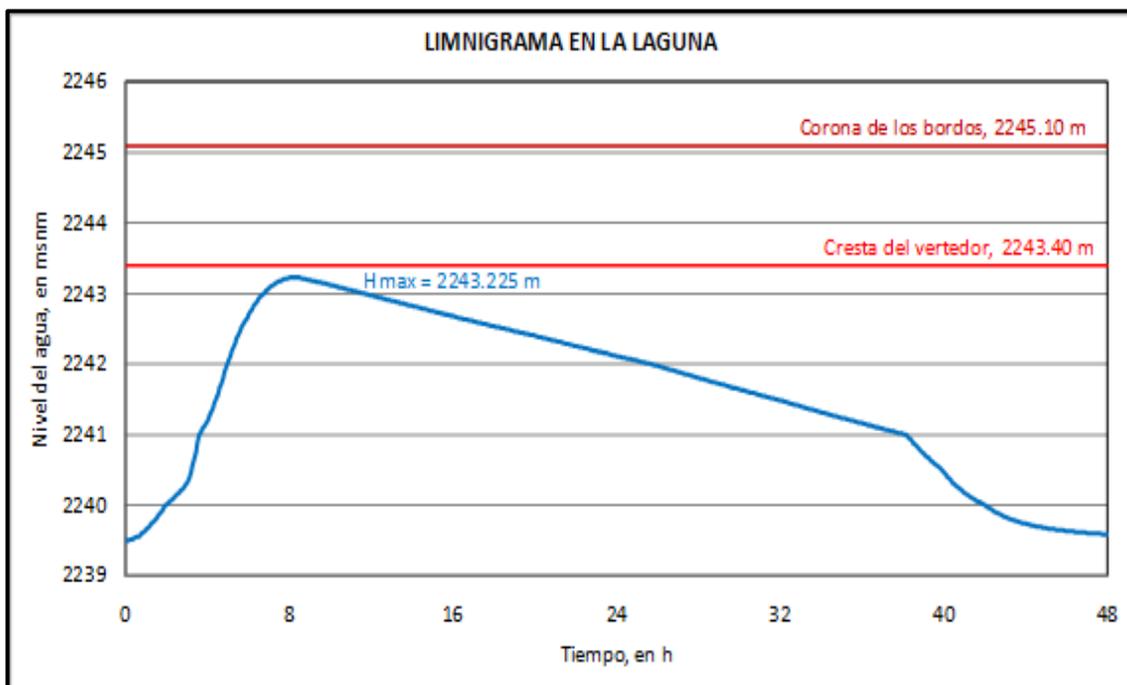


Figura 5.4. Variación del nivel del agua en la laguna.

En la figura 5.5 se incluye, en porcentaje, el volumen ocupado en el almacenamiento; donde se considera que cuando el nivel del agua es igual a la cota de la cresta del vertedor ($H = 2243.40 \text{ msnm}$), el correspondiente volumen en la laguna, que es de $837,147.40 \text{ m}^3$, es el 100 % del volumen que puede almacenar la laguna. Ahí se nota que para esta

avenida, se requieren del orden de 13 h para que la laguna tenga disponible la mitad de su capacidad total de almacenamiento.

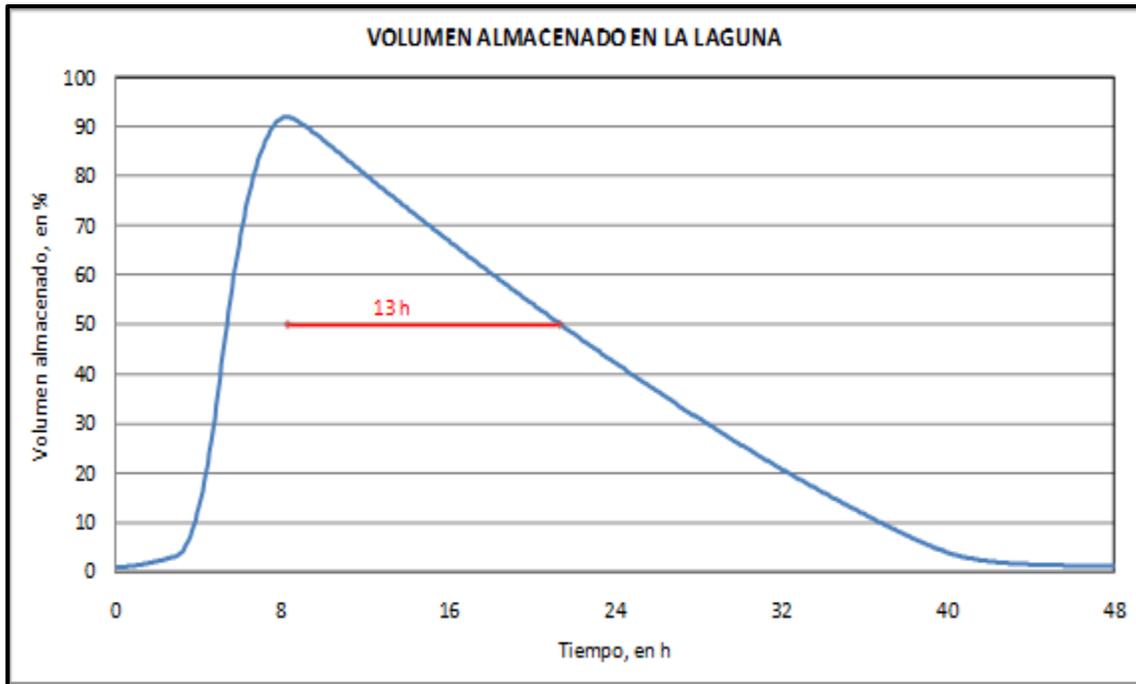


Figura 5.5. Porcentaje del volumen ocupado en la laguna durante el paso de la avenida.

5.1.2. Segundo escenario: Periodo de Retorno de 100 años y compuertas totalmente cerradas durante 11 horas.

La modelación de este escenario consiste en considerar que desde el ingreso del hidrograma a la laguna se mantienen totalmente cerradas las compuertas planas, y que después de once horas de que comenzó a ingresar la avenida a la laguna, se abren totalmente las tres compuertas planas.

En la figura 5.6 se incluyen los hidrogramas de entrada y salida de la laguna; ahí se nota que desde el inicio de la modelación hasta 7.25 h, el caudal de salida de la laguna es nulo; después de este tiempo, hay un caudal descargado por el vertedor que alcanza un valor máximo de 3.788 m³/s. A las 11 h de modelación, se abren las compuertas planas, con lo que se tiene un gasto máximo descargado hacia el río de La Compañía de 10.941 m³/s. Durante las siguientes 30 h, el caudal descargado por la laguna es menor que 10 m³/s.

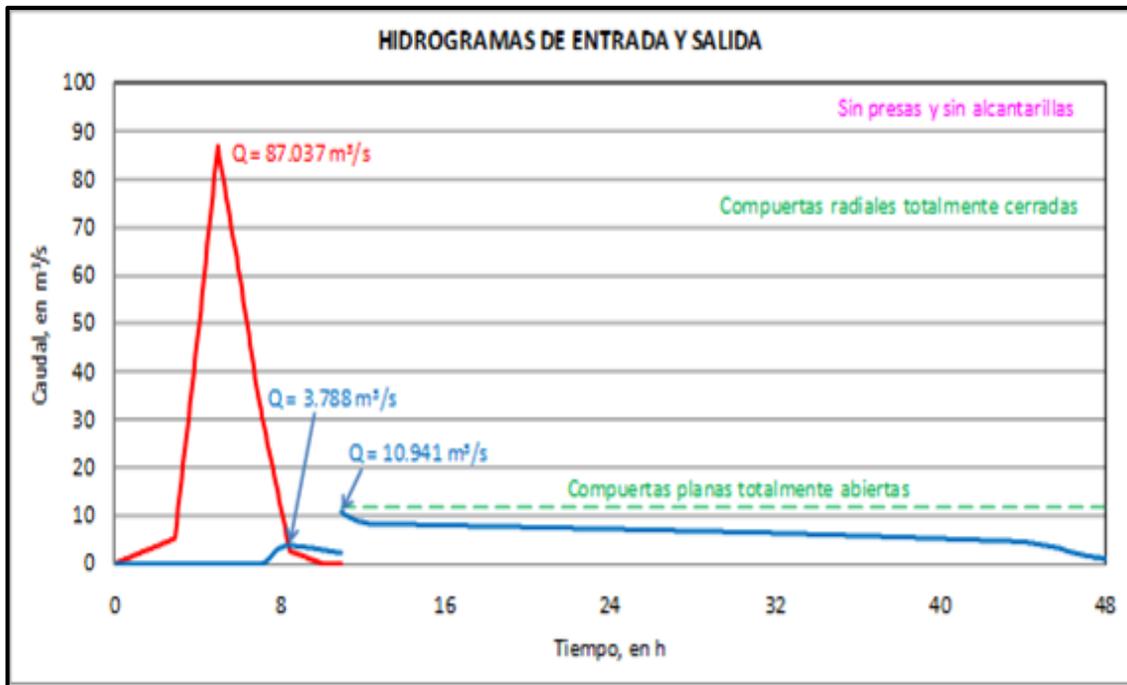


Figura 5.6. Hidrogramas de entrada y salida de la laguna, con operación de las compuertas.

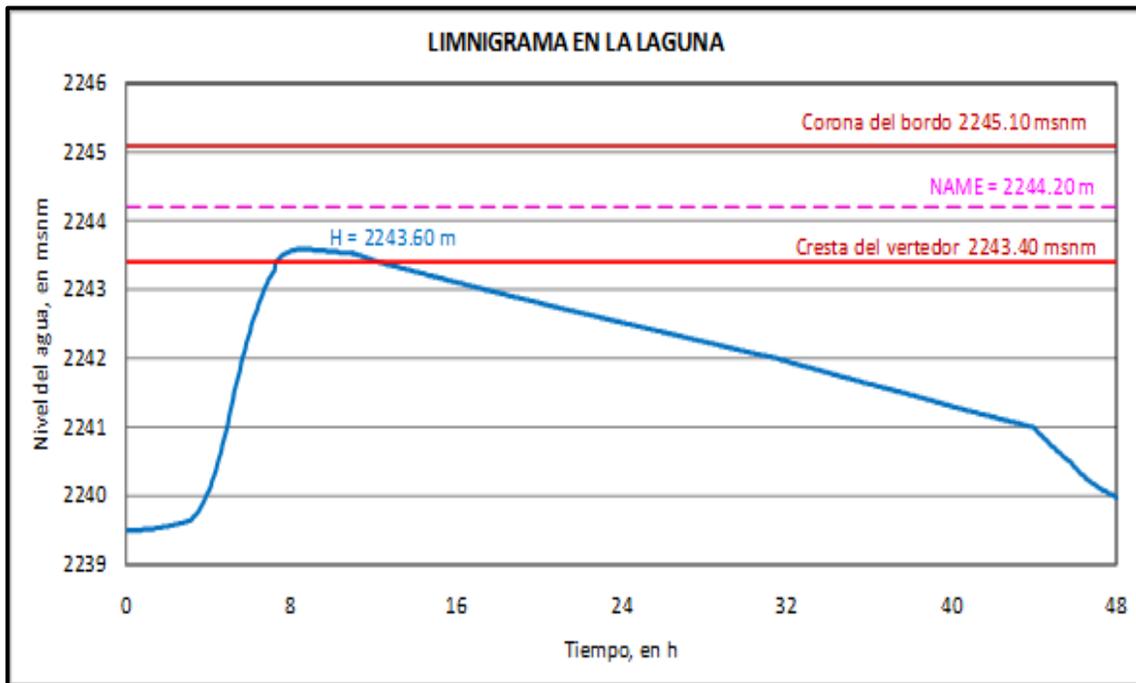


Figura 5.7 Variación del nivel del agua en la laguna.

En la figura 5.7 se nota que el nivel del agua en la laguna supera la cota de la cresta del vertedor por 0.20 m; sin embargo, este nivel no excede el NAME, el cual se ha propuesto definirlo con la consideración de que es el nivel del agua que se tendría en la laguna para que se descargara un caudal máximo de 30 m³/s hacia el río de La Compañía.

En la figura 5.8 se incluye la evolución del porcentaje del volumen ocupado en la laguna; desde que se abren las compuertas planas, se requieren del orden de 15 h para que la laguna se haya vaciado a la mitad de su capacidad de almacenamiento.

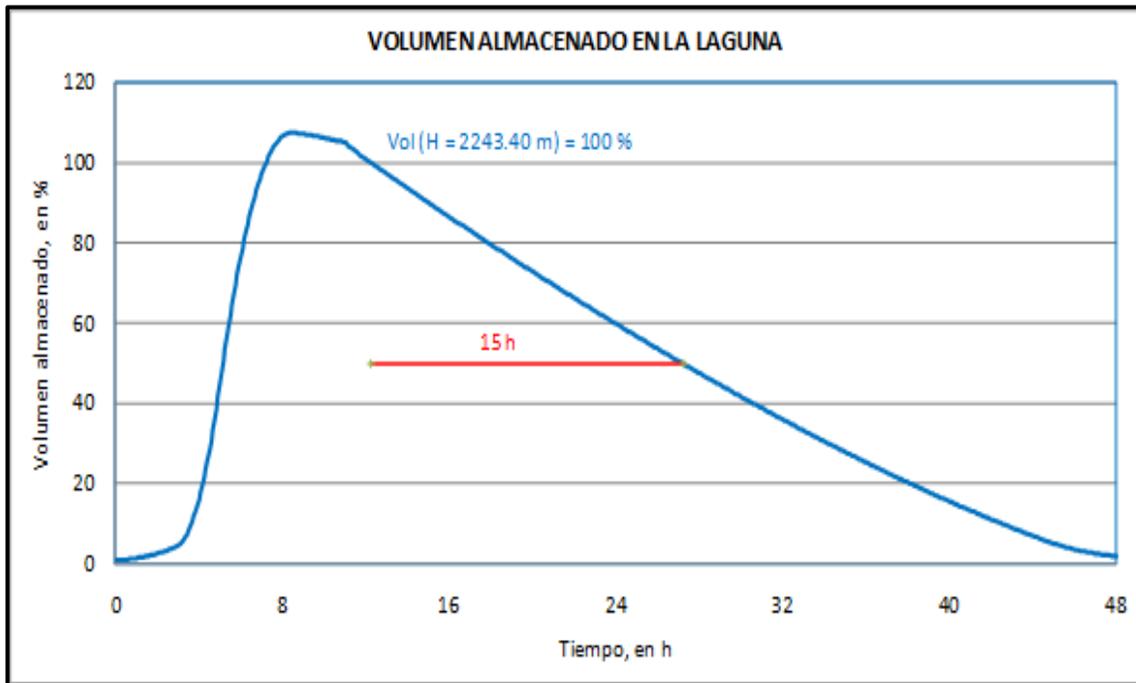


Figura 5.8. Porcentaje del volumen ocupado en la laguna durante el paso de la avenida.

5.2 RÍO DE LA COMPAÑÍA

Para fines de determinación de las avenidas de diseño de las aportaciones al río de La Compañía se delimitaron las siguientes subcuencas: Planta de bombeo No.12, Planta de bombeo División del Norte, Planta de bombeo Ayotla Oriente, Cárcamo Guadalupe Victoria, Cárcamo el Xico, Planta de bombeo Darío Martínez, Planta de bombeo San Juan Tlapizahuac y Planta de bombeo No.1 Canal General. En la figura 5.9 se muestra la ubicación general de la zona y la delimitación de cada una de las cuencas.

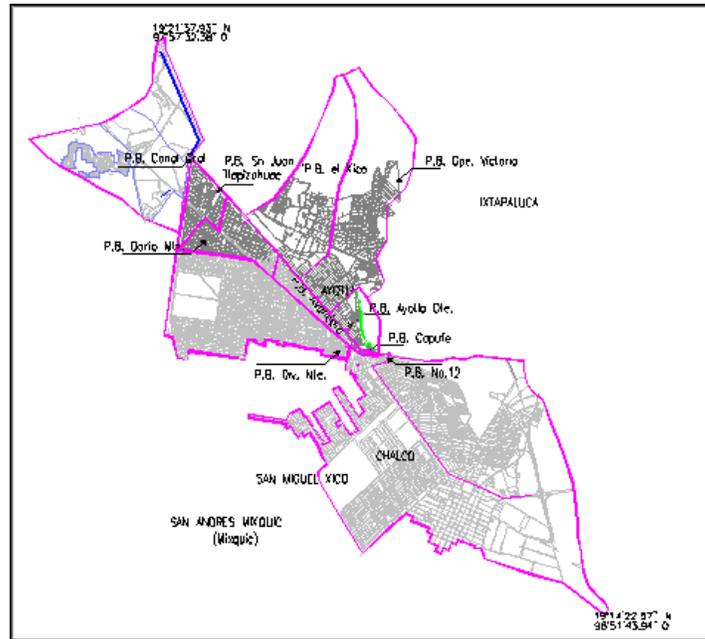


Figura 5.9. Subcuencas del río de La Compañía

La Zona Metropolitana de la Ciudad de México y el área conurbada (que forman parte de la cuenca del Valle de México) son áreas predominantemente urbanizadas cuyas necesidades inherentes de obras de conducción, drenaje y protección hacen imperante que los métodos utilizados para la estimación de datos hidrológicos sean confiables.

Debido a que la red primaria de drenaje se diseña generalmente para un periodo de retorno mayor que el considerado para la red secundaria, es probable que ésta última llegue a trabajar en carga, en cuyo caso la capacidad de descarga se limita, lo que da origen a hidrogramas cuya forma se asemeja más a un trapecio que a un triángulo (Díaz, A., 1977).

Bajo la consideración anterior y tomando en cuenta que el final del escurrimiento es un proceso paulatino que se desarrolla de manera más lenta que el escurrimiento al inicio de la tormenta, la rama descendente del hidrograma sintético trapecial sería más larga que la de ascenso. De acuerdo con Domínguez, et. al. (1982) si el hidrograma resultara triangular el tiempo que tardaría en finalizar el escurrimiento a partir del gasto pico será el equivalente a 1.4 veces el tiempo pico.

De acuerdo con el Manual de Hidráulica Urbana si el gasto pico calculado es menor que el gasto máximo que puede conducir el sistema, entonces se presentaría un hidrograma triangular, si por el contrario el gasto pico es mayor que el gasto máximo de conducción del sistema es necesario obtener un factor $F = \frac{Q_p}{Q_s}$ para determinar la capacidad teórica (Q_p') y la forma del hidrograma (figuras 5.10 y 5.11).

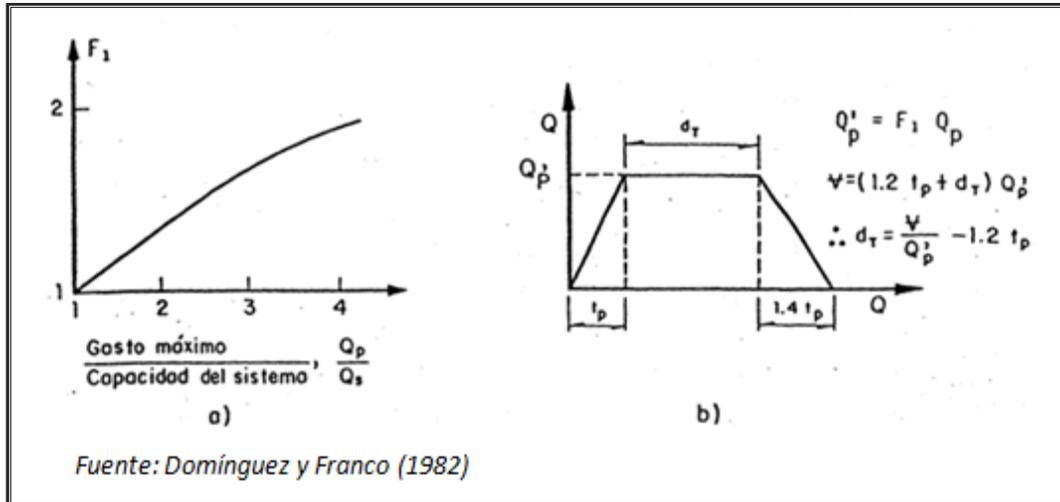


Figura 5.10. Hidrograma sintético cuando la capacidad del sistema es menor que el gasto máximo

La obtención de los hidrogramas de aportación al río de La Compañía se realizó con base en la construcción de hidrogramas sintéticos empleados para el Valle de México, mismos que tienen una forma trapezoidal con las siguientes características.

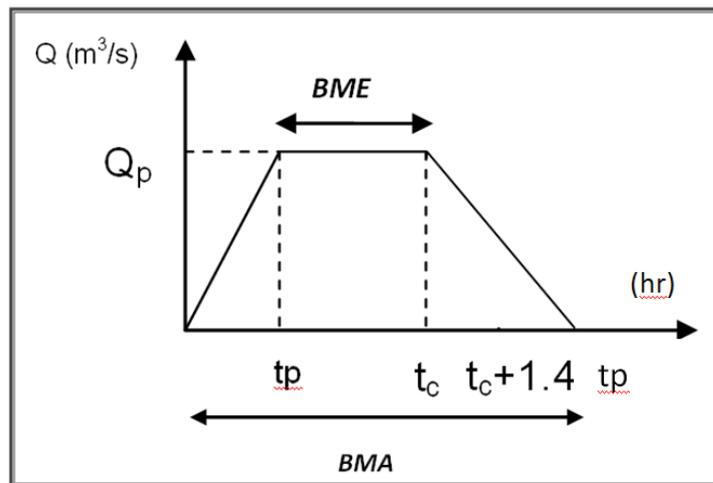


Figura 5.11. Hidrograma sintético para el Valle de México

Donde

t_p = tiempo pico igual a la duración de cada barra del hidrograma, siempre menor o igual que el t_c (hrs)

t_c = tiempo de concentración (hrs)

$BMA = t_c + 1.4 t_p$ (hrs)

$BME = t_c - t_p$ (hrs)

Q_p = Gasto pico (m^3/seg)

Salinas (2011) apoyada en la regionalización de lluvias para el Valle de México, en la metodología para el cálculo de la altura de precipitación presentada en Franco y

Domínguez (1982), en la metodología para la estimación del coeficiente de escurrimiento desarrollada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, y aplicando la teoría del hidrograma sintético trapecial, propone una metodología de cálculo de hidrogramas aplicando la tabla de Chen en conjunto con el método de los bloques alternos y obtiene los hidrogramas de aportación de las 10 plantas de bombeo que descargan al río de La Compañía. Dichos hidrogramas se muestran en las figuras 5.12 a 5.21.

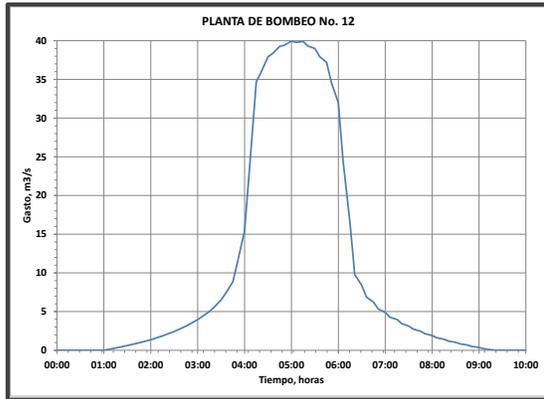


Figura 5.12. Hidrograma PB No. 12.

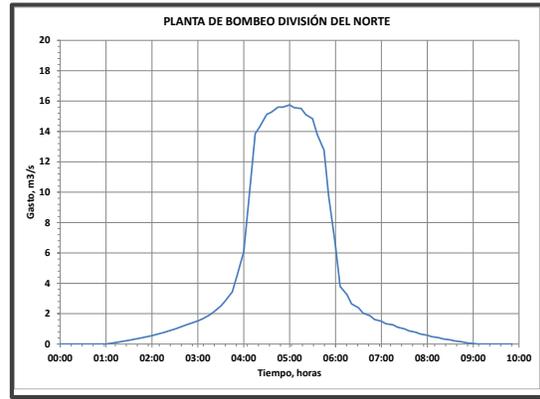


Figura 5.13. Hidrograma PB División del Norte.

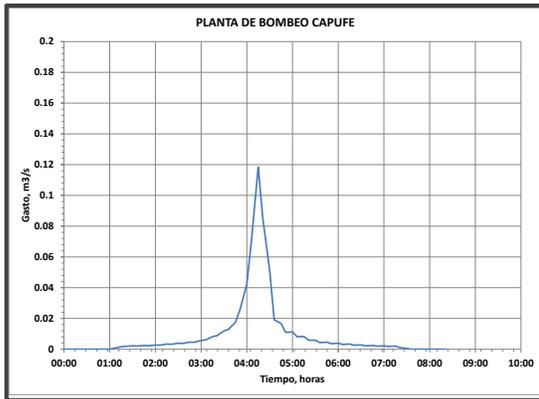


Figura 5.14. Hidrograma PB Cárcamo CAPUFE.

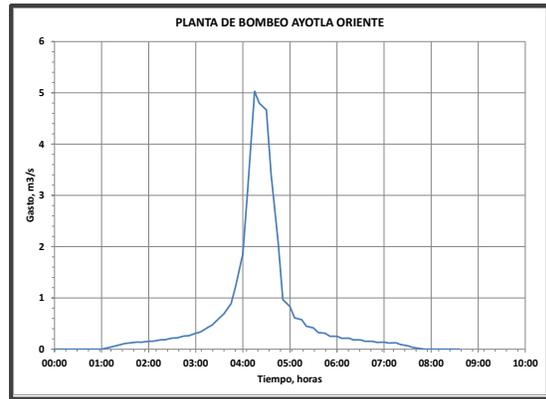


Figura 5.15. Hidrograma PB Ayotla Oriente.

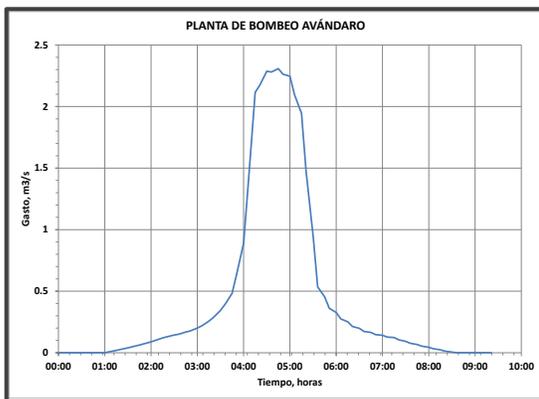


Figura 5.16. Hidrograma PB Avándaro.

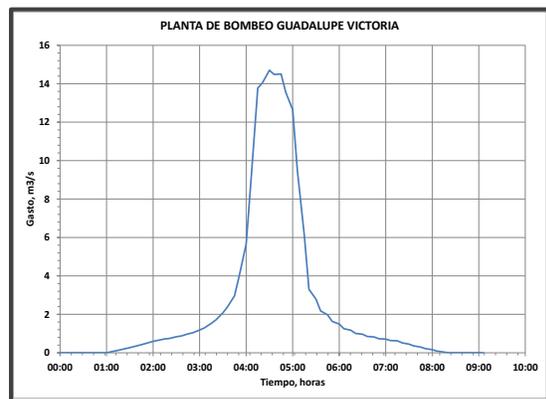


Figura 5.17. Hidrograma PB Guadalupe Victoria.

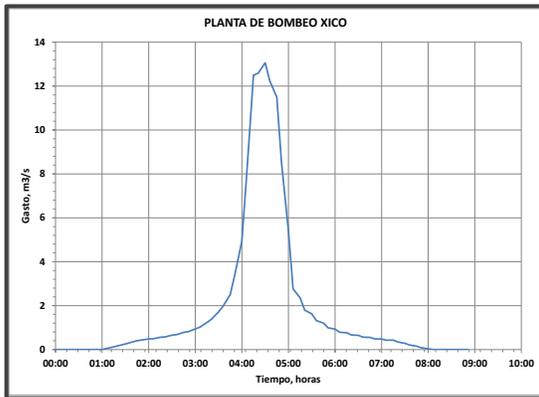


Figura 5.18. Hidrograma PB El Xico.

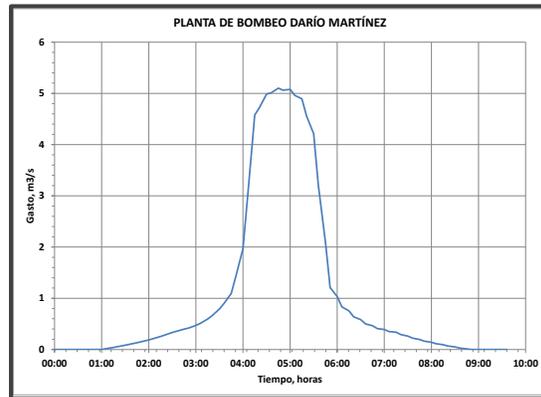


Figura 5.19. Hidrograma PB Darío Martínez.

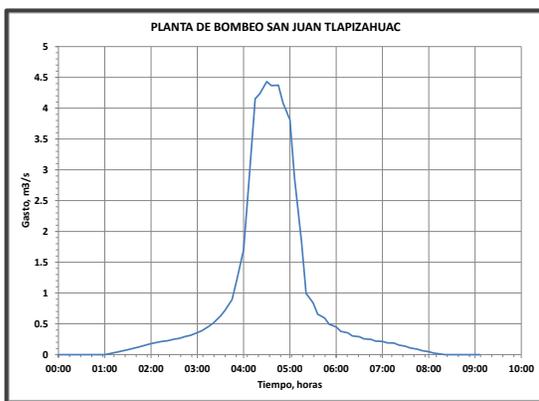


Figura 5.20. Hidrograma PB San Juan Tlapizahuac

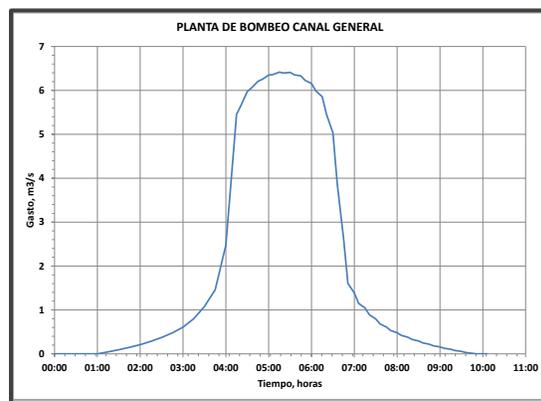


Figura 5.21. Hidrograma PB Canal General

Una vez obtenidos los hidrogramas de diseño, se compararon los valores del gasto máximo calculado ($Q_{m\acute{a}x}$) contra el gasto máximo que admite el colector ($Q_{cm\acute{a}x}$), si éste último es mayor que el $Q_{m\acute{a}x}$, la capacidad hidráulica del colector es la adecuada para transitar el caudal sin ningún problema; por el contrario, si el gasto máximo que admite el colector es menor que el obtenido en el cálculo, será necesario modificar la forma del hidrograma obtenido. A partir de este procedimiento se observa que la duración total del mismo aumenta, con mayores tiempos de inundación aunque con un menor gasto pico el cual estará limitado como ya se mencionó por la capacidad de conducción de cada conducto.

Salinas (2011) determinó que en cinco de los casos el gasto máximo que admite el colector era menor al gasto pico del hidrograma original calculado por lo que la forma del hidrograma cambia como se muestra en las figuras 5.22 a 5.26.

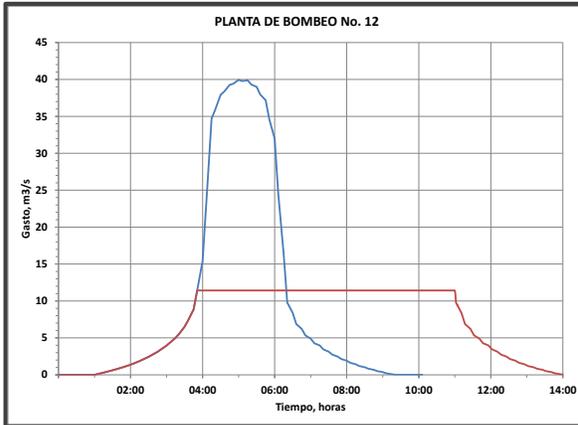


Figura 5.22. Nuevo hidrograma planta de bombeo No. 12

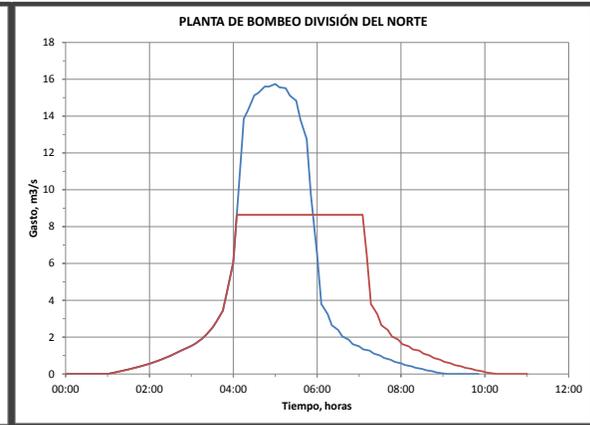


Figura 5.23. Nuevo hidrograma planta de bombeo División del Norte.

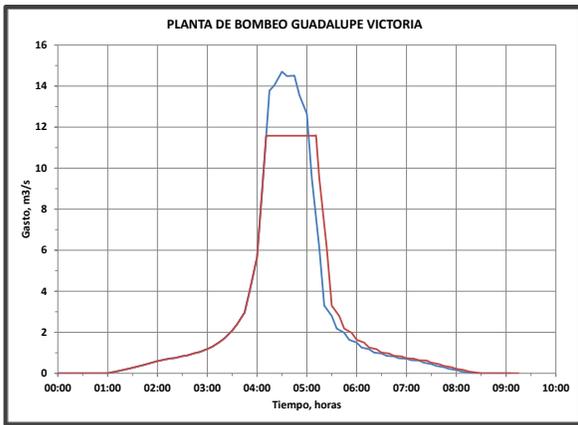


Figura 5.24. Nuevo hidrograma planta de bombeo Gpe Victoria

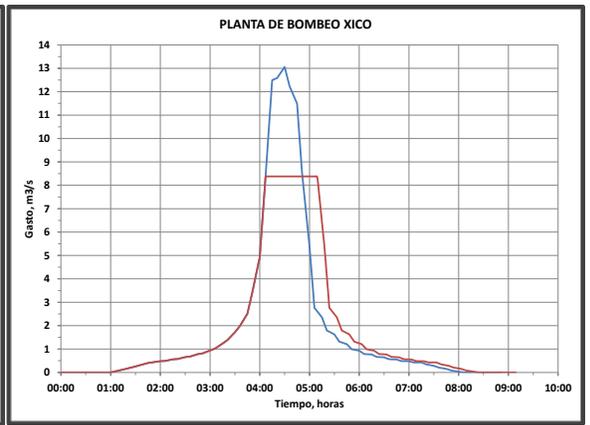


Figura 5.25. Nuevo hidrograma planta de bombeo El Xico

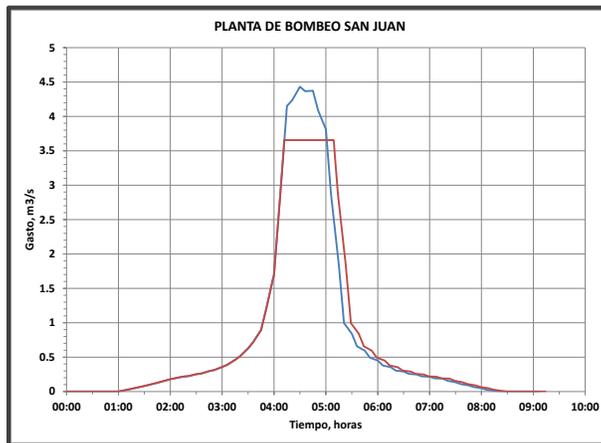


Figura 5.26. Nuevo hidrograma planta de bombeo San Juan Tlapizahuac.

Cabe mencionar que el volumen de los hidrogramas transitados es exactamente el mismo volumen de los hidrogramas originales; es por esta razón que la duración del evento aumenta con respecto a la que se tenía.

5.3 RÍO AMECAMECA

La información hidrológica disponible para el análisis de las aportaciones al río Amecameca corresponde a los datos medidos en la estación hidrométrica “San Luis Ameca II” correspondientes a los gastos máximos instantáneos y a los gastos medios diarios registrados desde el año 1953 y hasta el año 2010. Se localiza en las coordenadas Latitud (G,M,S): 19°, 11', 02" y Longitud (G,M,S): 99°, 52', 12". Se ubica 1.5 km al Sur de la población de Temamatla, sobre el camino que comunica con Juchitepec, dentro del municipio de Tenango del Aire en el estado de México. La estación se instaló para obtener información estadística del régimen del río Ameca, en esta parte de su cuenca, para posteriormente aprovechar esos datos en estudios hidrológicos regionales.

La estación San Luis Ameca II se identifica con el número 26309 y registra las mediciones que se realizan sobre el río Amecameca. El máximo gasto registrado hasta ahora es de 86.6 m³/s y dicho registro se tiene con fecha del 30 de diciembre de 1965.

La serie de datos que se tiene disponible se trabajó ajustando los valores de los gastos que se tienen en el registro a una función Gumbel (apartado 4.1.1), de la cual se obtuvieron los valores de gastos máximos instantáneos y gastos medios diarios para diferentes periodos de retorno. En la figura 5.27 del lado izquierdo se muestra el que se realizó a los gastos medios diarios y del lado derecho el ajuste realizado a los gastos instantáneos y en la tabla 5.1 se muestran los periodos de retorno para gastos medios diarios y para gastos máximos instantáneos.

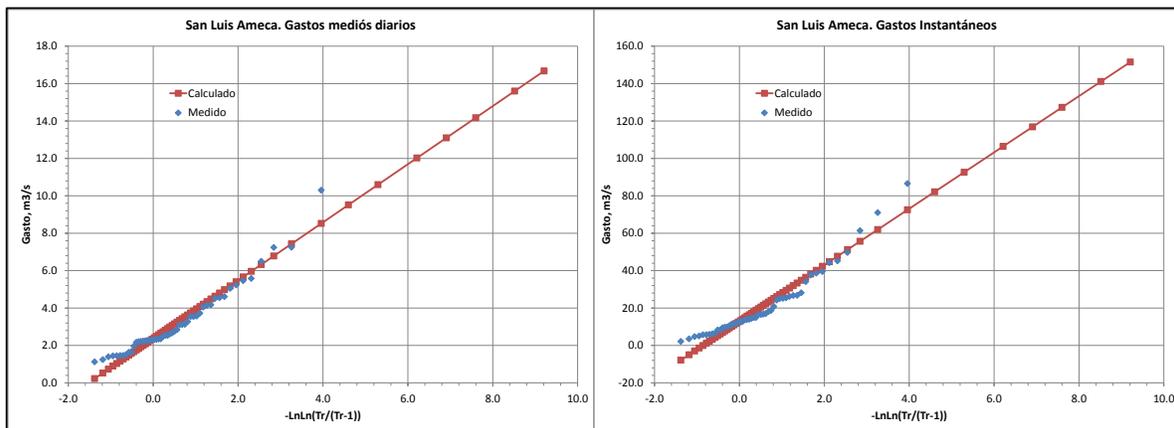


Figura 5.27. Ajuste a función Gumbel de gastos medios diarios y gastos máximos instantáneos.

Tabla 5.1. Gastos medios diarios y gastos máximos instantáneos para diferentes periodos de retorno para el río Amecameca.

| Periodo de retorno, años | Gastos, m ³ /s | |
|--------------------------|---------------------------|----------------------|
| | Medios diarios | Máximos instantáneos |
| 10000 | 16.68 | 151.56 |
| 5000 | 15.60 | 141.12 |
| 2000 | 14.18 | 127.32 |
| 1000 | 13.10 | 116.88 |
| 500 | 12.02 | 106.44 |
| 200 | 10.60 | 92.62 |
| 100 | 9.52 | 82.15 |
| 50 | 8.43 | 71.64 |
| 20 | 6.98 | 57.61 |
| 10 | 5.87 | 46.77 |
| 5 | 4.70 | 35.47 |
| 2 | 2.94 | 18.41 |

HIDROGRAMA UNITARIO

El método del hidrograma unitario considera de forma implícita las características físicas de la cuenca, como topografía, vegetación, forma, etc., y no sólo el área de la cuenca y la intensidad de precipitación. Dado que, aun cuando se presentara la misma tormenta en dos cuencas con la misma área, las características particulares de cada una provocan que sus hidrogramas sean diferentes.

El hidrograma unitario, propuesto por primera vez por Sherman en 1932, es el hidrograma de escurrimiento directo que resulta de 1 mm (o de 1 cm, 1 pulgada, etc.) de precipitación en exceso, ocurrida de manera uniforme sobre una cuenca, con una intensidad constante en una duración igual a la efectiva (Chow, 1994).

El hidrograma unitario puede utilizarse para deducir el hidrograma resultante de cualquier precipitación en exceso, basándose en las siguientes suposiciones (Chow, 1994; Aparicio, 2007):

- *Tiempo base constante.* En una cuenca, el tiempo base es el mismo para todas las tormentas con la misma duración en exceso, independientemente del volumen escurrido. El hidrograma unitario se asocia a una determinada duración en exceso.
- *Proporcionalidad.* Las ordenadas de todos los hidrogramas con tiempo base común, son directamente proporcionales al volumen total de escurrimiento directo. Por lo tanto, las ordenadas de dichos hidrogramas son proporcionales entre sí.
- *Superposición de causas y efectos.* Para una determinada cuenca, el hidrograma que resulta de cierto periodo de lluvia, puede superponerse a hidrogramas resultantes de periodos de lluvia precedentes.

Tales suposiciones no se cumplen perfectamente bajo condiciones naturales; sin embargo, cuando la información hidrológica cumple aproximadamente tales suposiciones, los resultados obtenidos son aceptables para propósitos prácticos (Heerdegen, 1974, en Chow, 1994).

El método del hidrograma unitario se ha usado ampliamente en casi todo el mundo desde su publicación. Entre sus principales aplicaciones están: el hidrograma unitario tradicional, la curva S, el hidrograma unitario instantáneo y los hidrogramas unitarios sintéticos.

HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

Los métodos que se basan en *hidrogramas unitarios sintéticos* permiten obtener hidrogramas unitarios a partir de las características generales de la cuenca. Uno de estos métodos es el *hidrograma unitario triangular*, desarrollado por Mockus (1957, en Aparicio, 2007). La figura 5.28 esquematiza este tipo de hidrograma.

En un hidrograma triangular, el gasto pico se calcula:

$$q_p = \frac{0.555 A}{t_b} \quad (\text{ec. 3.5})$$

Donde:

- q_p , gasto pico unitario, en $\text{m}^3/\text{s} / \text{mm}$
- A , área de la cuenca, en km^2
- t_b , tiempo base, en h

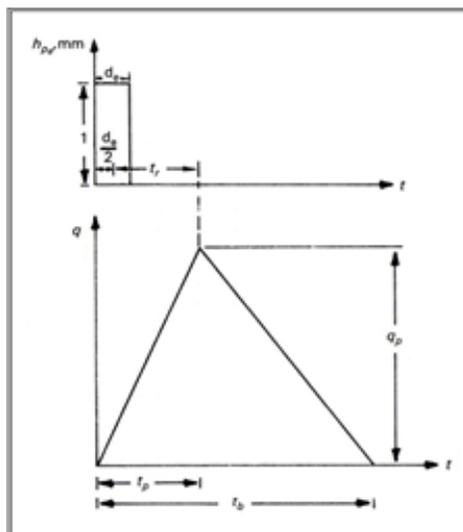


Figura 5.28. Hidrograma unitario triangular

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus determinó que el tiempo base puede calcularse en función del tiempo pico:

$$t_b = 2.67 t_p \quad (\text{ec. 3.6})$$

El tiempo pico es:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad (\text{ec. 3.7})$$

Donde:

d_e , duración en exceso, en h

t_r , tiempo de retraso, en h

El tiempo pico se calcula con la ec. 3.5 y la duración en exceso se asigna de acuerdo con la información disponible.

Una vez que se realizó el ajuste a la función Gumbel para ambos gastos (gastos medios diarios y gastos máximos instantáneos) se determinó el volumen total de agua, el cual corresponde al volumen producido por el gasto medio diario para un periodo de retorno dado en un día, ese volumen deberá ser el mismo al del área bajo la curva del hidrograma triangular, pero de una altura (gasto pico) del valor del gasto máximo instantáneo correspondiente al mismo periodo de retorno elegido para el gasto medio diario; de esta manera sólo se despeja el tiempo base del hidrograma de la expresión para calcular el área de un triángulo.

Por ejemplo, para un periodo de retorno de 10 años, se tiene un gasto medio diario de $5.87 \text{ m}^3/\text{s}$, el volumen en un día para este gasto medio diario resulta:

$$Vol = 5.87 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 86400 \text{ s}$$

$$Vol = 507,168 \text{ m}^3$$

Este valor de $507,168 \text{ m}^3$ tiene que ser igual al área bajo la curva del hidrograma triangular cuya altura será el valor del gasto máximo instantáneo:

$$\frac{t_b * 46.77 \text{ m}^3/\text{s}}{2} = 507,168 \text{ m}^3$$

Al despejar el tiempo base:

$$t_b = \frac{2 * 507,168 \text{ m}^3}{46.77 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$t_b = 21,687.75 \text{ s}$$

$$t_b = 6.02 \text{ horas}$$

El tiempo base se considera como la suma del tiempo pico que es el tiempo que tarda en presentarse el gasto pico más 1.4 veces el tiempo pico, tiempo que tarda en terminar el escurrimiento una vez que se presentó el gasto pico.

$$t_b = t_p + 1.4t_p$$

De esta manera, se despeja el tiempo pico:

$$6.02 \text{ horas} = 2.4t_p$$

$$t_p = \frac{6.02 \text{ horas}}{2.4}$$

$$t_p = 2.5 \text{ horas}$$

Se realiza exactamente el mismo procedimiento para el periodo de retorno de 50 años. En la figura 5.29 se presentan los hidrogramas calculados para los periodos de retorno de 10 y 50 años. Como ya se había mencionado en el capítulo 3 del presente trabajo, este hidrograma ingresa a la laguna de Xico en donde este volumen de agua es regulado y posteriormente vertido al Canal General para su descarga al cauce del río de La Compañía.

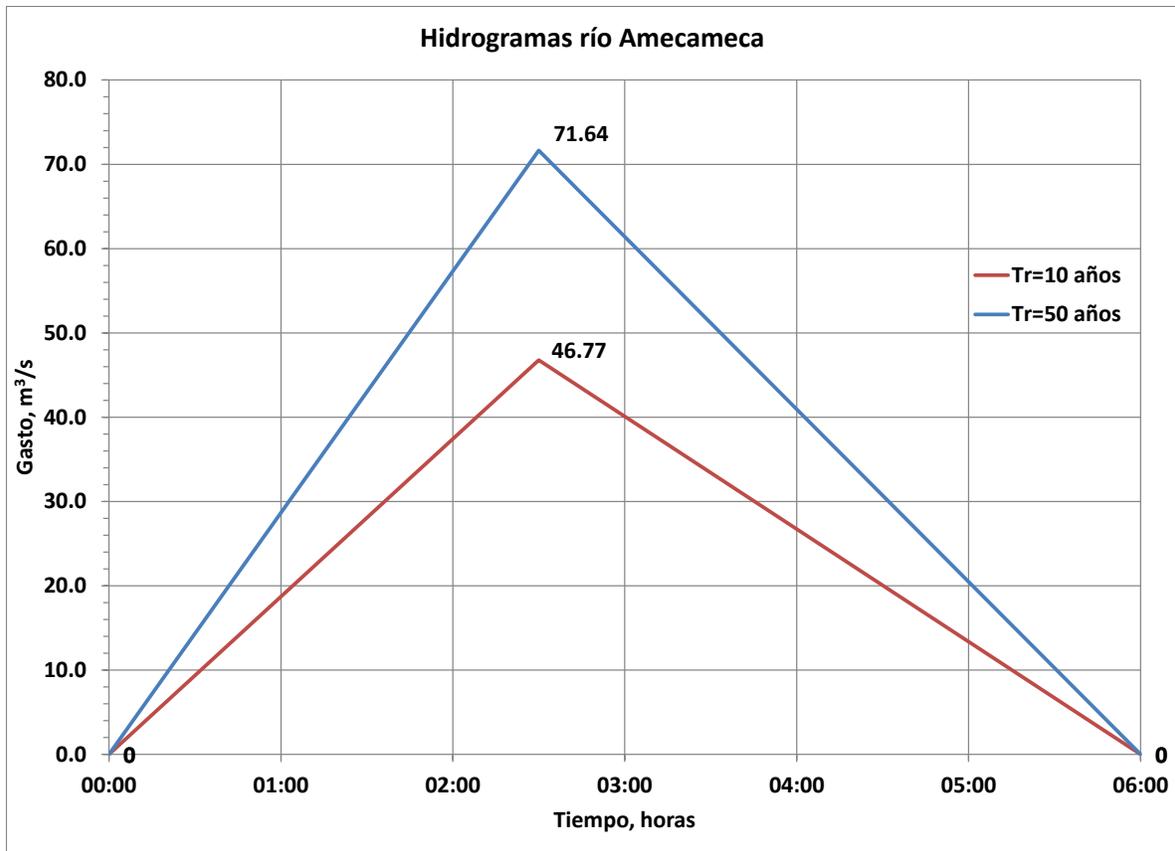


Figura 5.29. Hidrogramas calculados para el río Ameca.

5.4 DREN XOCHIACA

El hidrograma del Dren Xochiaca fue proporcionado por la Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua. Este hidrograma se muestra en la figura 5.30.

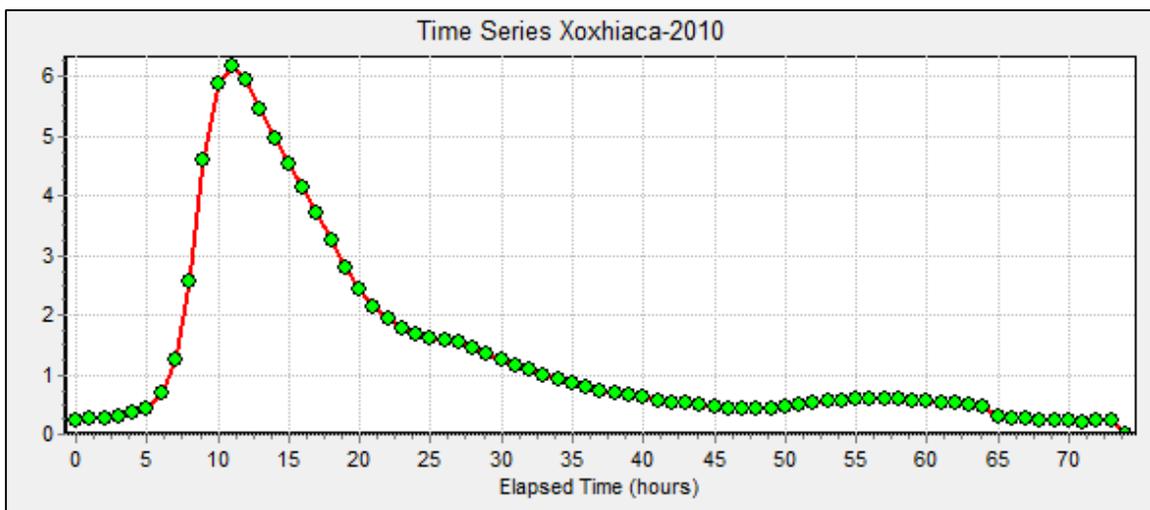


Figura 5.30. Hidrograma Dren Xochiaca

5.5 DREN CHIMALHUACÁN

El hidrograma de entrada al Dren Chimalhuacán fue proporcionado por la Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua. Este hidrograma se muestra en la figura 5.31.

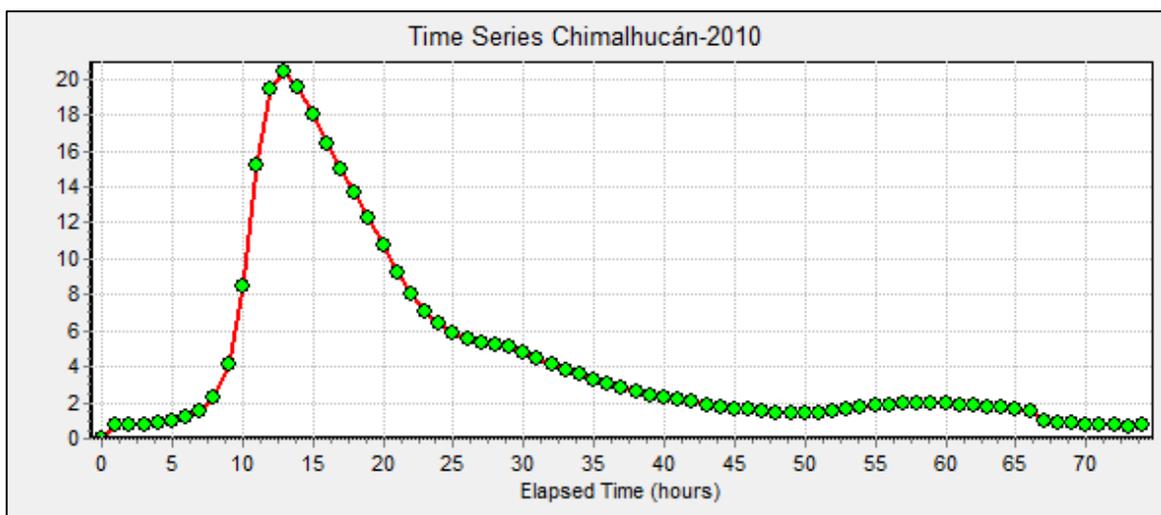


Figura 5.31. Hidrograma Dren Chimalhuacán.

5.6 RÍO CHURUBUSCO

Como ya se mencionó en el capítulo 3 del presente trabajo, el río Churubusco tiene conexión mediante estructuras de control (plantas de bombeo y compuertas) con el Sistema de Drenaje Profundo, en particular con los Interceptores Oriente y Oriente Sur. Estas interconexiones permiten aliviar el funcionamiento del sistema de drenaje de la Zona Sureste evitando que el agua llegue hasta las lagunas de regulación horaria y Churubusco y que este volumen pueda ser regulado por las avenidas que transitan a través del Dren General del Valle. Esto es posible siempre y cuando la capacidad del Sistema de Drenaje Profundo lo permita.

Para el análisis de aportaciones del río Churubusco hacia el sistema de drenaje de la Zona Oriente del Valle de México se cuenta con los hidrogramas de ingreso y salida hacia dicho conducto para dos de las tormentas más importantes que se tienen registradas en el Valle de México: la tormenta del 6 de septiembre de 2009 y la tormenta del 30 de junio de 2011. Dichos hidrogramas fueron obtenidos por Echavarría (2013).

En la figura 5.32 se muestran del lado izquierdo los hidrogramas correspondientes a la tormenta del 6 de septiembre y del lado derecho los hidrogramas correspondientes a la tormenta del 30 de junio.

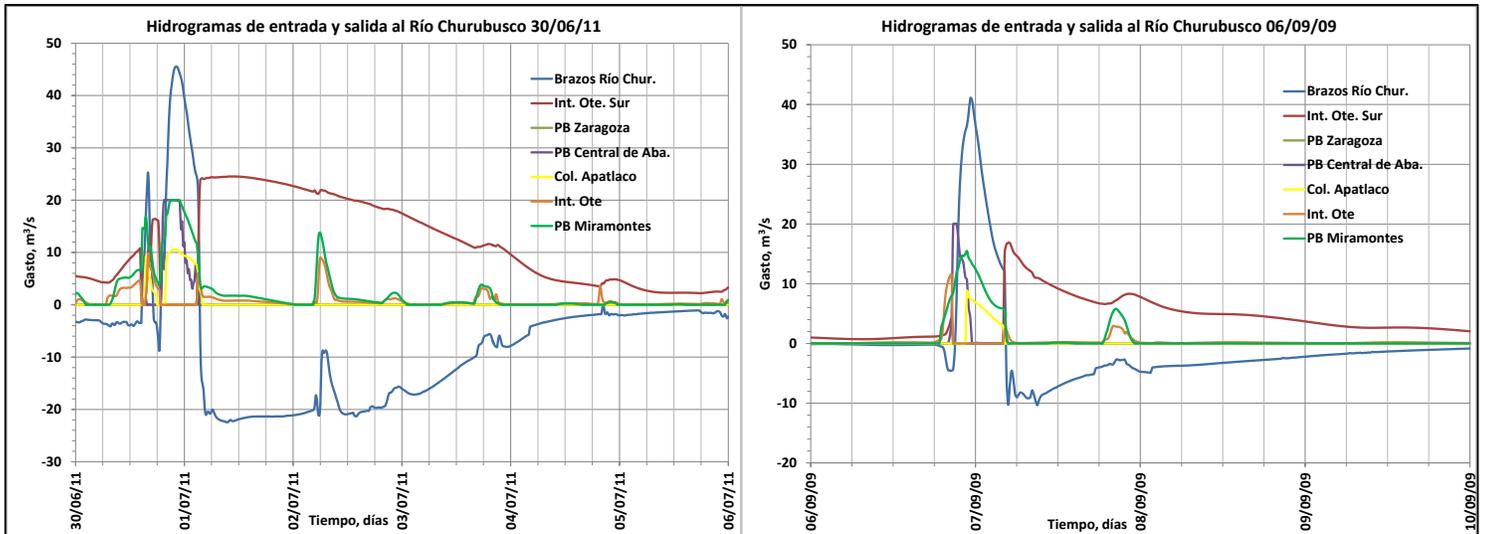


Figura 5.32. Hidrogramas para las tormentas del 6 de septiembre de 2009 y del 30 de junio de 2011.

Las entradas y salidas que tiene el río Churubusco son:

- Entradas:
 - Descarga de la planta de bombeo Zaragoza
 - Descarga de la planta de bombeo Central de Abastos
 - Descarga del Colector Apatlaco
 - Descarga de la planta de bombeo Miramontes
- Salidas
 - Descarga hacia los Brazos Izquierdo y Derecho de río Churubusco
 - Descarga hacia el Interceptor Oriente Sur
 - Descarga hacia el Interceptor Oriente

Al analizar los hidrogramas de ambas tormentas podemos observar lo siguiente:

- ❖ Una parte del volumen descargado por la planta de bombeo Miramontes (verde) hacia el río Churubusco es descargado hacia el Interceptor Oriente (naranja), este patrón se puede observar sobre todo en la tormenta del 30 de junio de 2011 una vez que la tormenta ha cesado.
- ❖ Para ambas tormentas, se observa que una vez que pasa el gasto pico hacia los brazos de río Churubusco y por ende hacia las lagunas de regulación Horaria y Churubusco, el agua, una vez regulada en estas lagunas empieza a regresar por los Brazos y reingresa al río Churubusco para ser descargada hacia el Interceptor Oriente Sur (vaciado de las lagunas), por esta razón, el hidrograma se hace negativo en ambos casos generando una especie de reflejo entre los hidrogramas de descarga hacia el Interceptor y el perteneciente a los Brazos de río Churubusco.

- ❖ También se observa, que si se tienen ingresos de caudal por parte de alguna de las plantas de bombeo hacia el río Churubusco (una vez que la tormenta ha cesado) y si el vaciado de las lagunas de regulación Horaria y Churubusco se realiza a través de este mismo conducto, el vaciado de las lagunas se detiene para que el volumen descargado por bombeo sea primero vertido hacia el Interceptor Oriente Sur y/o hacia el Interceptor Oriente. Una vez descargado este volumen, el vaciado de las lagunas continúa.

Tomando en cuenta las entradas y salidas totales hacia el río Churubusco, en la figura 5.33 se presentan los siguientes hidrogramas totales tanto de entradas como de salidas a este conducto, para ambos casos se observa que el volumen que sale del sistema es mayor que el que entra. La principal razón puede ser debido a que parte del volumen regulado en las lagunas de Regulación Horaria y Churubusco proveniente del Dren General del Valle también es vaciado hacia el Sistema de Drenaje Profundo mediante el río Churubusco y el Interceptor Oriente Sur. Se observa también que el volumen de agua escurrido y regulado en este sistema fue considerablemente mayor para la tormenta del 30 de junio de 2011 que para la del 6 de septiembre de 2009.

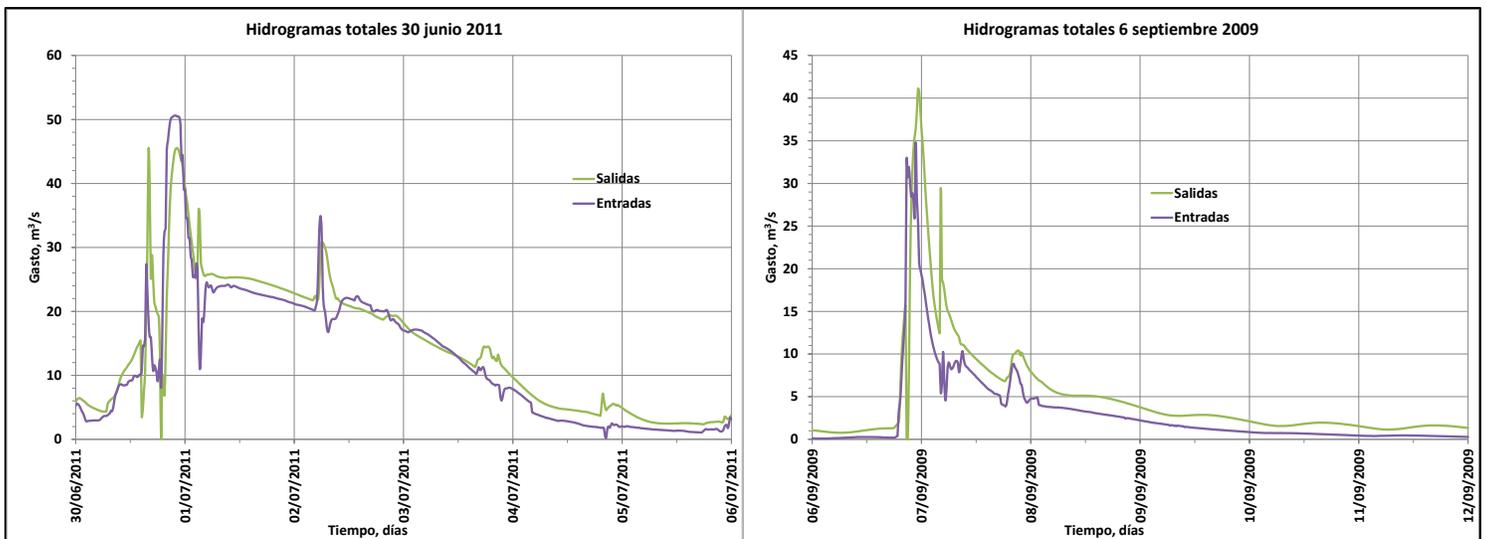


Figura 5.33. Hidrogramas totales de entradas y de salidas para las tormentas del 6 de septiembre de 2009 y del 30 de junio de 2011.

Si se toman en cuenta las condiciones anteriores, el hidrograma de entrada para el modelo matemático será entonces el hidrograma que va del río Churubusco hacia los Brazos Izquierdo y Derecho del río Churubusco ya que toma en cuenta los ingresos por cuenca propia del propio conducto así como las descargas de las plantas de bombeo. Durante el paso de la tormenta, no se descarga agua hacia el Sistema de Drenaje Profundo sino que se manda hacia las lagunas de regulación Horaria y Churubusco. No se tomará en cuenta el vaciado de las lagunas a través del río Churubusco, es decir, no se tomará en cuenta la parte negativa del hidrograma proveniente de los Brazos Izquierdo y Derecho

del río Churubusco. En la figura 5.34 se muestra este hidrograma para cada tormenta, el cual será empleado en el modelo matemático.

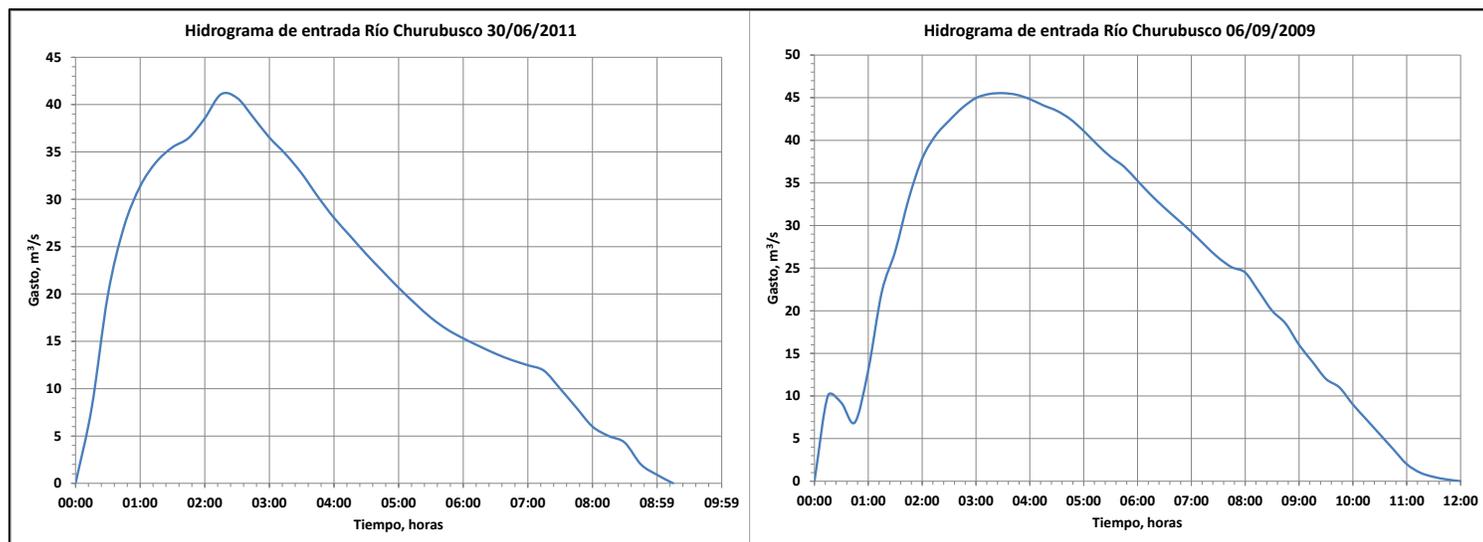


Figura 5.34. Hidrogramas totales de entradas para el modelo matemático para para las tormentas del 6 de septiembre de 2009 y del 30 de junio de 2011.

6. MODELO MATEMÁTICO DE SIMULACIÓN (EPA SWMM)

El software empleado en el presente trabajo es el EPA SWMM. El Storm Water Management Model (SWMM) de la EPA es un modelo dinámico de simulación, que se puede utilizar para un único acontecimiento o para realizar una simulación continua, en periodo extendido, el primero es el caso que se aplica.

El módulo de transporte hidráulico del SWMM analiza el recorrido del agua a través de un sistema compuesto por tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento y tratamiento, bombas y elementos reguladores. Asimismo, SWMM es capaz de seguir la evolución de la cantidad y la calidad del agua de escorrentía de cada cuenca, así como el caudal, el nivel de agua en los pozos o la calidad de agua en cada tubería y canal durante una simulación compuesta por múltiples intervalos de tiempo.

El transporte de agua por el interior de cualquiera de los conductos representados en SWMM está gobernado por las ecuaciones de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento tanto para el flujo gradualmente variado como para el flujo transitorio (es decir, las ecuaciones de Saint Venant). Existen tres modelos hidráulicos de transporte:

- Flujo Uniforme
- La Onda Cinemática
- La Onda Dinámica

Modelo de Flujo Uniforme

El modelo de flujo uniforme presenta la forma más simple de representar el comportamiento del agua en el interior de los conductos. Para ello se supone que cada uno de los incrementos de tiempo de cálculo considerados son iguales. De esta forma, el modelo simplemente traslada los hidrogramas de entrada en el nodo aguas arriba del conducto hacia el nodo final del mismo, con un cierto retardo y cambio en el aspecto del mismo. Para relacionar el caudal con el área y el calado en el conducto se emplea la ecuación de Manning.

Este tipo de modelo hidráulico no puede tomar en cuenta el almacenamiento de agua que se produce en los conductos, los fenómenos de salto hidráulico, las pérdidas a la entrada y salida de pozos de registro, el flujo inverso o los fenómenos de flujo presurizado. Solo puede utilizarse en sistemas ramificados, donde cada uno de los nodos tiene únicamente una única línea hacia la que vierte sus aguas. Este modelo de análisis es insensible al incremento de tiempo seleccionado y únicamente es apropiado para realizar análisis preliminares utilizando simulaciones continuas de escala de tiempo grandes.

Modelo de la Onda Cinemática

Este modelo hidráulico de transporte resuelve la ecuación de continuidad junto con una forma simplificada de la ecuación de cantidad de movimiento en cada una de las conducciones. Esta última requiere que la pendiente de la superficie libre del agua sea igual a la pendiente del fondo del conducto.

El caudal máximo que puede fluir por el interior de un conducto es el caudal a tubo lleno determinado por la ecuación de Manning. Cualquier exceso de caudal sobre este valor en el nodo de entrada del conducto se pierde del sistema o bien puede permanecer estancado en la parte superior del nodo de entrada y posteriormente ingresar en el sistema cuando la capacidad del conducto lo permita.

El modelo de la onda cinemática permite que tanto el caudal como el área espacial y temporalmente en el interior del conducto. Esto origina una cierta atenuación y retraso en los hidrogramas de salida respecto de los caudales de entrada en los conductos. No obstante, este modelo de transporte no puede considerar efectos como el salto hidráulico, las pérdidas en las entradas o salidas en pozos de registro, el flujo inverso o el flujo presurizado, así como su aplicación está restringida únicamente a redes ramificadas. Como práctica general, puede mantener una estabilidad numérica adecuada con incrementos de tiempo de cálculo relativamente grandes, del orden de 5 a 15 minutos. Si algunos de los efectos especiales mencionados con anterioridad no se presentan en el sistema o no son significativamente importantes en el mismo, el modelo de la onda cinemática es una opción suficientemente precisa y eficiente para el modelo de transporte con tiempos de simulación largos.

Modelo de la Onda Dinámica

El modelo de transporte de la Onda Dinámica resuelve las ecuaciones completas unidimensionales de Saint Venant y por tanto, teóricamente genera los resultados más precisos. Estas ecuaciones representan la aplicación de la ecuación de continuidad y de cantidad de movimiento en las conducciones y la continuidad de los volúmenes en los nodos.

Con este tipo de modelo de transporte es posible representar el flujo presurizado cuando una conducción cerrada se encuentra completamente llena, de forma que el caudal que circula por la misma puede exceder del valor del caudal a tubo completamente lleno obtenido mediante la ecuación de Manning. Las inundaciones ocurren en el sistema cuando la profundidad del agua en los nodos excede el valor máximo disponible en los mismos. Este exceso de caudal bien puede perderse o bien puede generar un estancamiento en la parte superior del nodo y volver a entrar al sistema de saneamiento posteriormente.

El modelo de transporte de la Onda Dinámica puede contemplar efectos como el almacenamiento en los conductos, los saltos hidráulicos, las pérdidas en las entradas y salidas de los pozos de registro, el flujo inverso y el flujo presurizado. Dado que resuelve de forma simultánea los valores de los niveles de agua en los nodos y los caudales en las conducciones, puede aplicarse para cualquier tipo de configuración de red de saneamiento, incluso en el caso de que se contengan nodos con múltiples divisiones del flujo aguas abajo del mismo o incluso mallas en su trazado. Se trata del método de resolución adecuado para sistemas en los que los efectos del salto hidráulico, originados por las restricciones del flujo aguas abajo y la presencia de elementos de regulación tales como orificios y vertederos sean importantes. El precio que generalmente es necesario pagar por el empleo de este método es la necesidad de utilizar incrementos de tiempo de cálculo mucho más pequeños, del orden de un minuto o menos. Durante el cálculo, SWMM reducirá automáticamente el incremento de tiempo de cálculo máximo definido por el usuario si es necesario para mantener la estabilidad numérica del análisis.

El modelo hidráulico de transporte que se empleará en el presente trabajo es el Modelo de La Onda Dinámica, ya que teóricamente es el modelo que arroja los resultados más exactos.

6.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN GEOMÉTRICA, TOPOGRÁFICA Y/O BATIMÉTRICA

La información geométrica y topográfica de los conductos que se analizarán fue proporcionada por el Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACMEX), la información con la que se cuenta es la siguiente:

Para el río de La Compañía, se cuenta con un levantamiento topográfico a lo largo de 12.2 km en el tramo comprendido entre la laguna de regulación La Gasera y la planta de bombeo La Caldera; en total se cuenta con 350 secciones transversales a lo largo de dicho cauce. Además se contó también con los levantamientos topográficos en los cadenamientos 12+505.00, 15+376.00, 17+727.00 y 20+364.00 del mismo río.

El TRC es un conducto circular de 5 m de diámetro, de concreto, con una longitud de 7 km. El TRC se conecta al cauce del río de La Compañía mediante la planta de bombeo “La Caldera” con una capacidad de bombeo de hasta 40 m³/s.

El río Churubusco es un conducto que tiene una longitud de 20 km y a lo largo del mismo la sección transversal va variando de aguas arriba hacia aguas abajo de la siguiente manera: sección circular, sección cajón y posteriormente se convierte en una sección cajón doble.

El Dren Chimalhuacán tiene una longitud de 5.2 km y es un conducto con secciones transversales irregulares al igual que el Dren Xochiaca cuya longitud es de 6.5 km.

En el modelo matemático, las aportaciones de los ríos San Rafael y San Francisco quedan representadas por el hidrograma de salida de la laguna de regulación La Gasera, dicho se hidrograma se ingresará en el primer nodo aguas arriba del río de La Compañía, es por ello que la representación gráfica en el modelo matemático de estos dos cauces no aparecerá de manera explícita.

De igual manera en el caso del río Amecameca, se considera que éste descarga en la laguna de Xico en donde el volumen de agua es regulado, posteriormente este volumen regulado es descargado y conducido por el Canal General, conducto que a su vez descarga al río de La Compañía, es por eso que solo se considerará un único hidrograma de entrada al río de la Compañía que tome en cuenta todas estas aportaciones, este hidrograma llamado “Canal General” (figura 5.17) es el que será ingresado en el modelo matemático.

6.2 ARMADO DEL MODELO MATEMÁTICO

El modelo se construyó a partir de la información geométrica, topográfica y/o batimétrica de cada uno de los conductos que forman parte del sistema de drenaje de la Zona Oriente del Valle de México. El modelo está georeferenciado de acuerdo con la información proporcionada por el SACMEX.

El armado del modelo se muestra en la figura 6.1 en la que además se señala cada uno de los componentes del sistema.

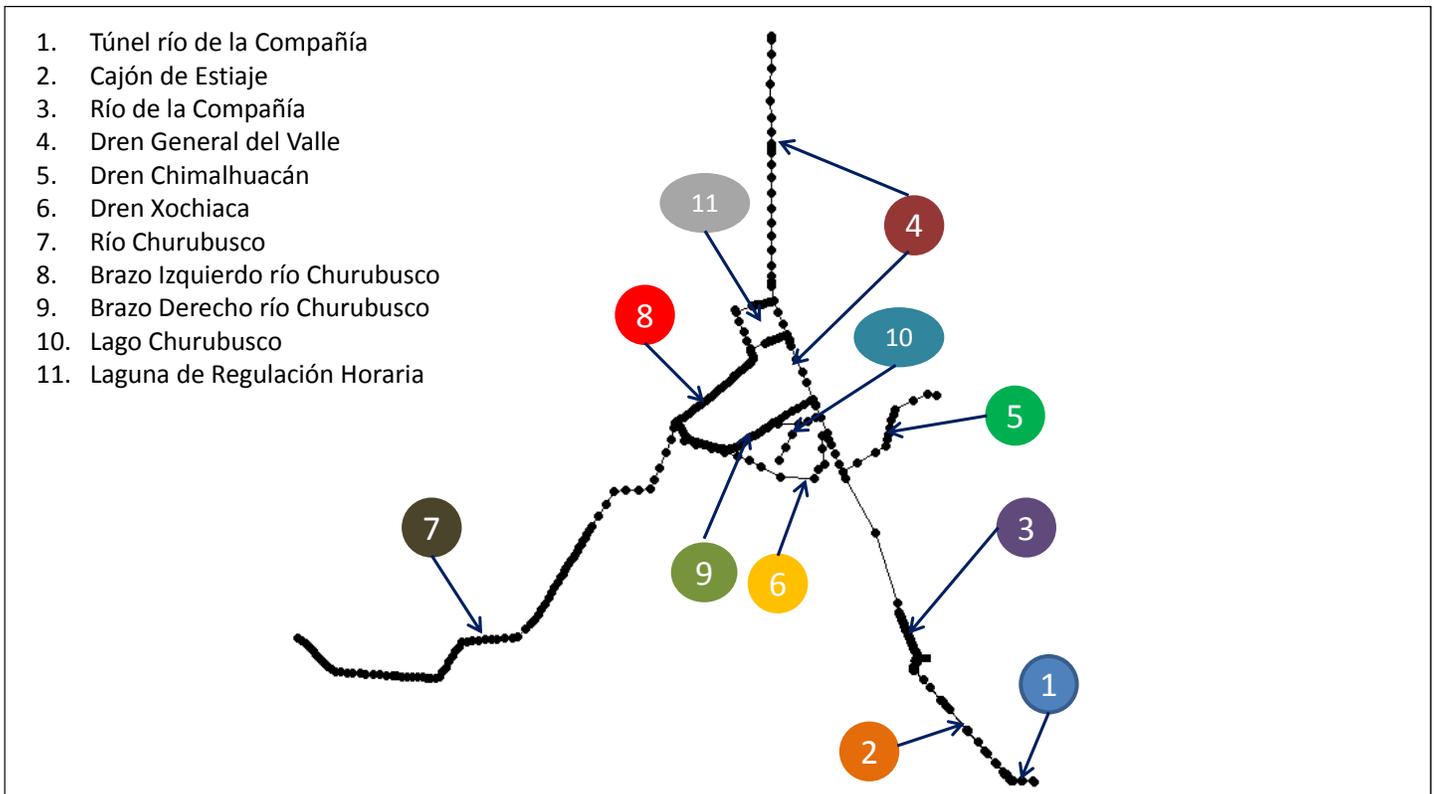


Figura 6.1. Armado del modelo matemático.

La información hidrológica (hidrogramas) que alimentarán al modelo corresponde a los siguientes hidrogramas obtenidos en el capítulo 5 del presente trabajo.

- Hidrograma de salida de la laguna de regulación La Gasera (que como ya se había mencionado abarca los hidrogramas de los ríos San Francisco y San Rafael; capítulo 5.1) que será ingresado en el nodo inicial del TRC y/o del cajón de estiaje.
- Hidrogramas de aportación al río de La Compañía (por cuenca propia; capítulo 5.2); en el caso de estos hidrogramas, se emplearán los llamados hidrogramas “rasurados” ya que representan un comportamiento más real del escurrimiento.
- Hidrograma del río Ameca (el cual como también ya se había mencionado será regulado en la laguna de Xico y posteriormente se verterá al Canal General que a su vez descargará en el cauce del río de La Compañía; capítulo 5.3).
- Hidrograma del Dren Xochiaca (capítulo 5.4) el cual se ingresará en el correspondiente conducto.
- Hidrograma del Dren Chimalhuacán (capítulo 5.5) el cual se ingresará en el correspondiente conducto.

- Hidrograma del río Churubusco (capítulo 5.6) el cual se ingresará en el correspondiente conducto.

En la tabla 6.1 se muestran los gastos picos de cada uno de los hidrogramas que serán ingresados al modelo junto con su gasto pico y volumen correspondiente.

Tabla 6.1. Gastos pico y volúmenes correspondiente a cada hidrograma del sistema.

| Hidrograma | Qp [m ³ /s] | Volumen [m ³] |
|----------------------------------|------------------------|---------------------------|
| La Gasera | 8.88 | 914,000 |
| La Gasera cerrada 11 horas | 10.94 | |
| PB #12 Original | 39.94 | 357,315 |
| PB #12 Rasurado | 11.42 | |
| PB CAPUFE | 0.12 | 285 |
| PB División del Norte Original | 15.74 | 127,291 |
| PB División del Norte Rasurado | 8.65 | |
| PB Ayutla | 5.02 | 17,541 |
| PB Avándaro | 2.31 | 14,661 |
| PB Guadalupe Victoria Original | 14.7 | 79,880 |
| PB Guadalupe Victoria Rasurado | 11.6 | |
| PB Xico Original | 13.06 | 58,265 |
| PB Xico Original Rasurado | 8.38 | |
| PB Darío Martínez | 5.1 | 36,927 |
| PB San Juan Tlapizahuac Original | 4.43 | 24,078 |
| PB San Juan Tlapizahuac Rasurado | 3.66 | |
| PB Canal General | 6.42 | 68,170 |
| Dren Xochiaca | 6.18 | 357,552 |
| Dren Chimalhuacán | 20.41 | 1,181,016 |
| Río Churubusco | 45.53 | 1,084,577 |
| Volumen total= | | 4,321,558 |

7. OPCIONES DE SOLUCIÓN

7.1 PROPUESTAS DE OPERACIÓN PARA MITIGAR LOS DESBORDAMIENTOS EN EL SISTEMA DE DRENAJE DE LA ZONA SUR-ORIENTE DEL VALLE DE MÉXICO

7.1.1 Simulación 1: Hidrogramas originales en el Túnel Río de La Compañía (TRC) con descarga de Canal General en el cauce del río de La Compañía.

Se realizó la primera simulación del sistema; para ello, se empleó el hidrograma de salida de la laguna de regulación La Gasera, los 9 hidrogramas originales de las plantas de bombeo hacia el TRC (el hidrograma de Canal General no se incluye al túnel sino en el cauce del río de La Compañía ya que esta condición es la que actualmente opera) los hidrogramas de los Drenes Xochiaca y Chimalhuacán así como el hidrograma del río Churubusco ingresados al inicio de su respectivo conducto, todos estos hidrogramas correspondientes a un periodo de retorno de 10 años. Se tomaron en cuenta las compuertas que se instalaron en el cauce del río de La Compañía justo en el sitio donde termina el cajón de estiaje para evitar que el flujo descargado por las plantas de bombeo Canal General y La Caldera ingrese al cajón de Estiaje; la ubicación de las compuertas se muestra en la figura 7.1.



Figura 7.1. Localización de las compuertas en el río de La Compañía.

De la misma manera, se tomaron en cuenta las compuertas que se encuentran instaladas sobre el cauce del Brazo Derecho del río Churubusco en la confluencia con el Dren General del Valle así como las compuertas instaladas sobre los canales Norte y Sur que conectan la LRH con el Dren General del Valle. Para llevar a cabo las simulaciones siguientes se consideró que estas estructuras de regulación permanecen abiertas todo el tiempo (figura 7.2).



Figura 7.2. Localización de las compuertas en los Brazos Derecho e Izquierdo del río Churubusco.

Para los resultados de cada simulación se muestran los hidrogramas totales de entrada (rojo), de salida (magenta) y de desbordamiento (verde) del sistema; cabe señalar, que estos hidrogramas son obtenidos por el modelo matemático como la suma algebraica de todas las aportaciones (hidrogramas) que ingresan, salen o se desbordan del sistema respectivamente en un mismo tiempo.

Los resultados obtenidos en esta simulación se muestran en la figura 7.3; para el hidrograma total de entradas al sistema el gasto pico es de $157.40 \text{ m}^3/\text{s}$, el de desbordamiento es de $64.52 \text{ m}^3/\text{s}$ y el de salida de apenas $11.22 \text{ m}^3/\text{s}$; en la misma figura se agregan los volúmenes correspondientes a cada hidrograma.

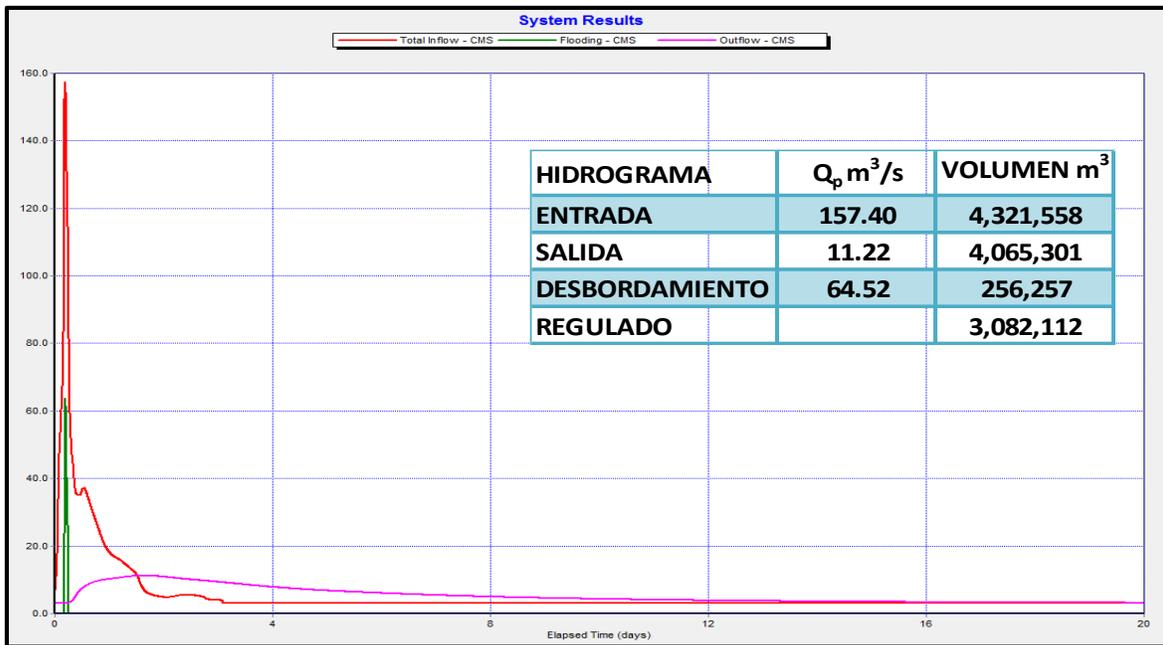


Figura 7.3. Hidrograma total de entradas, de salida y de desbordamiento del sistema para la simulación 1.

Es importante mencionar el papel que desempeñan las lagunas de regulación ya que se tiene una regulación de 3'082,112 m³, volumen que corresponde aproximadamente al 72% del volumen total que ingresa al sistema. Es importante mencionar que este es el volumen regulado en todo el sistema, es decir, no solo corresponde al volumen que se regula en los lagos y lagunas sino también en los mismos conductos.

El volumen desbordado es de 256,257 m³, un volumen que se considera alto, por esta razón, es importante ubicar las zonas que son susceptibles a inundaciones de acuerdo con el conducto en que se presenta desbordamiento. Para llevar esto a cabo, el sistema se analizará por conductos de acuerdo con los sitios en los que se presenten los desbordamientos.

El primer conducto a analizar es el TRC desde su inicio y hasta la planta de bombeo La Caldera tomando en cuenta la capacidad máxima de conducción del mismo (limitada por la planta de bombeo La Caldera con capacidad de hasta 40 m³/s); se obtuvieron los siguientes resultados: en la figura 7.4 se muestra un perfil de dicho conducto con los niveles más altos alcanzados durante la simulación; se observa que éste trabaja en carga en toda su longitud presentándose desbordamientos a lo largo del mismo.

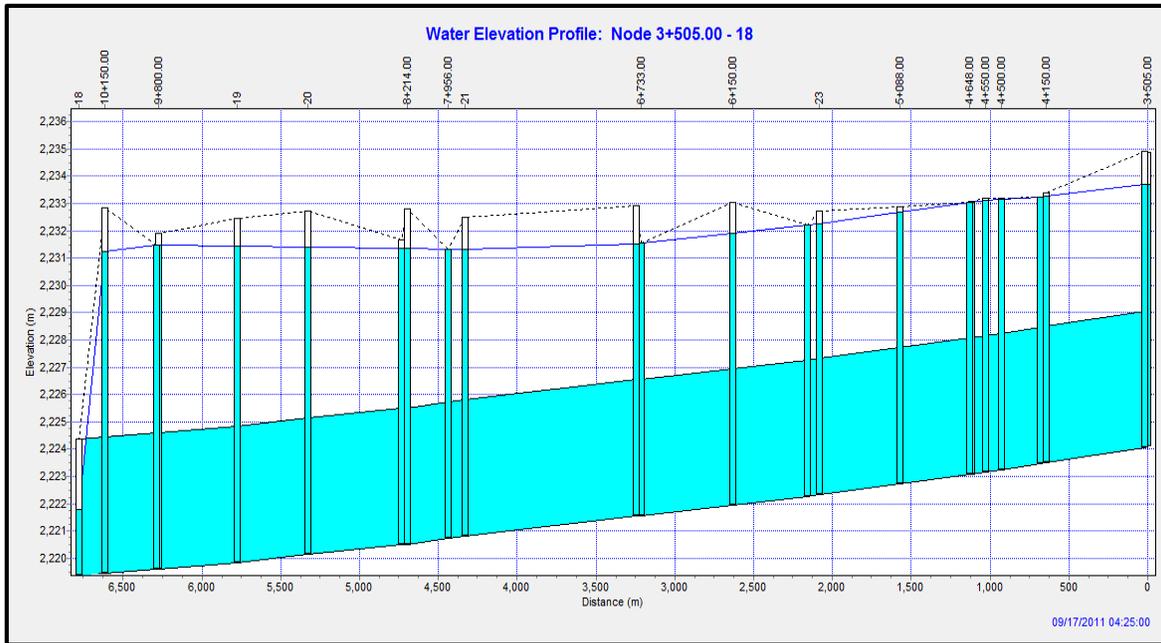


Figura 7.4. Perfil del TRC gasto máximo 40 m³/s.

En la figura 7.5 se muestran los hidrogramas totales de entrada al túnel, de salida del mismo y el de desbordamiento y se muestran además los volúmenes correspondientes a cada hidrograma.

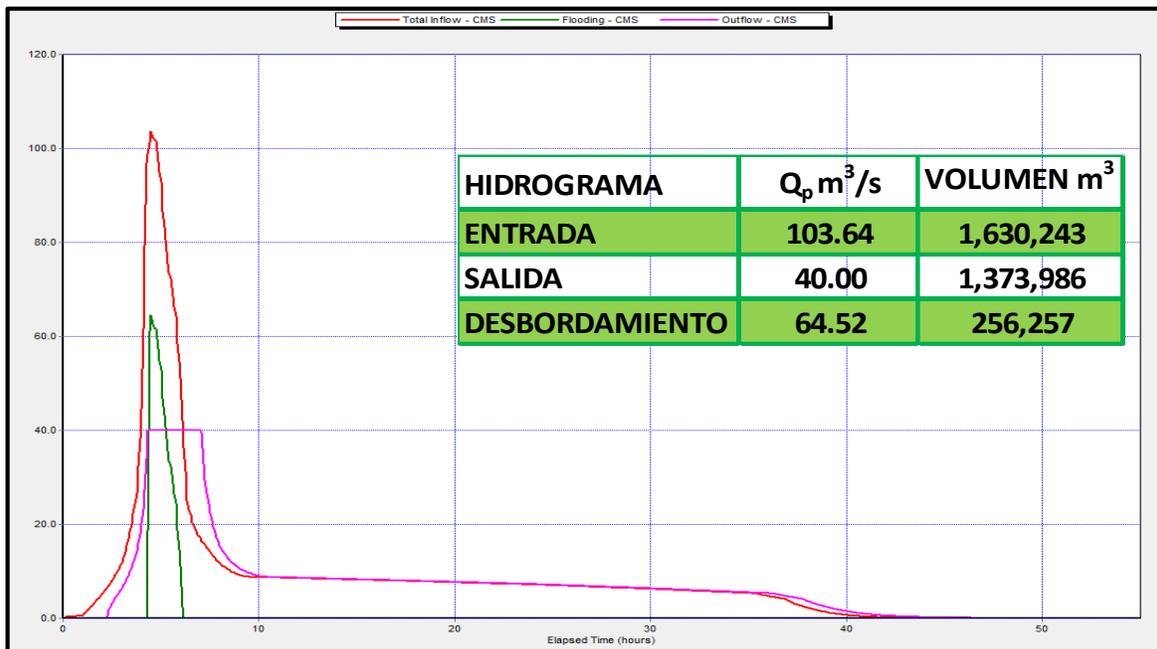


Figura 7.5 Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento del túnel río de La Compañía 40 m³/s.

En la figura anterior se puede observar claramente la capacidad de conducción limitada del conducto de 40 m³/s (hidrograma de salida), también se observa que el hidrograma de desbordamiento tiene un gasto pico de 64.52 m³/s y un volumen de 256,257 m³, por lo

que prácticamente todo el volumen desbordado se presenta en las lumbreras del túnel al no contar con la capacidad suficiente para conducirlo.

La simulación anterior se realizó bajo el escenario que considera que durante el ingreso de la avenida a la laguna, las compuertas de salida de ésta se mantienen totalmente abiertas, por lo que en esta modelación se transita y regula la avenida desde el ingreso de la misma a la laguna. Obteniéndose el hidrograma mostrado en el Capítulo 5 del presente trabajo en específico en la figura 5.4 correspondiente a un periodo de retorno de 10 años.

Al analizar la figura 7.5, se puede apreciar que, entre las 10 y 11 horas después de que inicia la avenida en el túnel, prácticamente la mayor parte del volumen proveniente de las plantas de bombeo ha sido transitado por el conducto y bombeado por la planta hacia el cauce del río de La Compañía; por esta razón se propone que la descarga de la laguna de regulación La Gasera sea cerrada durante las primeras 11 horas después de iniciada la tormenta con el propósito de dejar pasar los picos de las aportaciones por cuenca propia del túnel y evitar en la medida de lo posible el desbordamiento del mismo.

7.1.2 Simulación 2: Hidrogramas originales en el TRC, con descarga de Canal General en el cauce del río de La Compañía y con la laguna de regulación La Gasera cerrada durante 11 horas

En el “Estudio de las Aportaciones al TRC y de la Operación del Mismo” realizado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM para la Conagua, se realiza una modelación que consiste en considerar que desde el ingreso del hidrograma a la laguna se mantienen totalmente cerradas las compuertas planas, y que después de once horas de que comenzó a ingresar la avenida a la laguna, se abren totalmente las compuertas (figura 3.5), esto con el propósito de permitir el libre paso de las avenidas de las aportaciones de las 9 plantas de bombeo que descargan hacia el túnel.

EL hidrograma de aportación proveniente de la laguna de regulación La Gasera para esta condición es el que se mostró en el apartado 5.1.2 y se muestra específicamente en la figura 5.6 de ese mismo apartado.

Una vez realizada la simulación, se obtuvieron los hidrogramas del sistema así como sus volúmenes correspondientes, éstos se muestran en la figura 7.6. El gasto pico de entrada es de $150.99 \text{ m}^3/\text{s}$, el de desbordamiento es de $60.75 \text{ m}^3/\text{s}$ (ligeramente menor al obtenido en la simulación anterior) y el de salida es de $10.96 \text{ m}^3/\text{s}$.

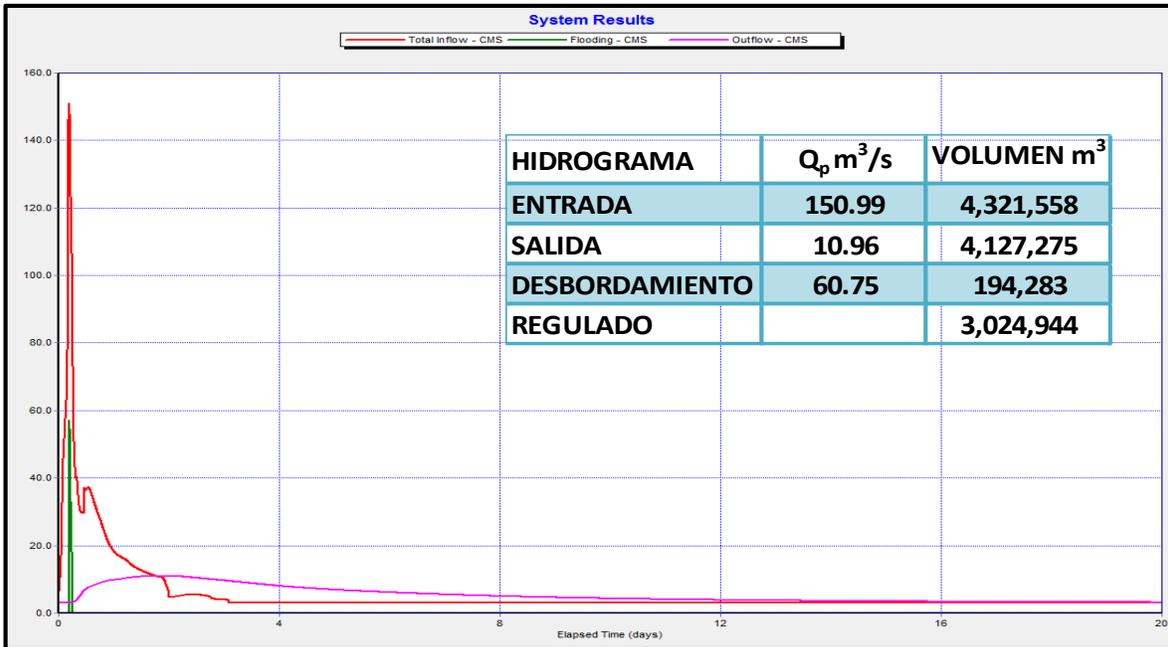


Figura 7.6. Hidrograma total de entradas, de salida y de desbordamiento del sistema para la simulación 2.

El volumen desbordado del sistema bajo esta condición disminuyó de 256,257 a 194,283 m³, sin embargo este valor se considera aún elevado.

En la figura 7.7 se muestra un perfil del TRC, en él se observa que el túnel trabaja en carga en prácticamente toda su longitud presentándose desbordamientos a lo largo del mismo.

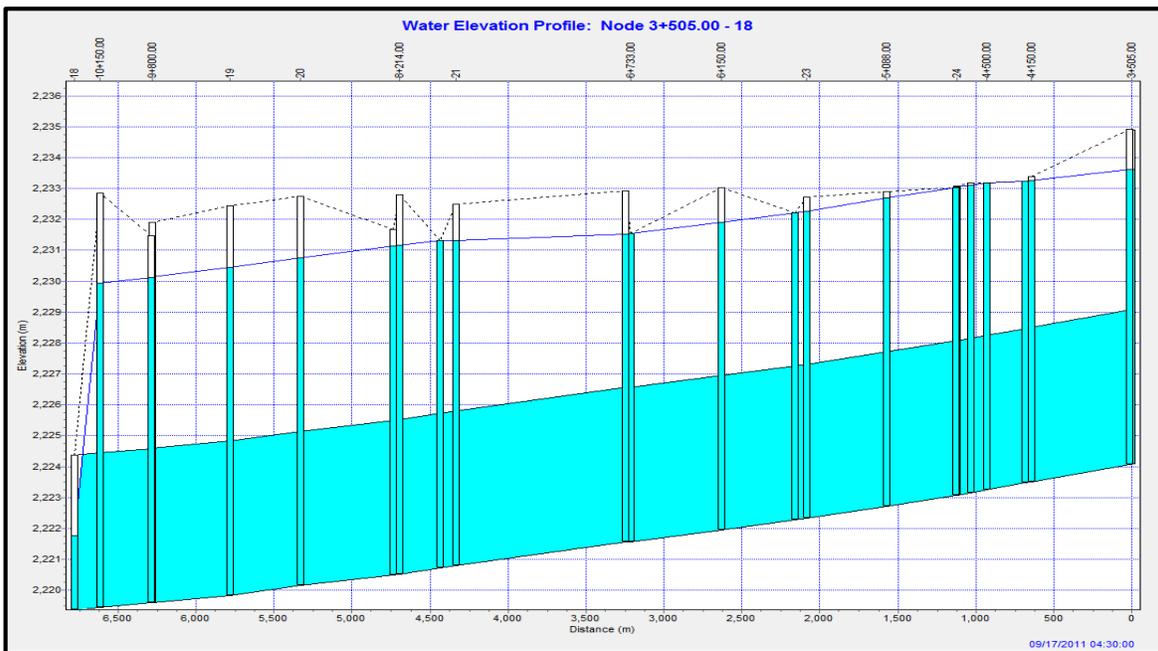


Figura 7.7. Perfil del TRC gasto máximo 40 m³/s.

En la figura 7.8 se muestran los hidrogramas totales de entrada al túnel así como el de salida y el de desbordamiento del mismo con sus respectivos volúmenes. El volumen desbordado corresponde al desbordamiento total del sistema por lo que el túnel mismo se considera como el de mayor problemática en el análisis.

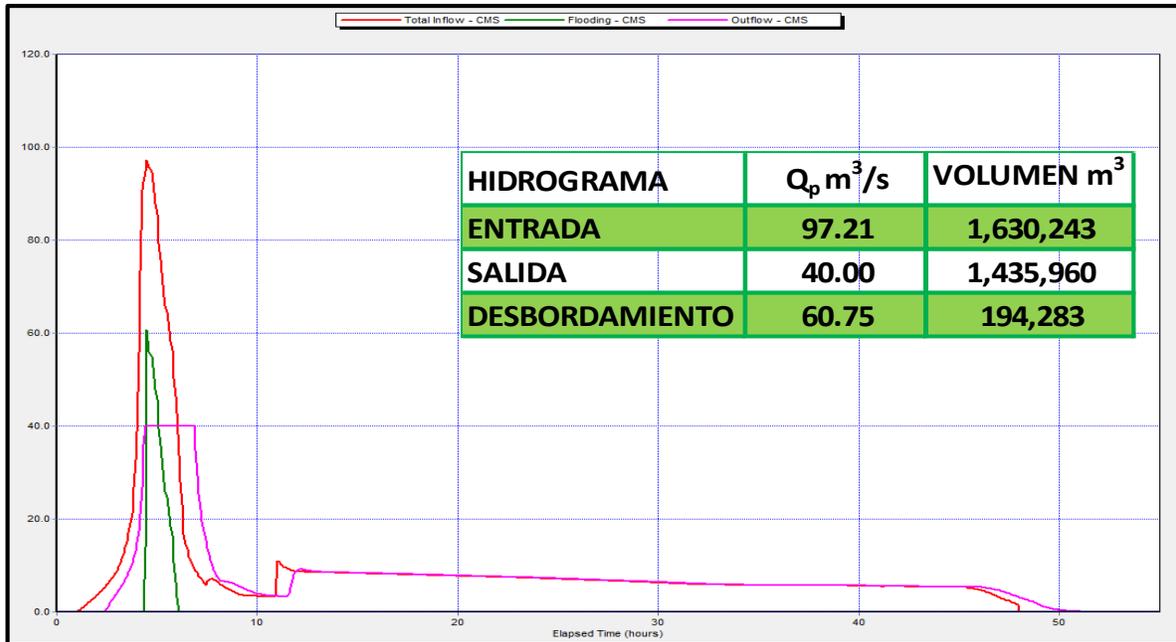


Figura 7.8. Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento del túnel río de La Compañía 40 m³/s.

7.1.3 Simulación 3: Hidrogramas transitados en el TRC, con descarga de Canal General en el cauce del río de La Compañía

Para esta simulación se tomó en cuenta la capacidad de conducción de los colectores de las plantas de bombeo que descargan al TRC (capítulo 5.2), es decir, se utilizaron los hidrogramas mostrados en las figuras 5.18 a 5.22 que corresponden a los hidrogramas transitados a través de su respectivo colector, obteniéndose mayores duraciones pero con gastos picos menores a los que se habían obtenido originalmente, además se emplea el hidrograma de la laguna La Gasera con las compuertas abiertas todo el tiempo, es decir desde el inicio y hasta el fin de la tormenta. Al realizarse la simulación, en la figura 7.9 se observa que el gasto pico de entrada disminuye considerablemente (en comparación con las dos simulaciones anteriores) a 115.84 m³/s, aumentando el gasto de salida a 12.28 m³/s; en cuanto al desbordamiento, éste disminuye considerablemente de 194,283 a sólo 38,950 m³ con un gasto pico de 20.53 m³/s.

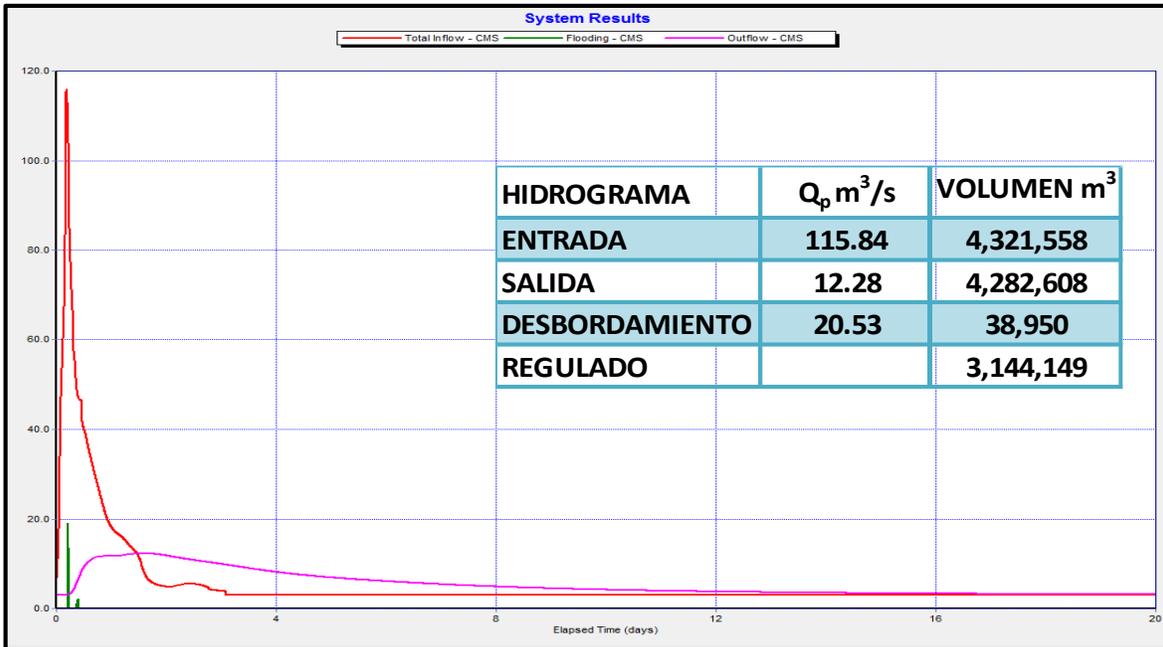


Figura 7.9. Hidrograma total de entradas, de salida y de desbordamiento del sistema para la simulación 3.

Al analizar el TRC, en la figura 7.10 se presenta un perfil con los niveles máximos alcanzados; el resultado es el mismo que en las dos simulaciones anteriores, el túnel trabaja en carga en toda su extensión presentándose desbordamientos a lo largo del mismo.

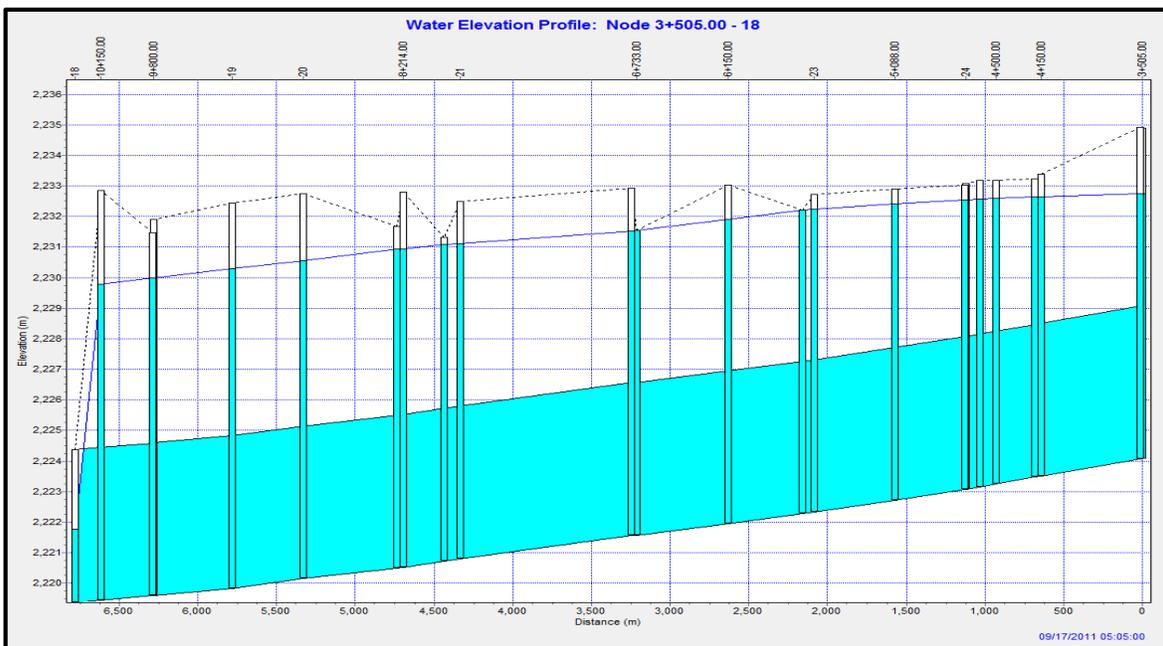


Figura 7.10. Perfil del TRC gasto máximo 40 m³/s.

En los hidrogramas mostrados en la figura 7.11 se presentan los gastos pico y los volúmenes correspondientes a cada hidrograma, uno de los resultados más importantes que se resalta es el gasto pico de entrada al sistema, cuyo valor en la primera simulación es de 103.64 m³/s y que bajo estas condiciones disminuye en más de 40 m³/s obteniéndose un valor de 62.08 m³/s. El gasto pico de salida no cambia para estas condiciones (ya que como se ha mencionado está limitado por la planta de bombeo La Caldera).

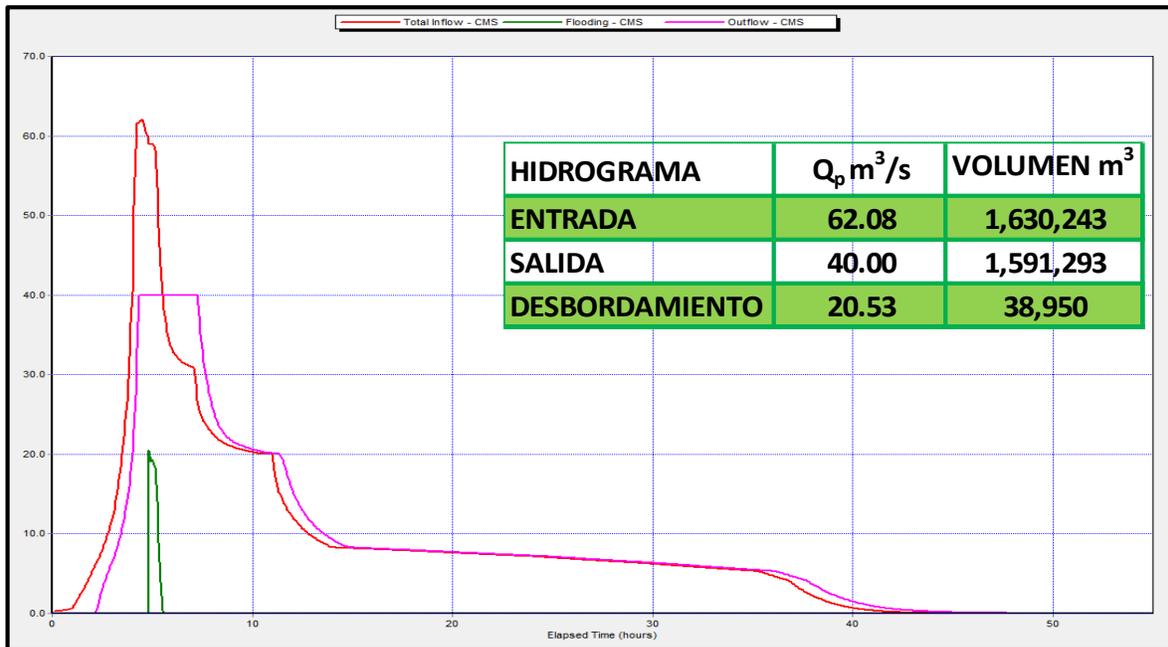


Figura 7.11. Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento del túnel río de La Compañía 40 m³/s.

7.1.4 Simulación 4: Hidrogramas transitados en el TRC, con descarga de Canal General en el cauce del río de La Compañía y con la laguna de regulación La Gasera cerrada durante 11 horas

Esta simulación al igual que la anterior toma en cuenta los hidrogramas transitados de las 9 plantas de bombeo, además se consideraron cerradas durante 11 horas las compuertas de la estructura de descarga de La Gasera.

En la figura 7.12 se muestran los hidrogramas totales de entrada y salida al sistema. Para esta condición no se presentan desbordamientos en el sistema. El gasto máximo de salida del sistema es de 12.19 m³/s y el de entrada es de 109.43 m³/s. En este caso, el volumen regulado es de 3'037,467 m³ el equivalente al 70% del volumen total de entrada.

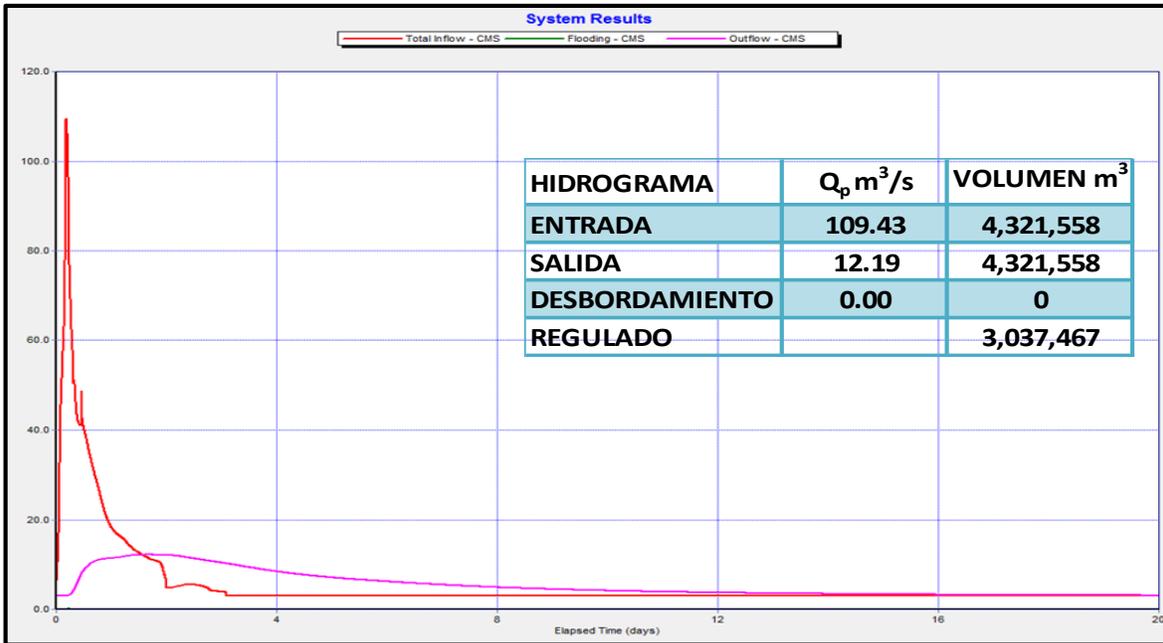


Figura 7.12. Hidrograma total de entradas, de salida y de desbordamiento del sistema para la simulación 4.

En la figura 7.13 se muestra un perfil con los niveles máximos obtenidos a lo largo del TRC; se observa que al igual que en las tres simulaciones anteriores, prácticamente todo el túnel trabaja en carga, sin embargo el nivel del agua alcanzado en las lumbreras siempre es menor que el nivel del terreno natural evitándose así los desbordamientos.

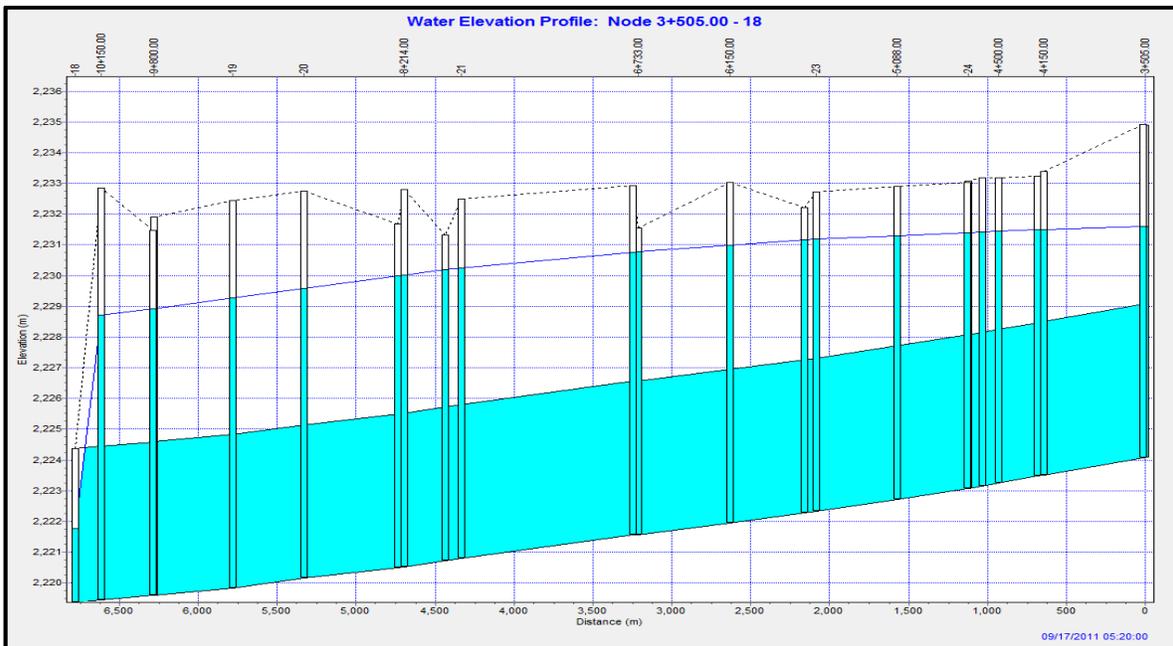


Figura 7.13. Perfil del TRC gasto máximo 40 m³/s.

En la figura 7.14 se muestran los hidrogramas totales de entrada y el de salida del TRC con sus respectivos volúmenes. Se observa que el gasto pico de entrada (55.67 m³/s) es menor que para las 3 simulaciones anteriores, esto conlleva a que no se presente desbordamiento a lo largo del túnel. El gasto de salida siempre está limitado por la planta de bombeo La Caldera.

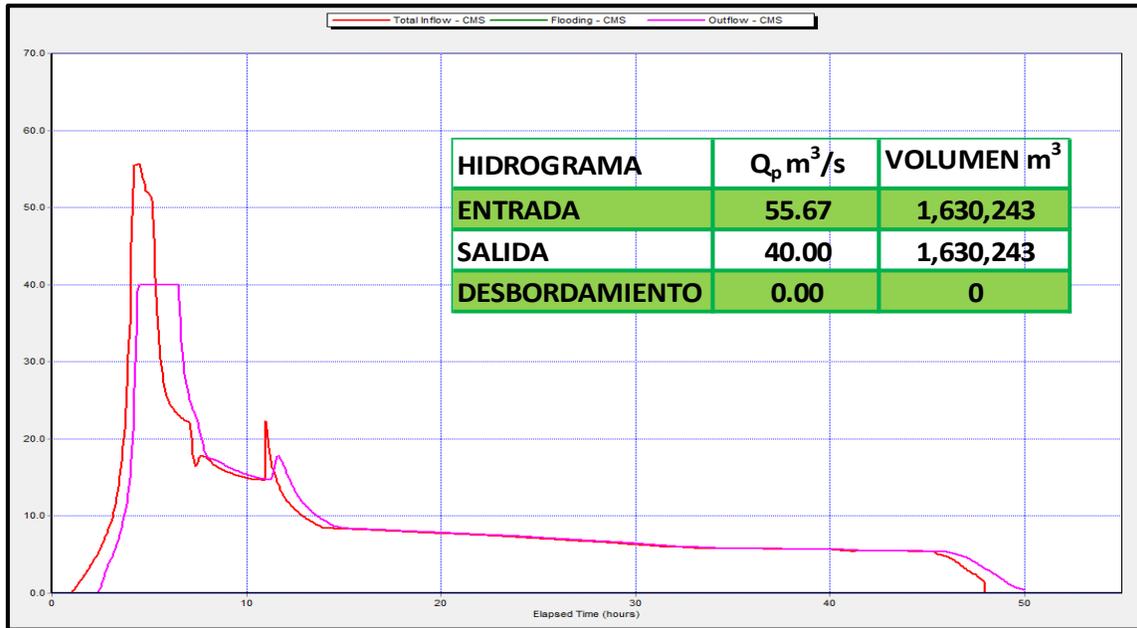


Figura 7.14. Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento del túnel río de La Compañía 40 m³/s.

En las figuras 7.15 se presenta un perfil del túnel y del cauce del río de La Compañía, en él se muestra el perfil del cauce del río desde el sitio donde descarga la planta de bombeo La Caldera hasta el sitio en el que se conecta el Dren Chimalhuacán, en el caso del túnel, se muestra el perfil completo de dicho conducto.

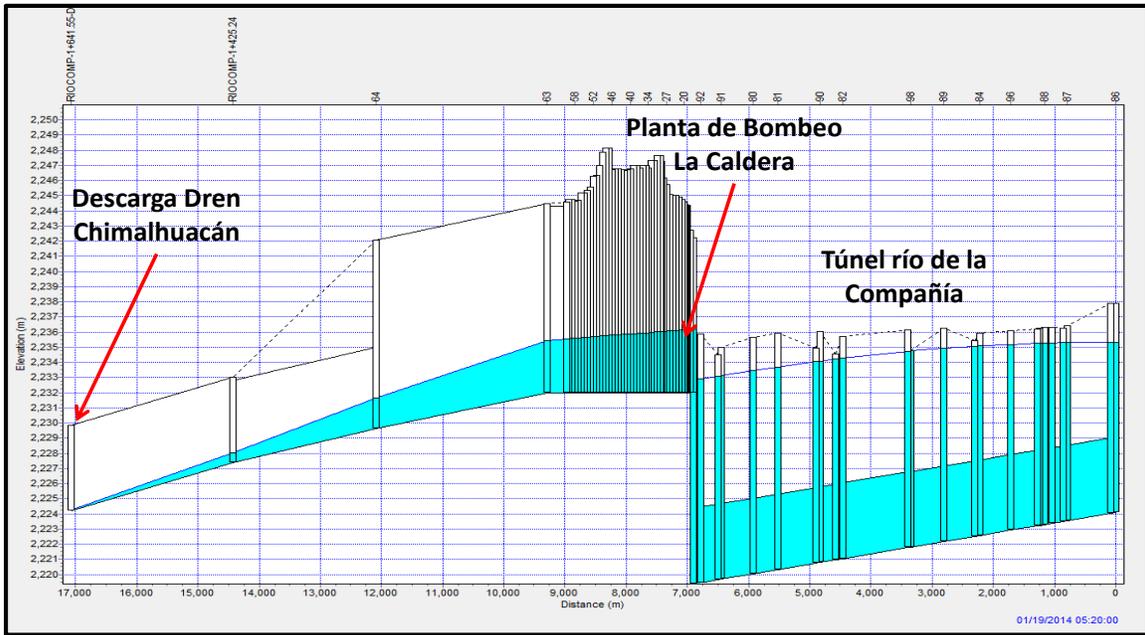


Figura 7.15. Perfil con niveles máximos alcanzados en el TRC-río de La Compañía.

La figura 7.16 muestra nuevamente el perfil del cauce del río de La Compañía pero conectado con el Cajón de Estiaje. Se puede observar que las compuertas cumplen con la función de evitar el ingreso del volumen de agua descargado por las plantas de bombeo Canal General y La Gasera, el volumen de agua que aparentemente entra al cajón es el volumen correspondiente al gasto de aguas negras que como ya se había mencionado fue ingresado en el Cajón de Estiaje (1.5 m³/s).

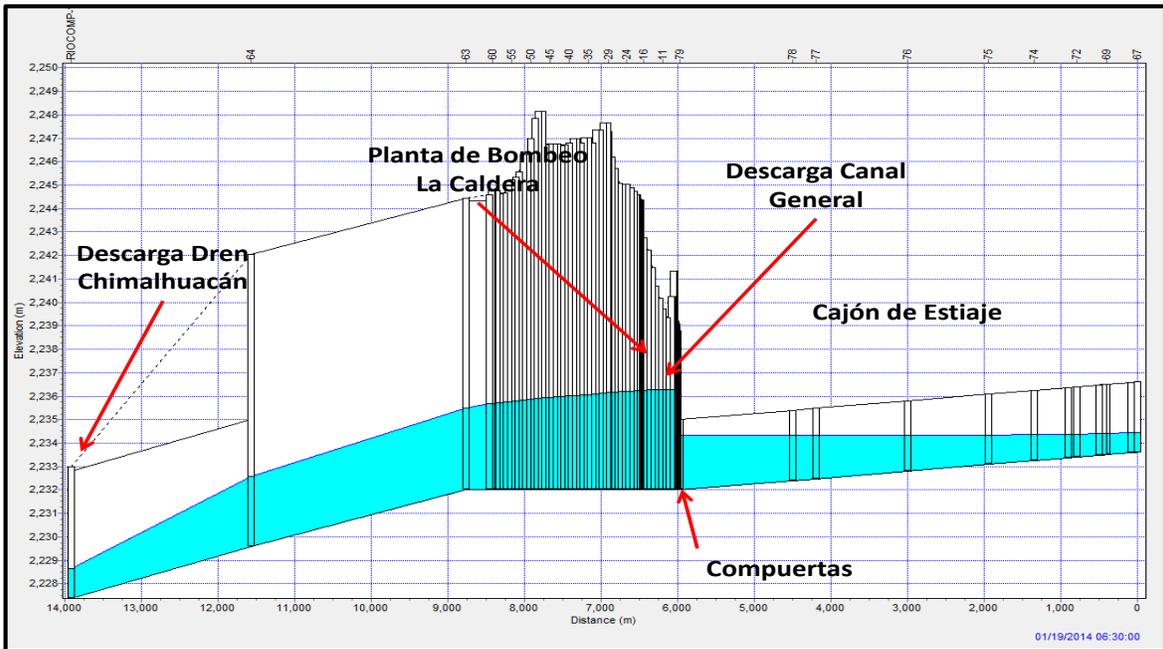


Figura 7.16. Perfil con niveles máximos alcanzados en el Cajón de Estiaje-río de La Compañía.

Como se mostró en las cuatro simulaciones anteriores, el conducto con mayores problemas de desbordamiento del sistema es el TRC; una vez corregido este problema con la política de operación más eficiente para éste (La Gasera cerrada durante las primeras 11 horas una vez iniciada la tormenta y con los hidrogramas transitados en el túnel), se presentan los perfiles de los conductos restantes del sistema con los niveles más altos alcanzados durante el paso de la tormenta, cada uno de ellos con sus respectivos hidrograma de salida.

El hidrograma a la salida del río de La Compañía en el sitio en donde se conecta el Dren Chimalhuacán se muestra en la figura 7.17, en él se observa que el gasto máximo que pasa por este sitio es de 45.2 m³/s esto se debe a que además de los 40 m³/s que descarga la planta de bombeo La Caldera, también se tienen los escurrimientos provenientes de la planta de bombeo Canal General. Se puede observar que los niveles máximos alcanzados a lo largo del cauce no representan algún peligro en cuánto a desbordamientos se refiere.

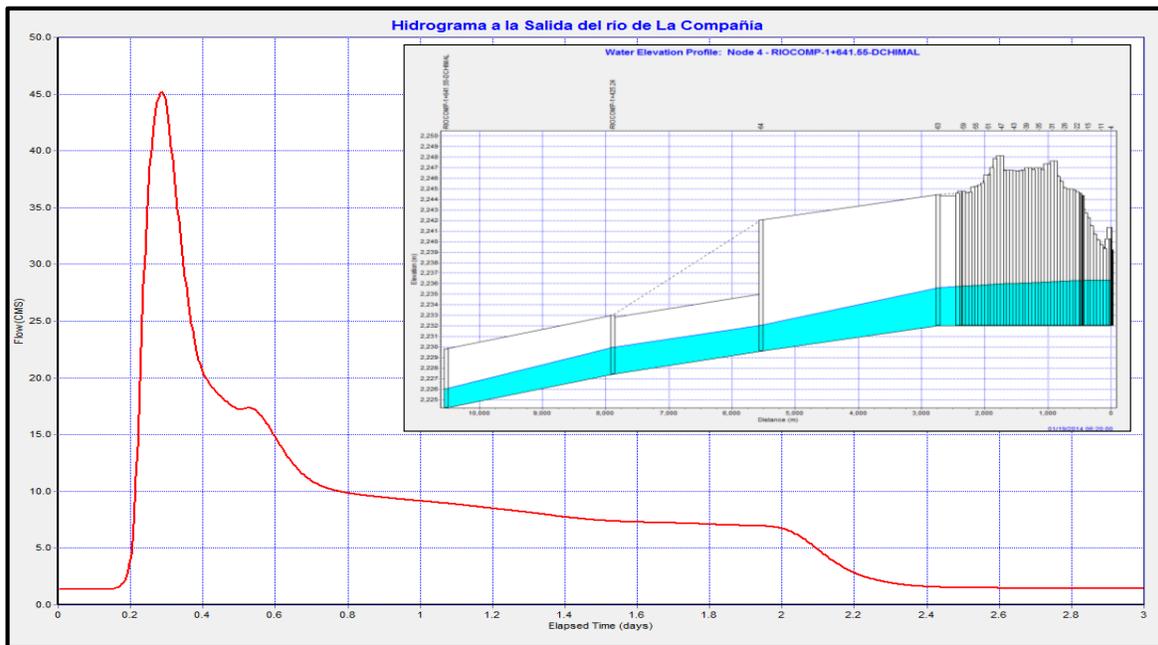


Figura 7.17. Hidrograma a la salida del río de La Compañía.

En la figura 7.18 se muestra el hidrograma a la salida del Dren Chimalhuacán, en él se puede observar que durante las primeras horas después de iniciada la tormenta a este conducto ingresa parte del gasto transitado a través del cauce del río de La Compañía (9.89 m³/s), es decir, este conducto sirve como regulación de parte del volumen escurrido a través del río de La Compañía al inicio de la avenida; posteriormente el agua comienza a salir del Dren hacia el cauce del río con un gasto máximo de descarga de 20.05 m³/s; los niveles máximos alcanzados bajo esta condición no representan peligro de desbordamiento en el Dren. Este fenómeno se puede observar en la figura 7.19 en la que además se marca el sentido del flujo.

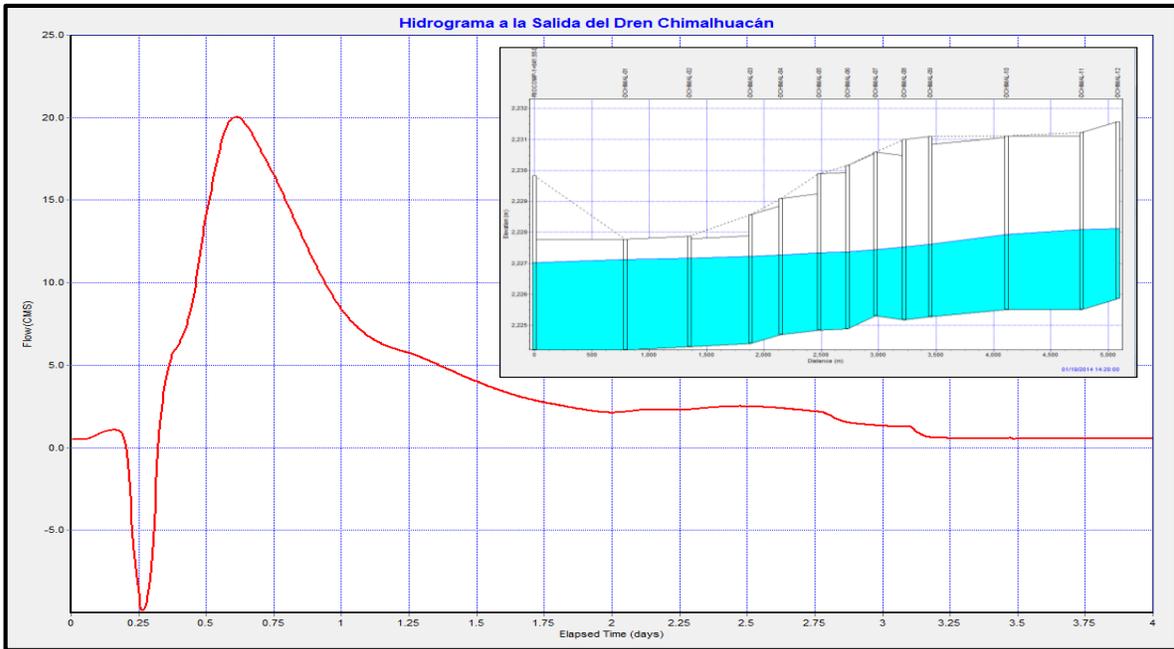


Figura 7.18. Hidrograma a la salida del Dren Chimalhuacán.

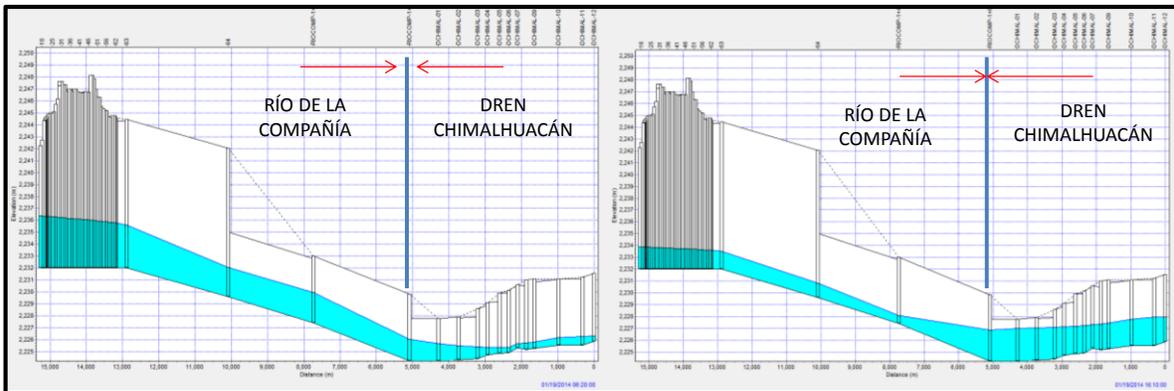


Figura 7.19. Perfil río de La Compañía-Dren Chimalhuacán.

En el caso del Dren Xochiaca ocurre el mismo fenómeno que en el caso del Dren Chimalhuacán, al inicio de la tormenta el gasto que transita a través del cauce del río de La Compañía ingresa al cauce del Dren Xochiaca, es regulado y posteriormente reingresa al cauce del río. El gasto pico que ingresa al Dren Xochiaca proveniente del río de La Compañía es de $2.37 \text{ m}^3/\text{s}$ y el gasto pico de salida del Dren es de $5.39 \text{ m}^3/\text{s}$ (figuras 7.20 y 7.21). Los niveles en el Dren no representan peligro de desbordamiento en él.

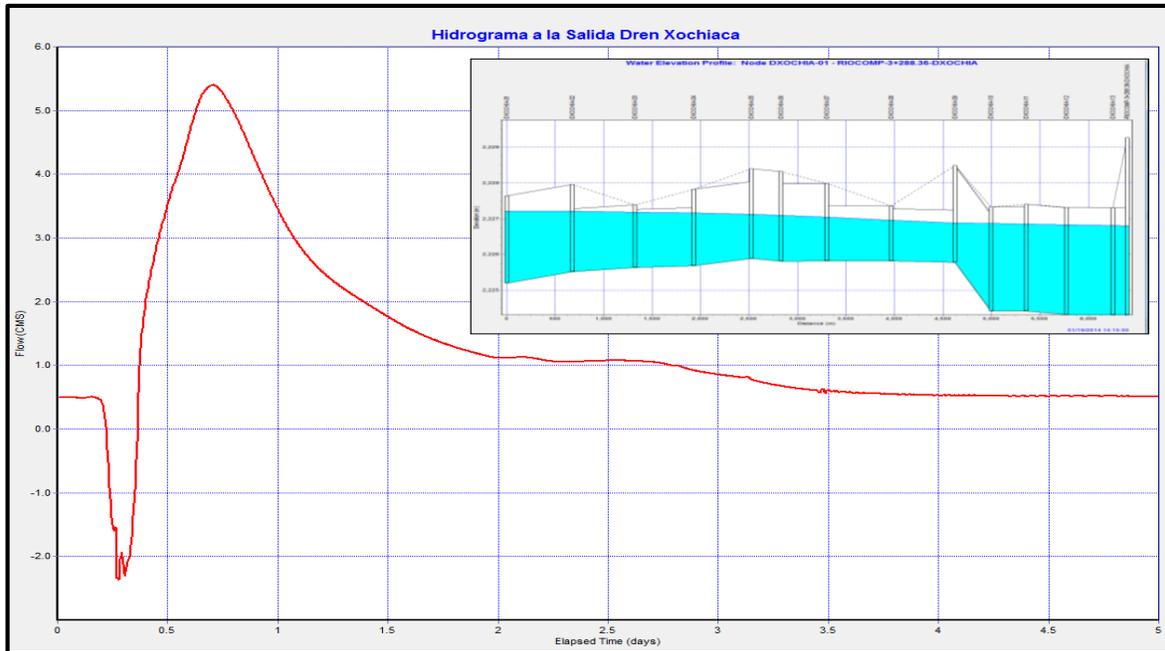


Figura 7.20. Hidrograma a la salida del Dren Xochiaca.

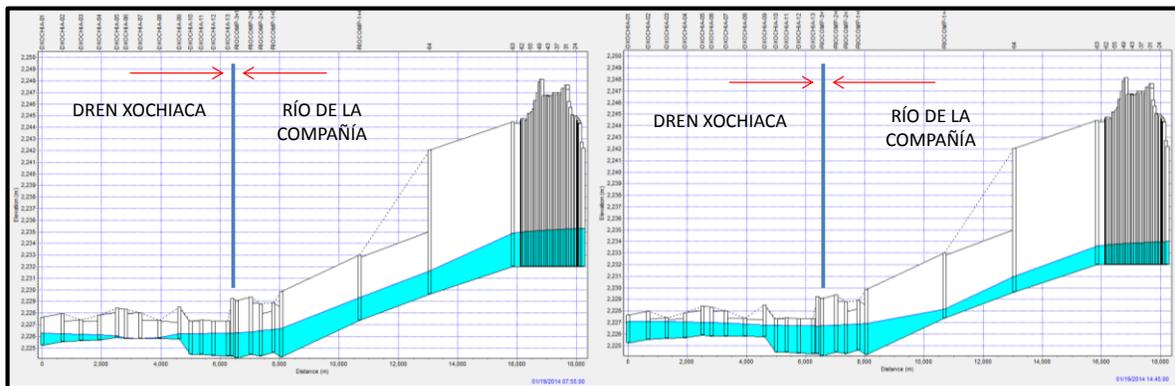


Figura 7.21. Perfil río de La Compañía-Dren Xochiaca.

Al analizar el río Churubusco, se obtuvo que, aun cuando este conducto entra en carga, los niveles alcanzados en él no generan riesgo de desbordamiento en toda su extensión, esto se puede observar en la figura 7.22, sin embargo, el modelo matemático de este conducto en específico se realizó de tal manera que no se presentaron desbordamientos a lo largo del mismo ya que no se contó con los niveles del terreno natural de este conducto, de esta manera se garantiza que todo el volumen correspondiente a este hidrograma ingresara integro hacia la zona de los cuerpos reguladores (Lago Churubusco y Laguna de Regulación Horaria) a través de los Brazos Derecho e Izquierdo (condición más desfavorable).

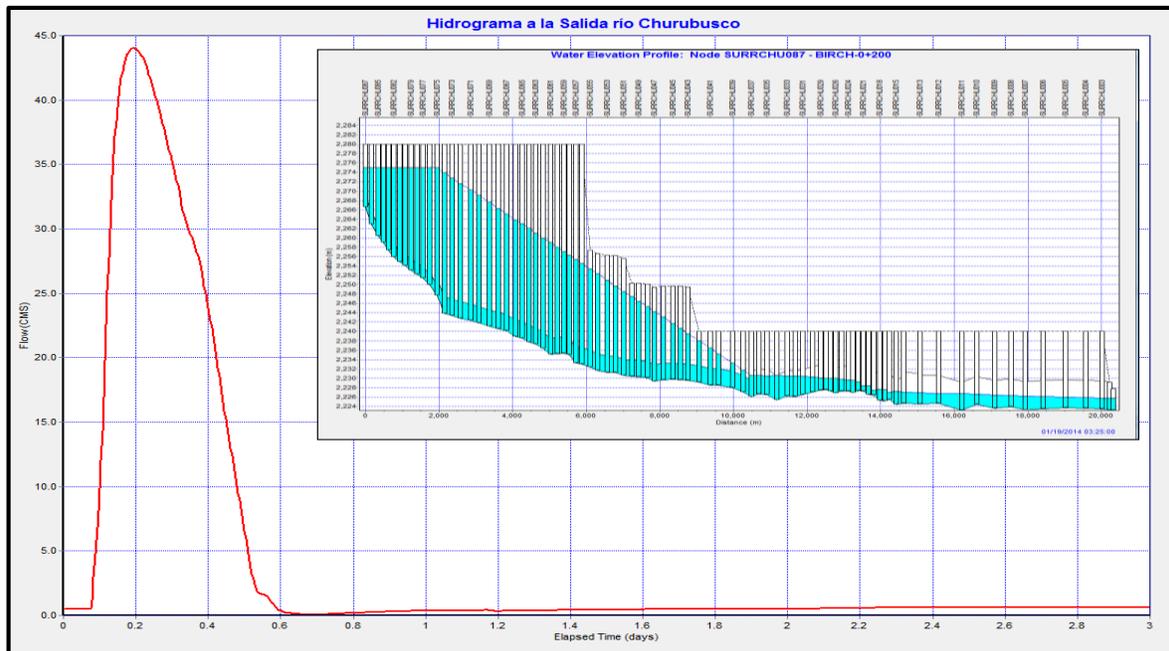


Figura 7.22. Hidrograma a la salida del río Churubusco.

El Brazo Derecho del río Churubusco presenta la misma situación que los drenes Chimalhuacán y Xochiaca, sin embargo, en el caso de este conducto el hecho de que el gasto proveniente del río de La Compañía ingrese por éste pudiera ser benéfico ya que este conducto está conectado con el LCH, lago en el que se puede regular parte de las avenidas presentadas. El gasto máximo de entrada desde el sitio en donde se conecta con el río de La Compañía es de 11.46 m³/s.

En la figura 7.23 se muestra el hidrograma a la salida del Brazo Derecho del Río Churubusco (sitio donde se conecta con el río de La Compañía), se muestra además el perfil de los niveles máximos alcanzados a lo largo del mismo; se observa que no existe riesgo de desbordamiento.

En la figura 7.24 se muestra cómo parte del volumen proveniente del río de La Compañía ingresa al Brazo Derecho durante las primeras horas de haber iniciado la avenida (11.46 m³/s como ya se había mencionado), este volumen que ingresa posteriormente es descargado al LCH en donde es regulado. Al pasar el pico de la avenida, el volumen de agua regulado en el lago es descargado (reingresa) al Brazo Derecho y es conducido nuevamente hacia el río de La Compañía y hacia el Brazo Izquierdo, que a su vez (como se explicará más adelante) descarga a la LRH, que a su vez descarga al Dren General del Valle.

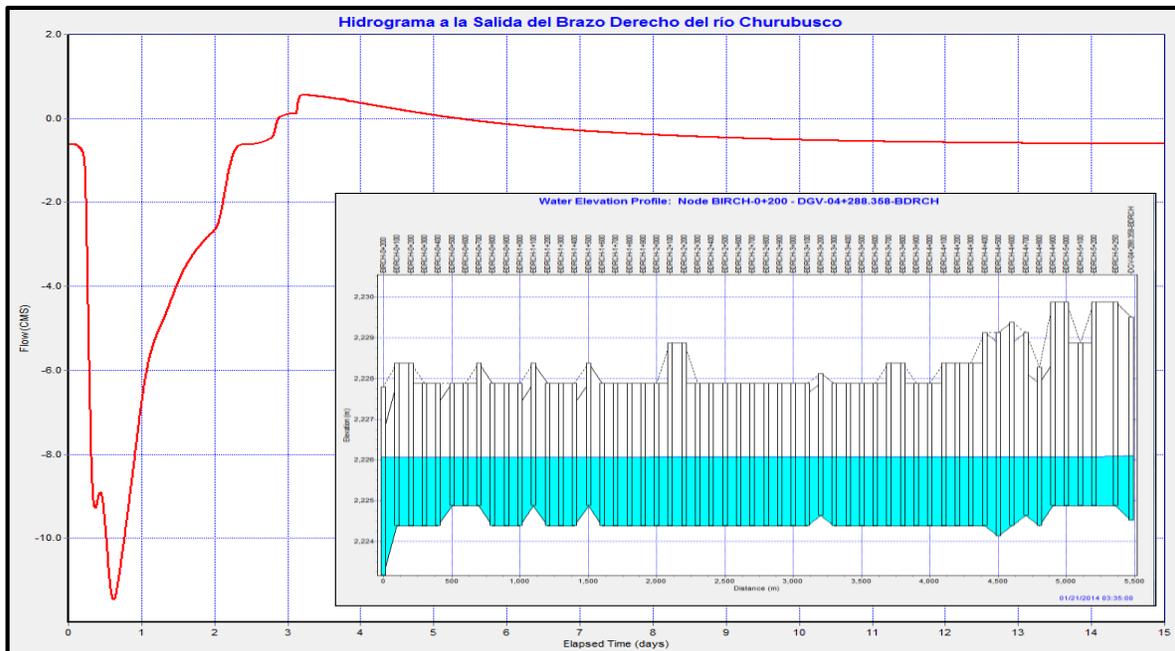


Figura 7.23. Hidrograma a la salida del Brazo Derecho del Río Churubusco.

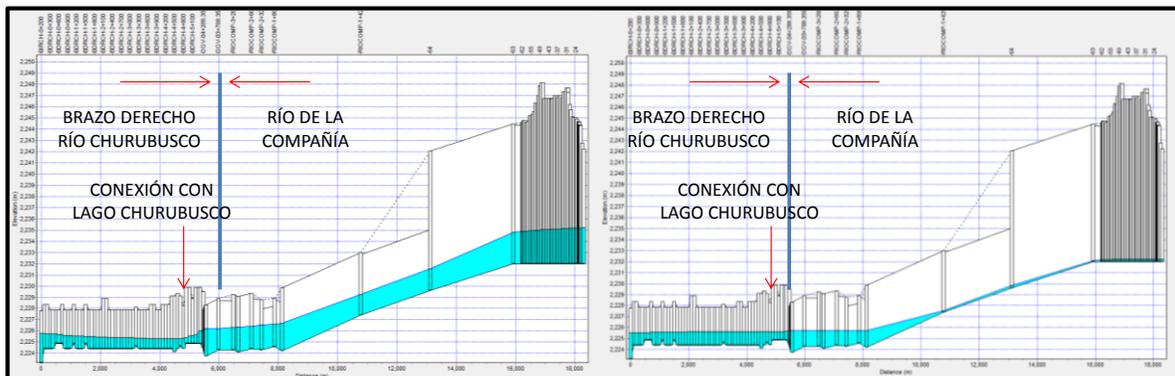


Figura 7.24. Perfil río de La Compañía-Brazo Derecho del Río Churubusco.

Entra las aportaciones provenientes del Brazo Derecho del río Churubusco y las provenientes del río de La Compañía, al LCH ingresa un gasto máximo de $17.07 \text{ m}^3/\text{s}$ con volumen total de $1'174,857 \text{ m}^3$, el cual es regulado y posteriormente descargado hacia el Brazo Derecho con un gasto máximo de $2.31 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual (como se explicará más adelante) conducirá este volumen hacia el Brazo Izquierdo y posteriormente éste último descargará a la LRH en donde será nuevamente regulado y descargado hacia el Dren General del Valle por el canal Norte de esta laguna. La elevación máxima a la que llega el agua en el LCH es la $2,226.15 \text{ msnm}$, esto se puede observar en la figura 7.25 junto con su correspondiente hidrograma.

La respuesta a la variación de los niveles en los dos lagos de regulación no es instantánea como lo es la variación de los gastos (hidrogramas) esto se debe al gran volumen que pueden regular estos cuerpos con una pequeña variación en su nivel del agua.

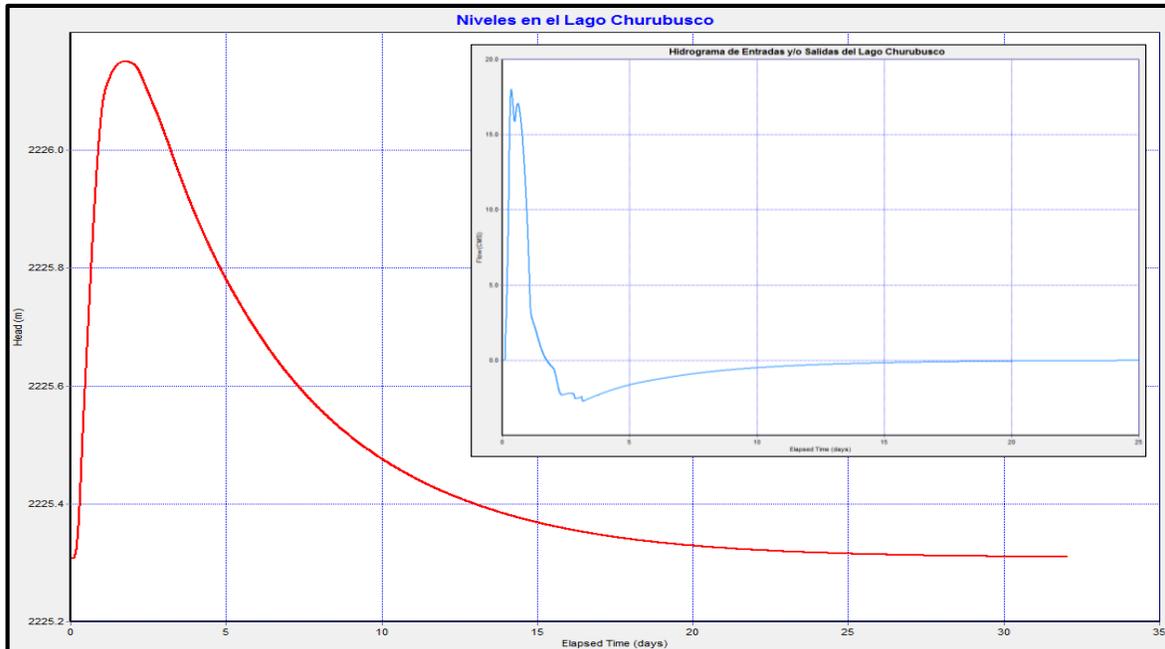


Figura 7.25. Niveles en el Lago Churubusco e hidrograma total de entradas.

Si se emplea el valor del nivel máximo del agua alcanzado en el LCH (2,226.15 msnm), en la curva Elevaciones-Capacidades de este lago (figura 3.6), a esta elevación le corresponde un volumen de $2.2 \times 10^6 \text{ m}^3$, sin embargo, como se puede observar en la figura 7.25, la elevación inicial de la laguna debido al gasto de aguas negras es la 2,225.31 msnm cuyo volumen correspondiente es $0.95 \times 10^6 \text{ m}^3$; lo que significa que el volumen regulado debería de ser del orden de $1.25 \times 10^6 \text{ m}^3$, valor que es aproximado al que se ha mencionado ($1.17 \times 10^6 \text{ m}^3$).

A diferencia del Brazo Derecho del río Churubusco que tiene opción a descargar directamente al cauce del río de La Compañía o hacia el LCH, el Brazo Izquierdo solo descarga directamente hacia la LRH, ésta a su vez puede descargar hacia el río de La Compañía mediante dos canales llamados norte y sur.

En la figura 7.26 se muestra el hidrograma de salida del Brazo Izquierdo del río Churubusco cuyo gasto pico es de 27.77 m³/s y el perfil con los niveles máximos alcanzados en este conducto, los cuales no representan riesgo de desbordamiento.

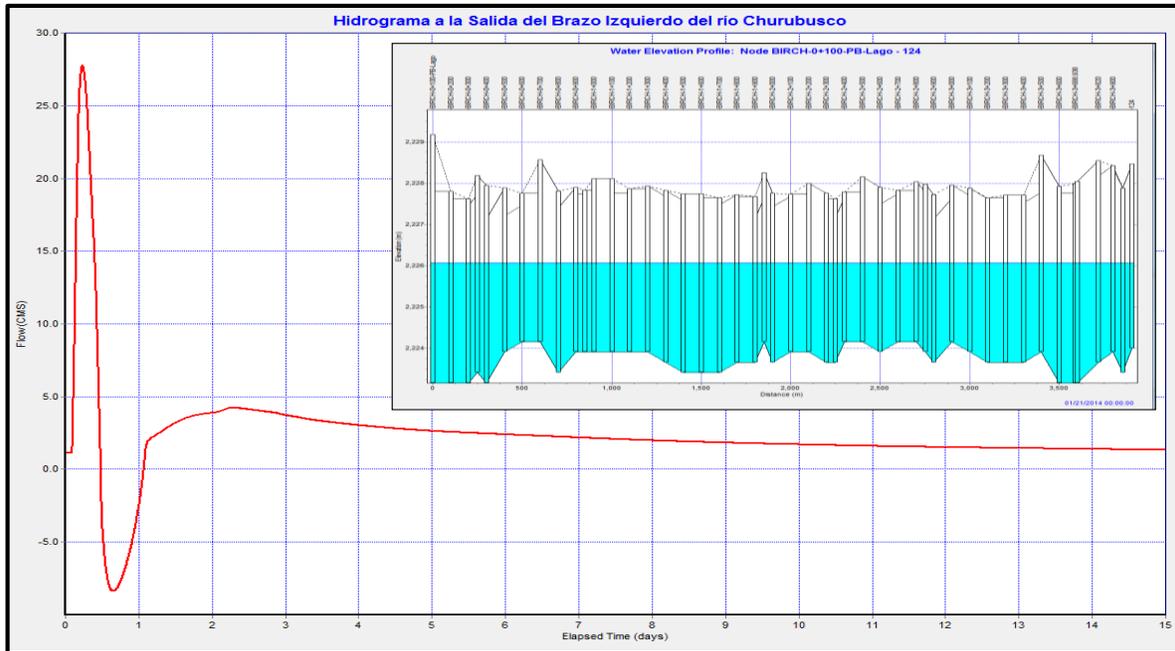


Figura 7.26. Hidrograma a la salida del Brazo Izquierdo del Río Churubusco.

El hidrograma total (de entradas y salidas) de la LRH se obtuvo a partir de la figura 7.27 en la que se muestran los hidrogramas del Brazo Izquierdo del río Churubusco (rojo) y de los Canales Norte y Sur de la misma laguna (verde y magenta respectivamente), como la suma algebraica de estos tres hidrogramas, se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones: en el caso del hidrograma del Brazo Izquierdo, el gasto positivo indica entrada a la laguna y el negativo indica salida de gasto de la misma hacia este conducto; para los canales Norte y Sur, el gasto positivo indica salida de la laguna y el gasto negativo indica ingreso, por lo tanto, el hidrograma se calcula como el valor absoluto de las entradas menos el valor absoluto de las salidas de la laguna, en la figura 7.28 se muestra el hidrograma total (el gasto positivo indica entradas y el negativo salidas) cuyo volumen de regulación es de 900,657 m³.

En la figura 7.27 también se puede observar cómo es el comportamiento hidráulico de la laguna: en un inicio, prácticamente todo el volumen que ingresa a la LRH es por el Brazo Izquierdo con un gasto pico que ya se había mencionado de 27.77 m³/s, al mismo tiempo que el gasto va entrando a la Laguna por el Brazo Izquierdo, una parte va saliendo por los canales Norte y Sur con un gasto pico de 6.56 y 1.88 m³/s respectivamente, sin embargo, aun cuando sigue entrando gasto por el Brazo Izquierdo, después de 06:30 horas de iniciada la simulación, el flujo se invierte primero en el Canal Sur y posteriormente en el Norte y este gasto ingresa a la LRH, el gasto máximo que entra es de 6.66 m³/s para el canal Sur y de 8.40 m³/s para el Canal Norte. Prácticamente el gasto que ingresa por el Canal Norte es el mismo que sale hacia el Brazo Izquierdo cerca de las 15:00 después de iniciada la simulación. Conforme el tiempo transcurre, en el día uno el Canal Norte deja de aportar gasto a la LRH y se invierte el sentido del flujo, ahora la laguna se descarga por éste, casi a la par la laguna deja de descarga agua hacia el Brazo Izquierdo y también se

invierte el flujo, reingresa a la laguna. El canal Sur deja de descargar a la LRH después de los dos días de simulación y prácticamente este canal deja de conducir gasto (en ambos sentidos). Se puede concluir entonces que el vaciado de la LRH se realiza prácticamente por el Canal Norte.

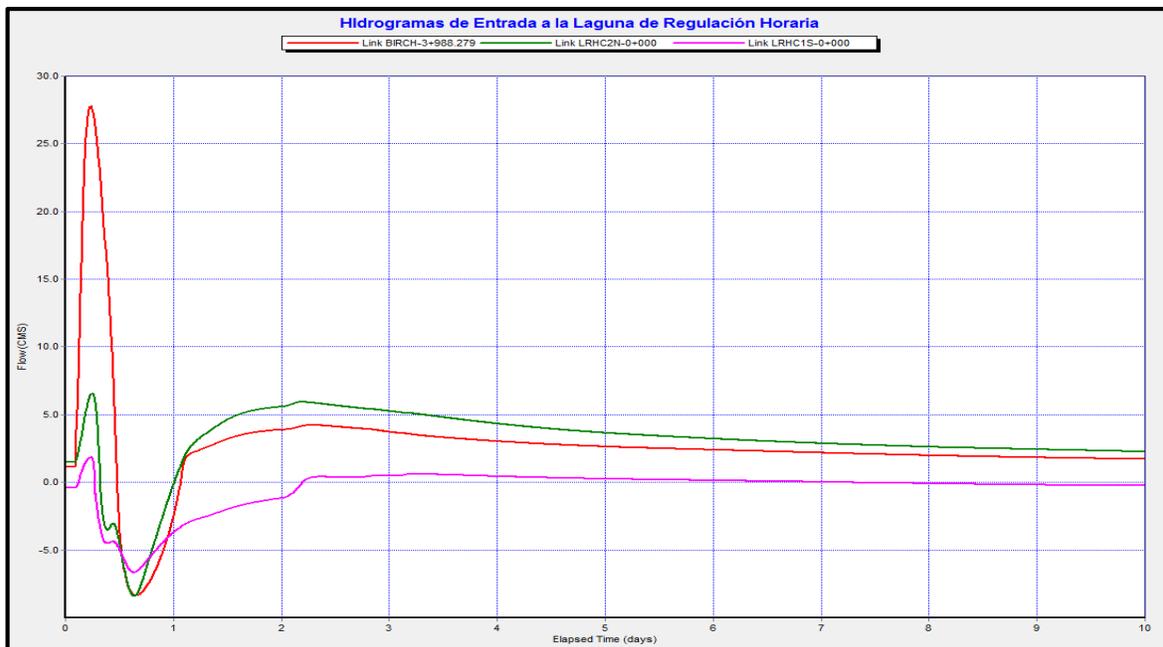


Figura 7.27. Hidrograma de entrada y salida de la Laguna de Regulación Horaria.

En la figura 7.28 además del hidrograma total de entradas a la LRH, se muestra la variación de niveles en la misma, la elevación máxima a la que llega el nivel del agua es la 2,226.13 msnm y la elevación inicial del agua en la laguna dada por el gasto de aguas negras es la 2,225.28 msnm.

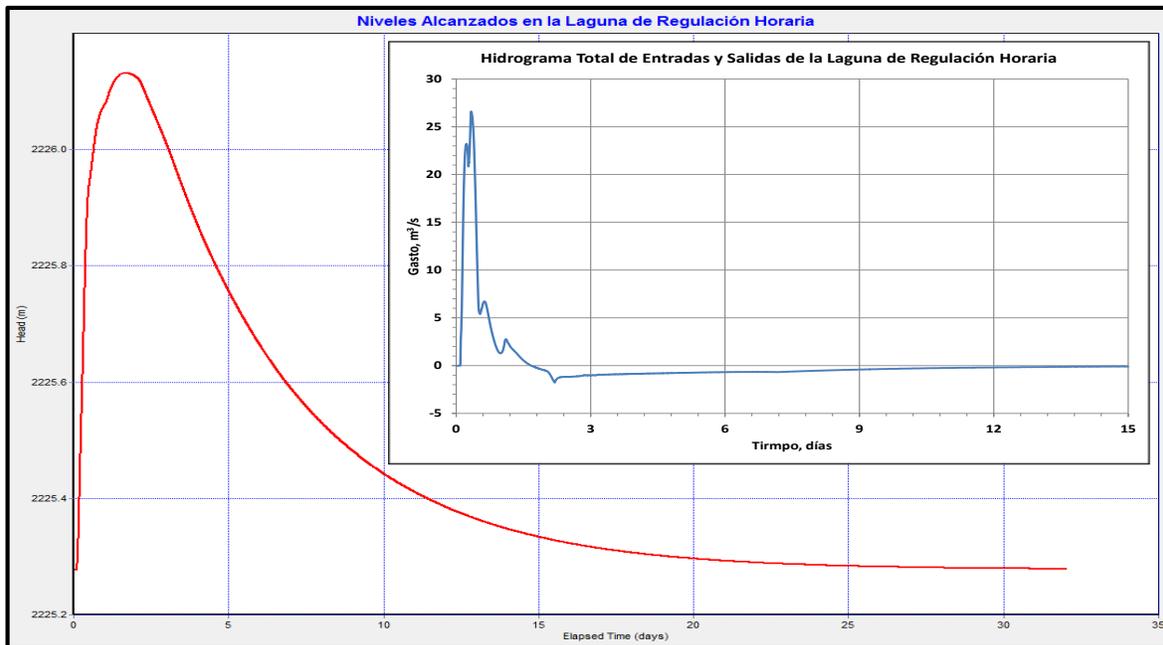


Figura 7.28. Niveles en la Laguna de Regulación Horaria e hidrograma total de entradas.

En el caso de la LRH, se presenta la misma situación que en el LCH; el nivel del agua en la laguna debido al gasto de aguas negras es el 2,225.28 msnm al que le corresponde un volumen aproximado de $0.85 \times 10^6 \text{ m}^3$, la elevación del agua máxima alcanzada en esta laguna es la 2,226.13 msnm con un volumen correspondiente de $2 \times 10^6 \text{ m}^3$ lo que da como resultado un volumen regulado de $1.15 \times 10^6 \text{ m}^3$ volumen que es aproximado al obtenido.

En la figura 7.22 se mostró el hidrograma a la salida del río Churubusco, este hidrograma corresponde al hidrograma de entrada hacia los dos Brazos del río Churubusco, al analizar los hidrogramas de entrada a cada uno de estos dos conductos se tiene lo siguiente: para el Brazo Izquierdo el gasto pico que ingresa es de $30.73 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras que al Brazo Derecho ingresa un gasto pico de $12.97 \text{ m}^3/\text{s}$ (figura 7.27); estos dos gastos pico sumados corresponden al gasto pico proveniente del río Churubusco.

Además en la figura 7.29 se observa que poco antes del día uno, y tomando en cuenta que, para el Brazo Derecho (hidrograma verde), el gasto positivo indica entrada de gasto del Brazo Izquierdo hacia el Brazo Derecho y el gasto negativo indica lo contrario, y para el Brazo Izquierdo (hidrograma rojo, como ya se había mencionado, el gasto positivo indica que el flujo en este conducto es conducido hacia la LRH y el negativo indica que proviene de la LRH), poco después del medio día después de iniciar la simulación, parte del volumen que ingresa a la LRH a través del Brazo Izquierdo regresa por este mismo conducto e ingresa hacia el Brazo Derecho para su regulación en el LCH, una vez regulado y, después del día uno, este volumen es descargado nuevamente hacia al Brazo Derecho donde es conducido hacia el Brazo Izquierdo y posteriormente hacia la LRH para ser regulado nuevamente y posteriormente descargado hacia el Dren General del Valle a través del Canal Norte.

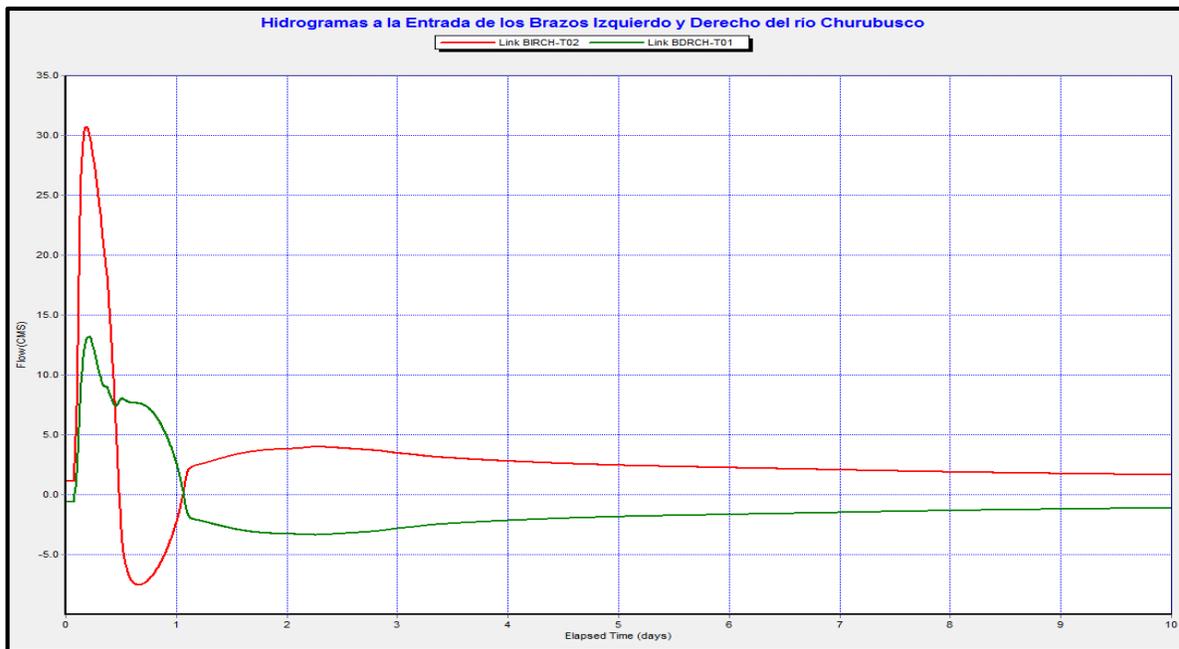


Figura 7.29. Hidrogramas de entrada al Brazo Izquierdo (rojo) y Derecho del Río Churubusco

Finalmente, en la figura 7.30 se presenta el hidrograma de salida del Dren General del Valle (salida del sistema), cuyo gasto máximo es de 11.16 m³/s, además en la figura, se agrega el perfil del Dren en el que se observa que los niveles máximos alcanzados en el conducto no generan riesgo de desbordamiento.

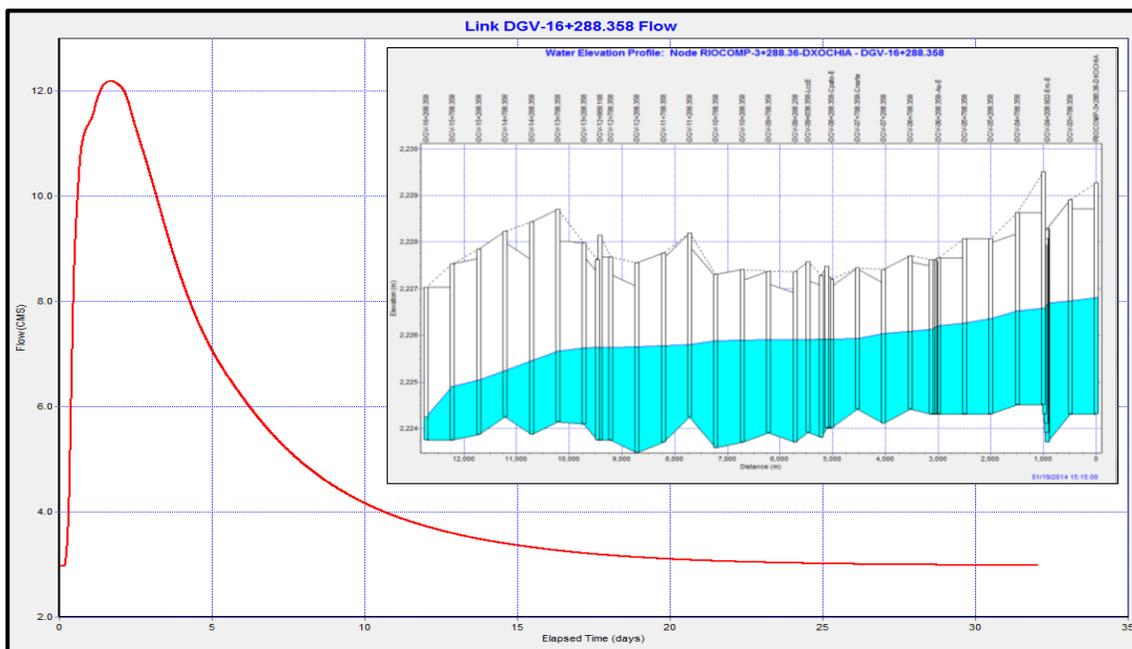


Figura 7.30. Hidrograma a la salida del Dren General del Valle.

7.2 PROTOCOLO PARA LA OPERACIÓN CONJUNTA DE LOS TÚNELES RÍO DE LA COMPAÑÍA Y CANAL GENERAL

La Conagua construirá el Túnel Canal General (TCG) para resolver el problema de pérdida de capacidad de conducción por hundimientos del actual Canal General, y así brindar una mayor seguridad a los habitantes de Valle de Chalco Solidaridad y recuperar la laguna de Tláhuac Xico.

Este túnel será recubierto de concreto con un diámetro de 5 m y una longitud de 7.9 Km; a lo largo del mismo se construirán 4 lumbreras de 12 m de diámetro y una profundidad de hasta 25 m. El túnel iniciará cerca de la carretera Tláhuac-Chalco en la planta de bombeo El Toro y terminará en la planta de bombeo La Caldera. En la figura 7.31 se muestra un esquema con la localización del TCG.



Figura 7.31. Localización del Túnel Canal General

Con la construcción del TCG se reforzará la protección contra inundaciones, ya que desalojará las aguas residuales y pluviales de la zona, funcionando integralmente con el TRC y la planta de bombeo La Caldera. Sin embargo, es necesario plantear y analizar diferentes escenarios de tormentas para definir aquellos en los que exista riesgo de que la capacidad de la planta La Caldera sea superada, aun cuando se decida cerrar por 11 horas las descargas de la laguna La Gasera.

Por ello se realizaron simulaciones en el TRC multiplicando los hidrogramas “transitados” de acuerdo con la capacidad estimada de las captaciones, por factores de 1.0, 0.9, 0.8, 0.7, 0.6 y 0.5, suponiendo que la laguna de regulación “La Gasera” se cierra durante las primeras 11 horas y suponiendo además que la descarga del TCG se da al TRC. Los resultados obtenidos para cada simulación se muestran en las figuras 7.32 a 7.37 respectivamente.

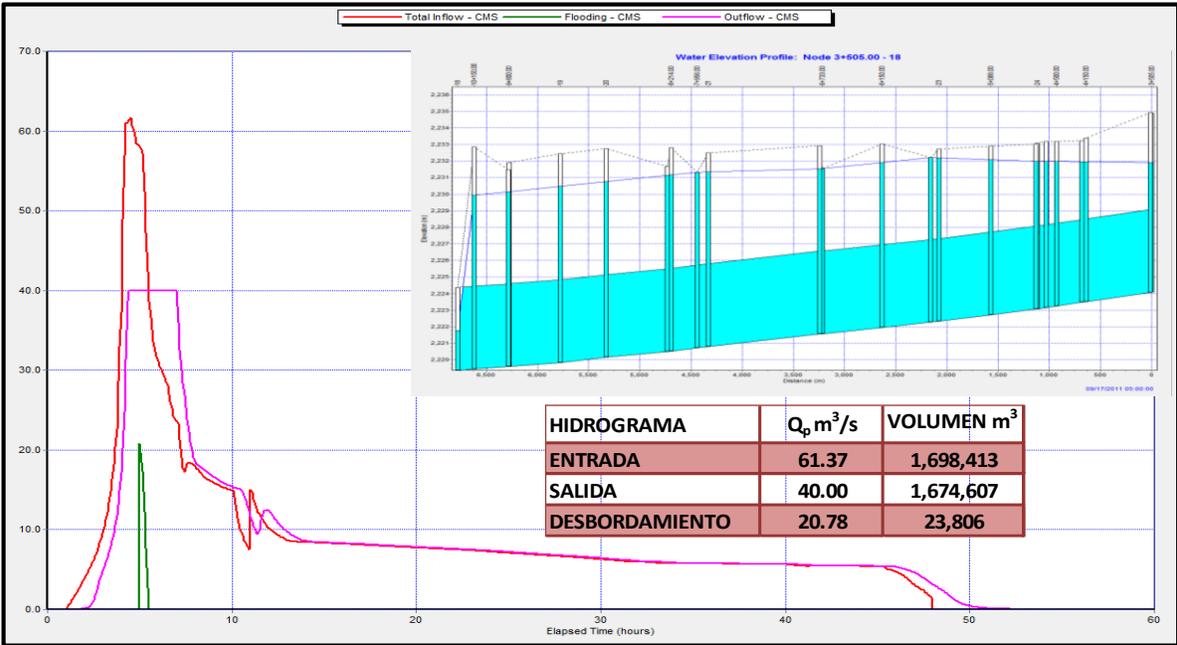


Figura 7.32. Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento en el TRC con sus respectivos volúmenes y perfil de niveles máximos en el conducto para un Factor de 1.0.

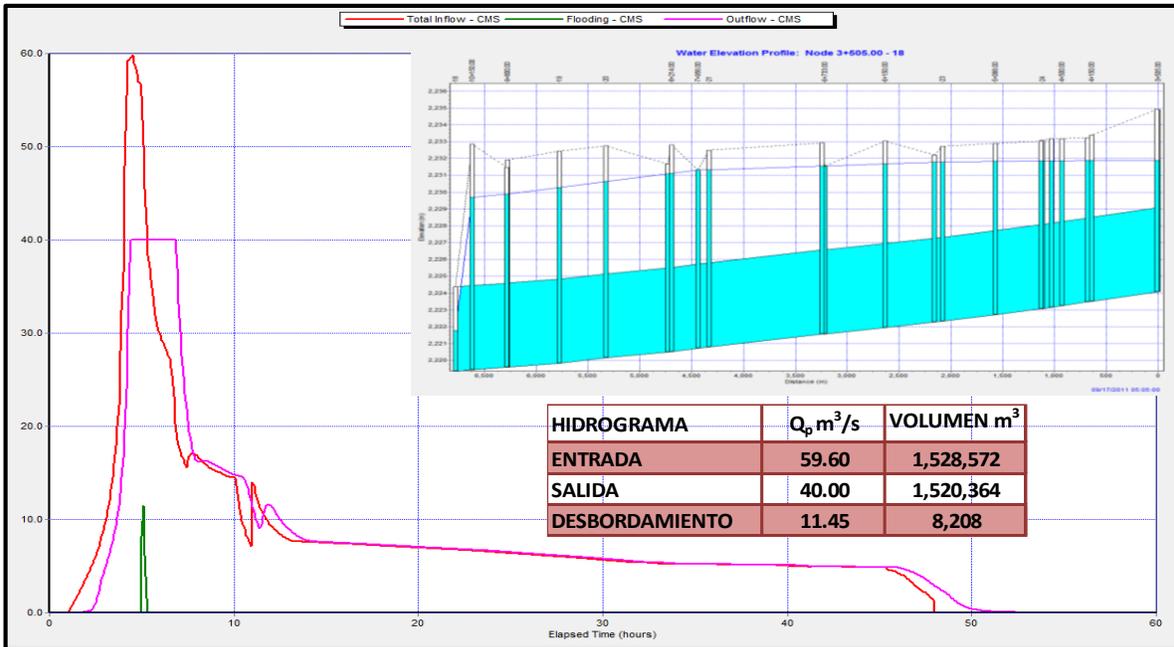


Figura 7.33. Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento en el TRC con sus respectivos volúmenes y perfil de niveles máximos en el conducto para un Factor de 0.9.

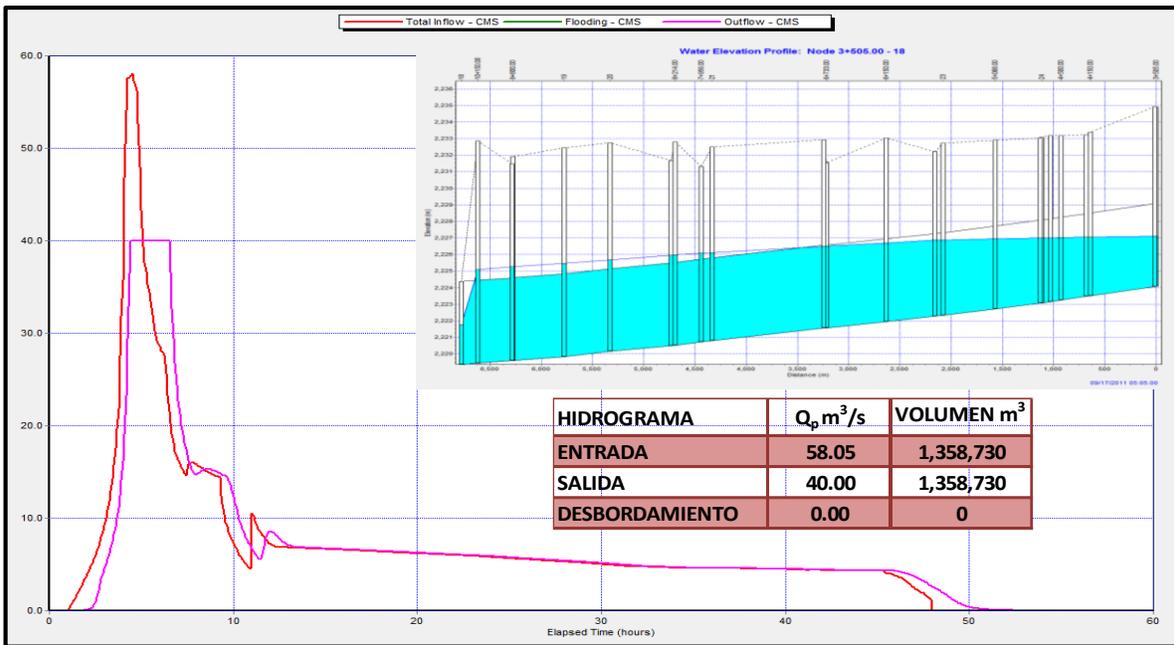


Figura 7.34. Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento en el TRC con sus respectivos volúmenes y perfil de niveles máximos en el conducto para un Factor de 0.8.

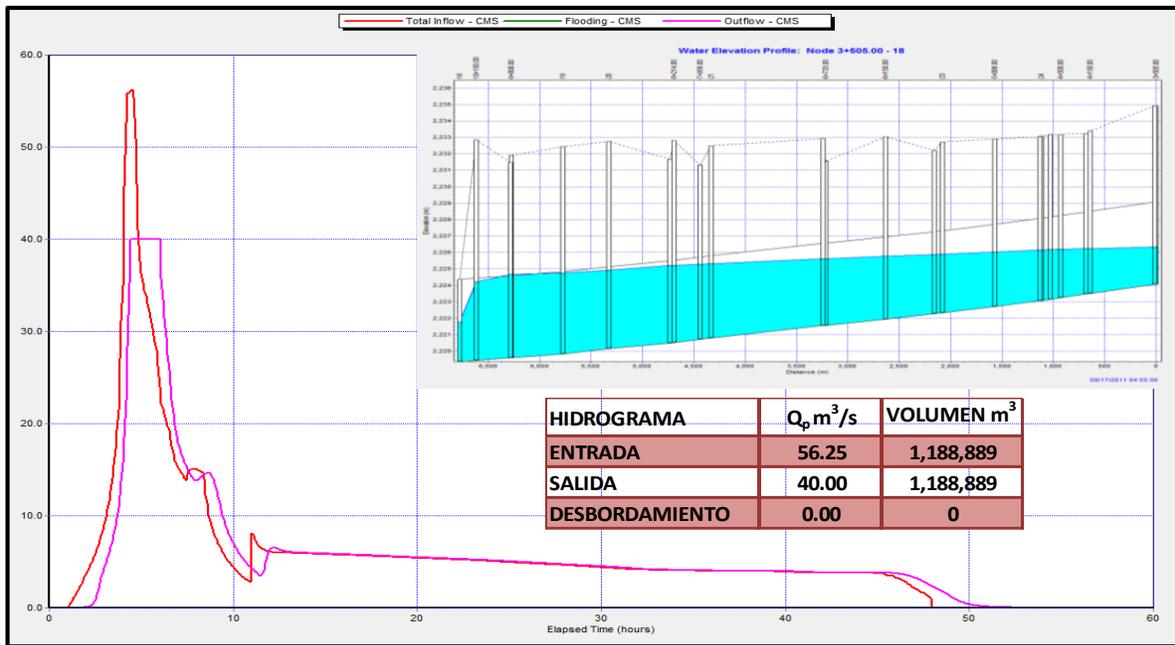


Figura 7.35. Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento en el TRC con sus respectivos volúmenes y perfil de niveles máximos en el conducto para un Factor de 0.7.

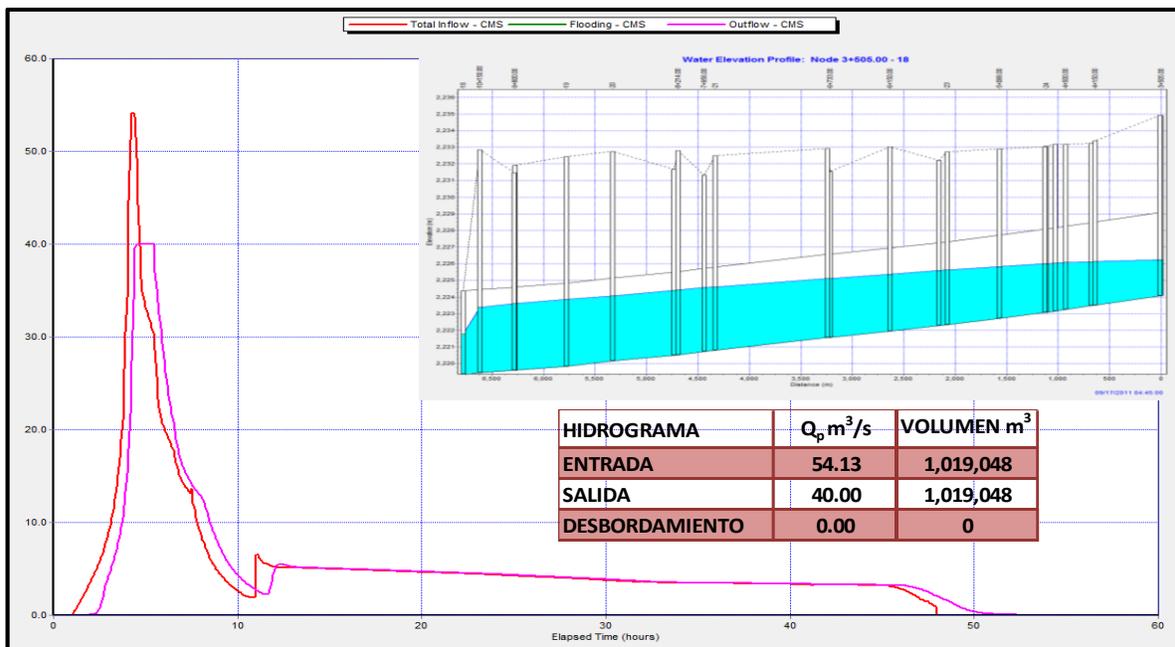


Figura 7.36. Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento en el TRC con sus respectivos volúmenes y perfil de niveles máximos en el conducto para un Factor de 0.6.

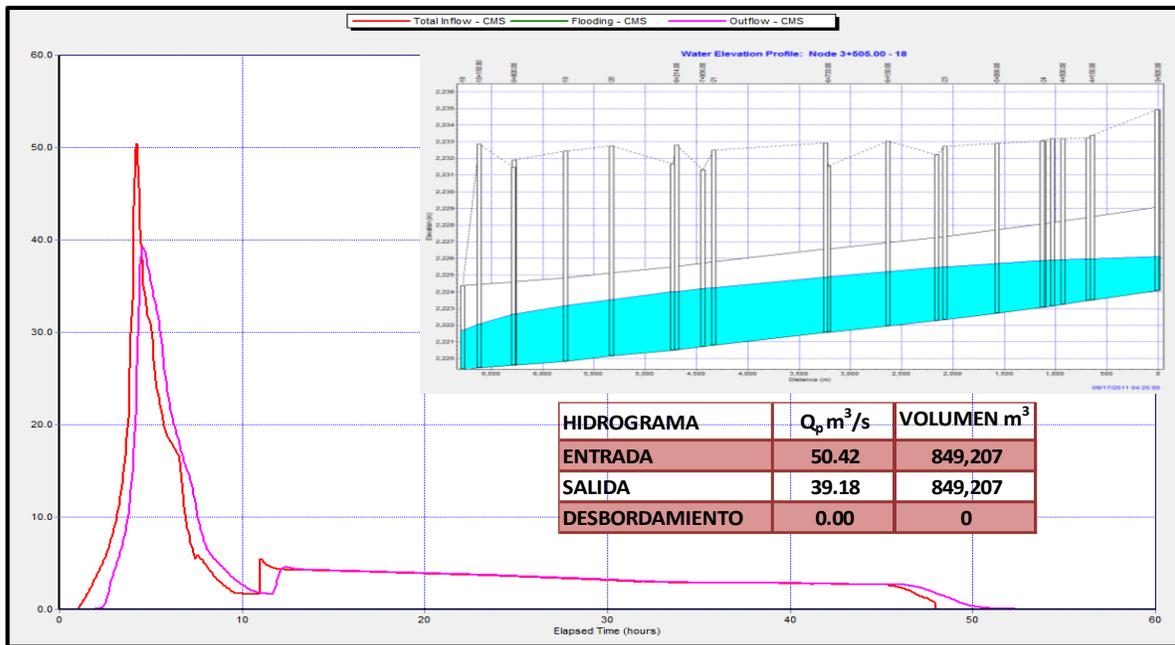


Figura 7.37. Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento en el TRC con sus respectivos volúmenes y perfil de niveles máximos en el conducto para un Factor de 0.5.

De acuerdo con los resultados de las simulaciones anteriores, si se controlan las descargas de La gasera, pero se incorporan las del TCG, el TRC tendría limitaciones para recibir las descargas del TCG, a partir de un periodo de retorno del orden de 5 años; sin embargo el volumen de desbordamiento para un periodo de retorno de 10 años sería pequeño, como se muestra en la siguiente tabla resumen. Los periodos de retorno fueron obtenidos de la figura 4.3 para factores mayores de 0.67 y por medio de extrapolaciones para factores menores.

Tabla 7.1. Resumen de Gastos y volúmenes.

| Factor | Tr (años) | Q_p entrada (m ³ /s) | Vol entrada (m ³) | Q_p desbordado (m ³ /s) | Vol desbordado (m ³) |
|--------|-----------|-----------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|----------------------------------|
| 1 | 10.0 | 61.37 | 1,698,413 | 20.78 | 23,806 |
| 0.9 | 6.0 | 59.60 | 1,528,572 | 11.45 | 8,208 |
| 0.8 | 3.3 | 58.05 | 1,358,730 | 0.00 | 0 |
| 0.7 | 2.0 | 56.25 | 1,188,889 | 0.00 | 0 |
| 0.6 | 1.4 | 54.13 | 1,019,048 | 0.00 | 0 |
| 0.5 | 1.17 | 50.42 | 849,207 | 0.00 | 0 |

Basados en los resultados obtenidos, se propone que el criterio para limitar las descargas del TCG al TRC sea menos conservador que el correspondiente al cierre de las descargas de La Gasera (en otras palabras, que en casos críticos, primero se cierren las descargas de La Gasera, y sólo sí la lluvia persiste, se cierre también la incorporación de las avenidas conducidas por el TCG).

Para manejar los excedentes que no podrá conducir el TCG debido a la limitación de conducción del TRC (40 m³/s), se propusieron y se estudiaron las siguientes opciones:

- a) Prolongar el TRC hasta el Túnel Río de los Remedios (TRR) en una distancia aproximada de 18 km.
- b) Bombeo del TCG al río de La Compañía aguas abajo de la PB La Caldera.

3.1 Regular los derrames en la Laguna de Xico, y una vez terminada la tormenta, descargarlos hacia Xochimilco o de nuevo al TCG.

7.2.1 Prolongación del TRC hasta el túnel río de los Remedios

Como una opción de solución, se propone la prolongación del TRC hasta su conexión con el actual túnel río de los Remedios con la misma geometría del túnel existente (sección circular con un diámetro de 5 m revestido de concreto); bajo esta condición, la planta de bombeo La Caldera ya no elevaría el agua del TRC existente hasta al cauce del río donde actualmente descarga, sino que con la prolongación del TRC, el agua transitará por este túnel hasta ingresar al túnel río de los Remedios y posteriormente hacia el Túnel Emisor Oriente. La prolongación del TRC tendría una longitud aproximada de 18 km. En la figura 7.38 se muestra el arreglo visto en planta y en perfil en donde se señala la ubicación actual de la planta de bombeo La Caldera.

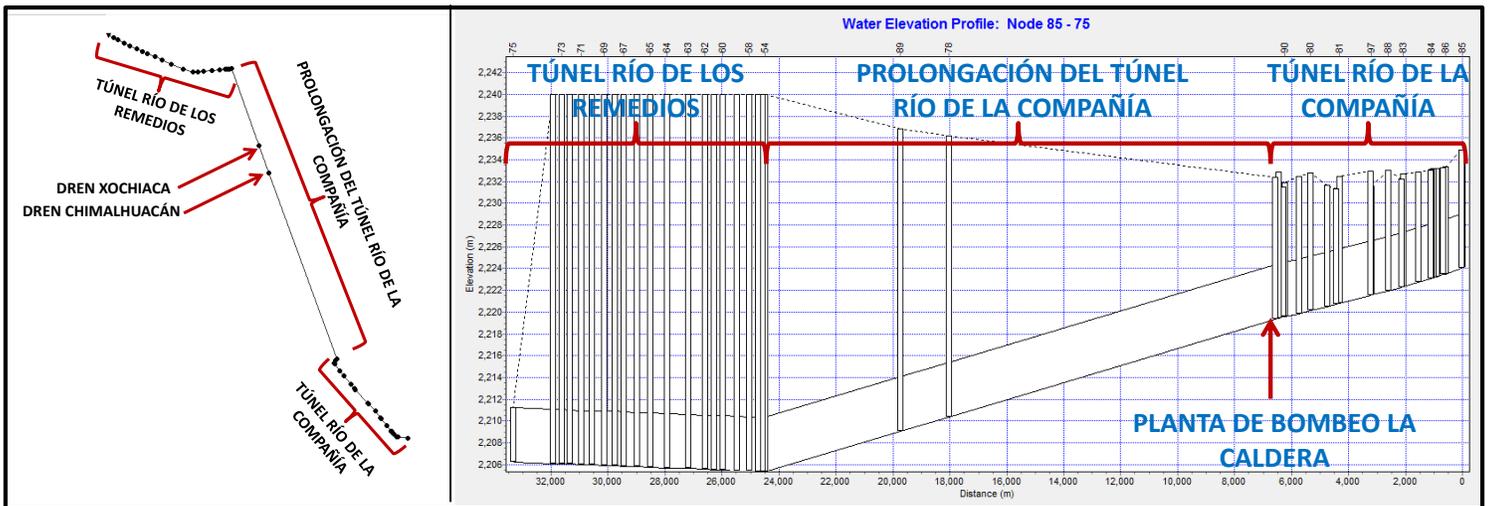


Figura 7.38. Arreglo en planta y perfil de la propuesta de prolongación del TRC.

Parte de esta propuesta radica en que además de la propia prolongación del TRC y sus respectivas aportaciones, también se incorporen los escurrimientos provenientes de los Drenes, Chimalhuacán y Xochiaca a este túnel; estos hidrogramas fueron ingresados dentro del túnel propuesto en los nodos señalados en la figura anterior (7.38).

Se realizó la simulación tomando en cuenta el hidrograma de salida de la laguna de regulación La Gasera cerrada durante 11 horas, los hidrogramas “rasurados” de cuenta propia del río de La Compañía, los ingresos provenientes de Canal General y como ya se había mencionado los hidrogramas de los Drenes Chimalhuacán y Xochiaca. En la figura 7.39 se muestran los hidrogramas totales de entrada (rojo), de salida (magenta) y de desbordamiento (verde) del sistema (para este caso, no se presenta desbordamiento).

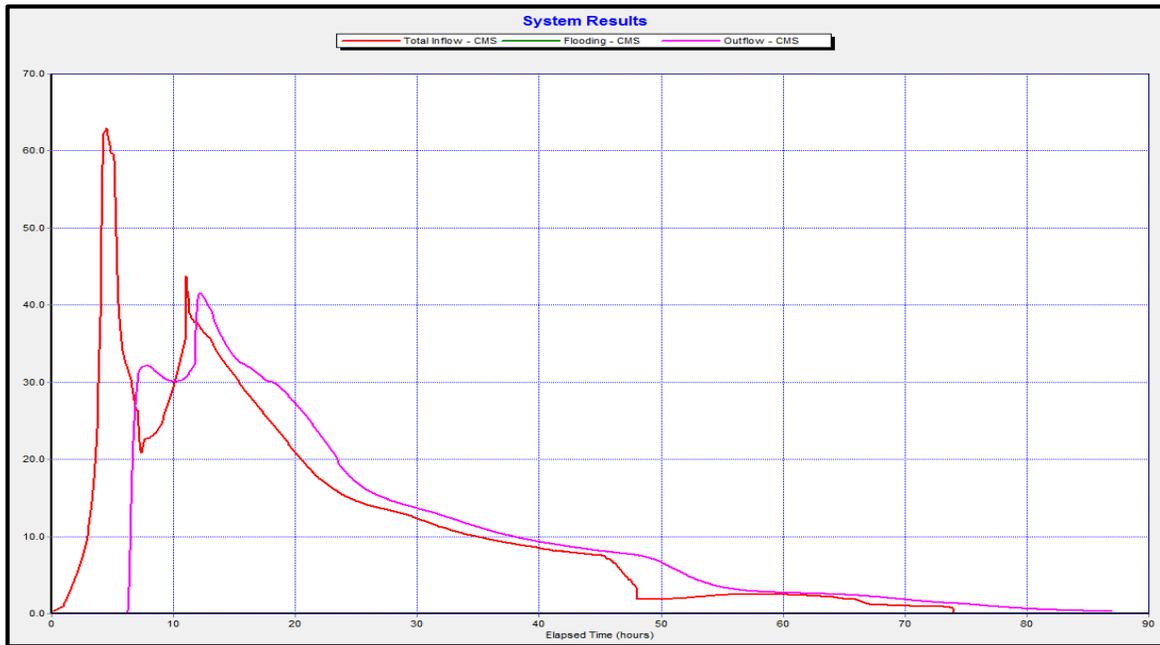


Figura 7.39. Hidrograma total de entradas, de salidas y de desbordamiento del sistema.

El gasto total de entrada al sistema es de 62.96 m³/s, este gasto podría ser mayor si la laguna de regulación La Gasera no cerrará las compuertas de descarga durante 11 horas, el gasto de salida por el túnel río de los Remedios es de 41.57 m³/s.

En la figura 7.40 se muestra el hidrograma en el sitio en el cual se encuentra la planta de bombeo La Caldera actualmente; se observa que el gasto pico que pasa por este tramo bajo estas condiciones es de 52.80 m³/s, este gasto es mayor a los 40 m³/s que originalmente podía conducir limitado por la capacidad de bombeo de la planta de bombeo. Tomando en cuenta esto, la capacidad de conducción del túnel aumenta con la prolongación propuesta.

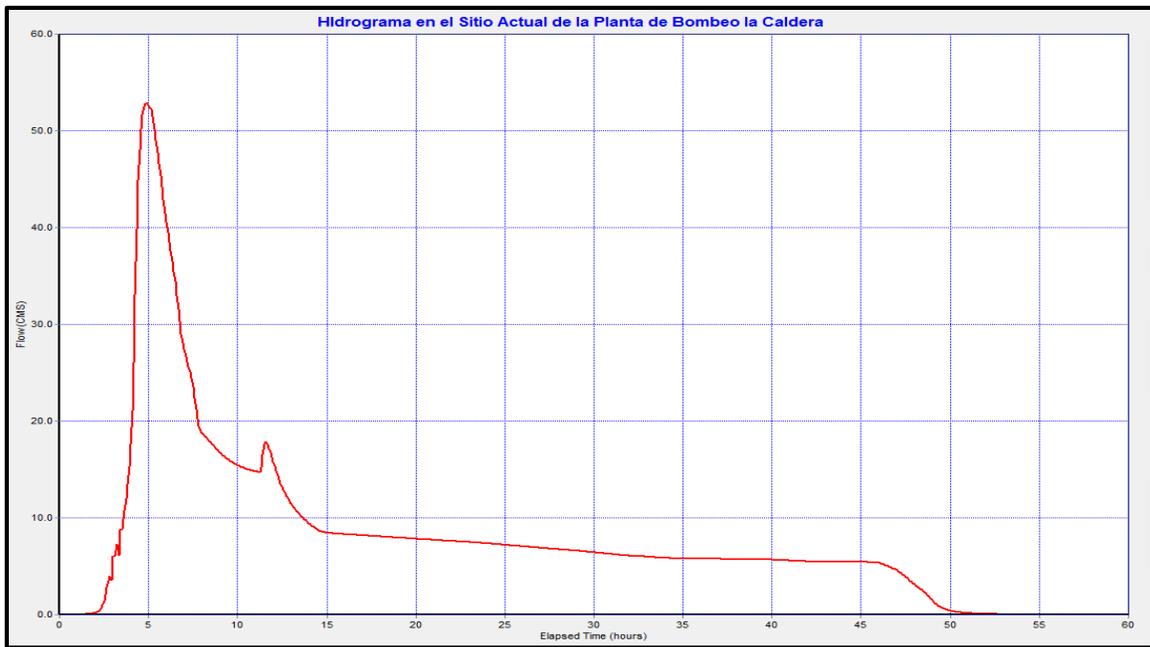


Figura 7.40. Hidrograma en el sitio en donde actualmente se encuentra la Planta de Bombeo La Caldera.

En la figura 7.41 se muestra un perfil del TRC, su prolongación y del túnel río de los Remedios. En este perfil se observa que prácticamente la totalidad del túnel trabaja a superficie libre en un principio, posteriormente, en la prolongación, el túnel entra en carga en un tramo de aproximadamente 13 km, sin embargo, los niveles máximos alcanzados en el túnel no representan problemas de desbordamiento.

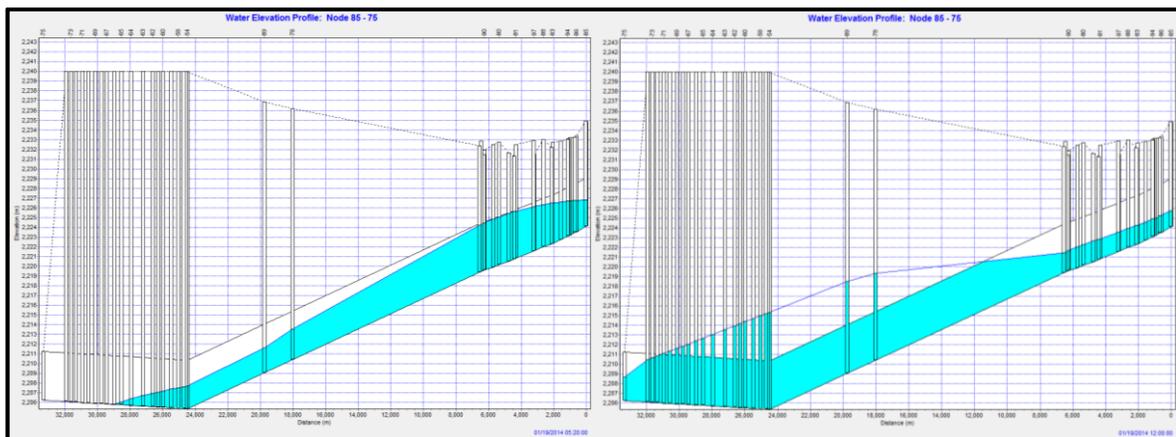


Figura 7.41. Perfil de los túneles Río de La Compañía, Dren General del Valle y del río de los Remedios.

Una de las ventajas de prolongar el túnel e incorporar a éste los escurrimientos provenientes de los Drenes Xochiaca y Chimalhuacán es que las descargas de estos Drenes, que actualmente se dan hacia el cauce del río de La Compañía, ya no estarán limitadas por los niveles en dicho cauce; además no será necesario regular estos escurrimientos en las lagunas de regulación Horaria y Churubusco siempre y cuando el Túnel Emisor Oriente, el Túnel río de los Remedios y el TRC tengan capacidad suficiente

para conducir estos escurrimientos, lo que da lugar a que en las lagunas se tenga un mayor volumen disponible para regulación. Según los resultados obtenidos, el túnel propuesto tiene la capacidad suficiente para conducir los escurrimientos que ingresan a él sin riesgo de desbordamiento hasta su conexión con el Túnel Emisor Oriente.

Si no se detuviera durante 11 horas la descarga de la laguna de regulación, se presentaría un pequeño desbordamiento; todo el tramo actual del TRC entraría en carga así como más de la mitad de la prolongación del TRC. Todo esto se muestra en la figura 7.42.

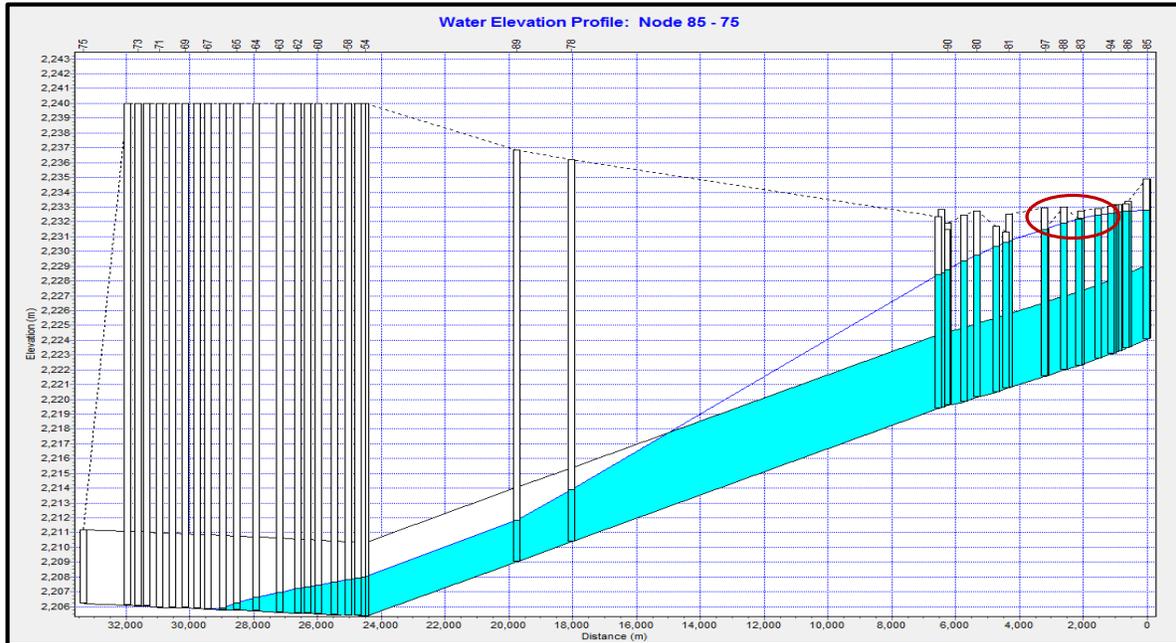


Figura 7.42. Perfil de los túneles Río de La Compañía, Dren General del Valle y del río de los Remedios sin cerrar La Gasera 11 horas.

En la figura 7.43 se muestran los hidrogramas del sistema: hidrograma total de entradas, hidrograma total de salidas y el hidrograma de desbordamiento. El gasto pico de entrada sería de 69.37 m³/s, con un gasto pico de salida de 43.04 m³/s y un gasto máximo de desbordamiento de 1.21 m³/s equivalente a un volumen desbordado de apenas 365 m³.

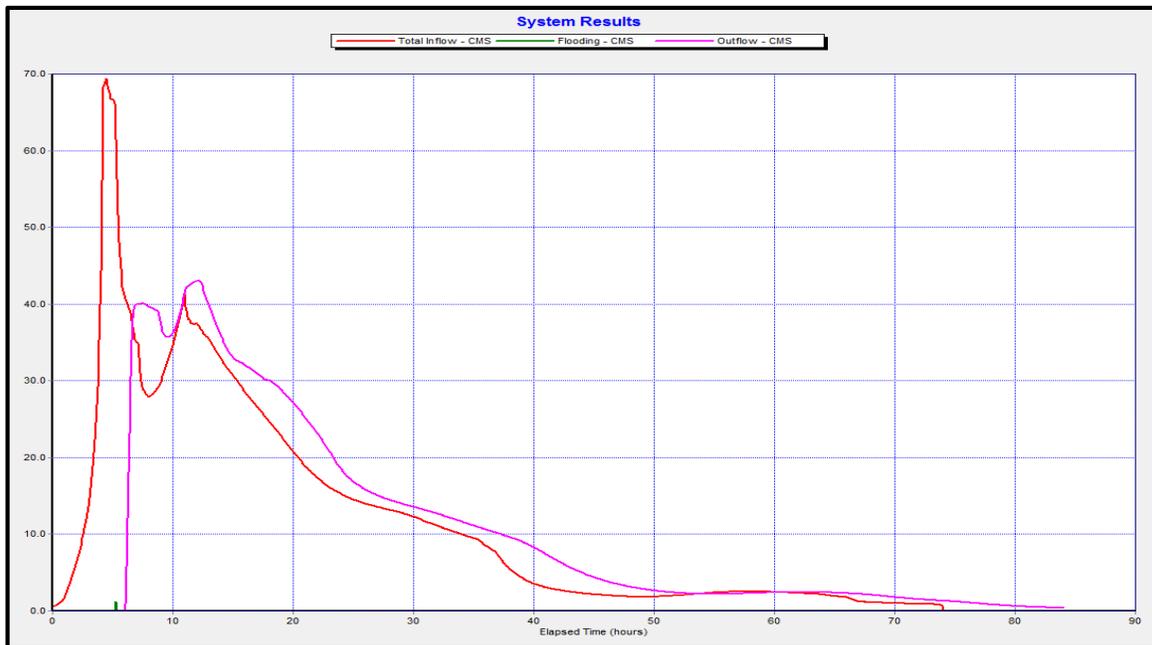


Figura 7.43. Hidrograma total de entradas, de salidas y de desbordamiento del sistema.

7.2.2 Bombeo del Túnel Canal General (TCG) al Río de La Compañía aguas abajo de la PB La Caldera.

Esta solución funciona adecuadamente debido a que aguas abajo de la descarga de la planta de bombeo La Caldera el perfil del río de La Compañía muestra una pendiente adecuada, esto se puede apreciar en la figura 7.44; en ella el cadenamiento 10.000 corresponde al sitio donde se ubica la planta de La Caldera, y el km 20.364 aproximadamente 400 m aguas arriba de la descarga del Dren Chimalhuacán. Esta condición corresponde a las simulaciones realizadas en el punto 7.1 que consideran la descarga del Canal General en el cauce del río de La Compañía.

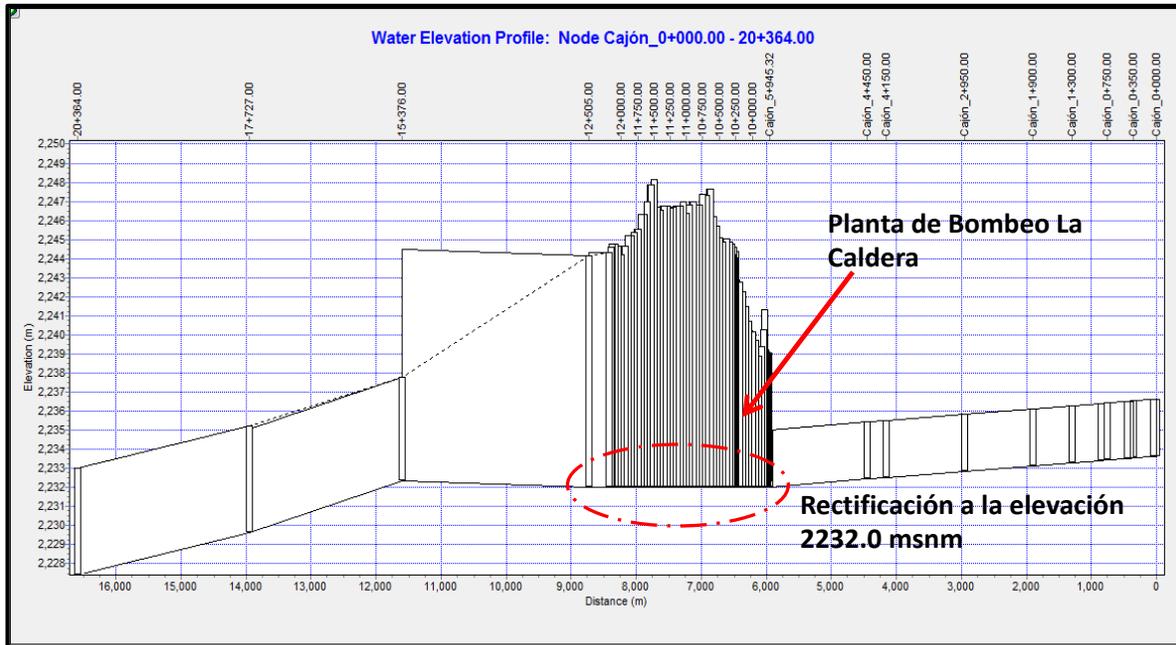


Figura 7.44. Perfil del Río de La Compañía-Cajón de Estiaje

7.2.3 Regular los derrames en la Laguna de Xico, y una vez terminada la tormenta, descargarlos nuevamente al TCG.

Como se muestra en la figura 7.45, si se conforma adecuadamente la laguna de Xico, ésta puede ocupar un área de al menos 3 km², de tal manera que incrementando su tirante en tan solo unos centímetros puede fácilmente regular los desbordamientos que se presentan en la tabla 7.1.



Figura 7.45. Laguna de Xico, Área = al menos 3 km²

La conducción de los derrames hacia la laguna de Xico se realizaría por el Canal General aprovechando que el sentido de la pendiente va del Río de La Compañía a la laguna, como se muestra en la figura 7.46 y una vez que pase la tormenta y el TRC disponga de la capacidad necesaria, ingresar el caudal al propio TCG.

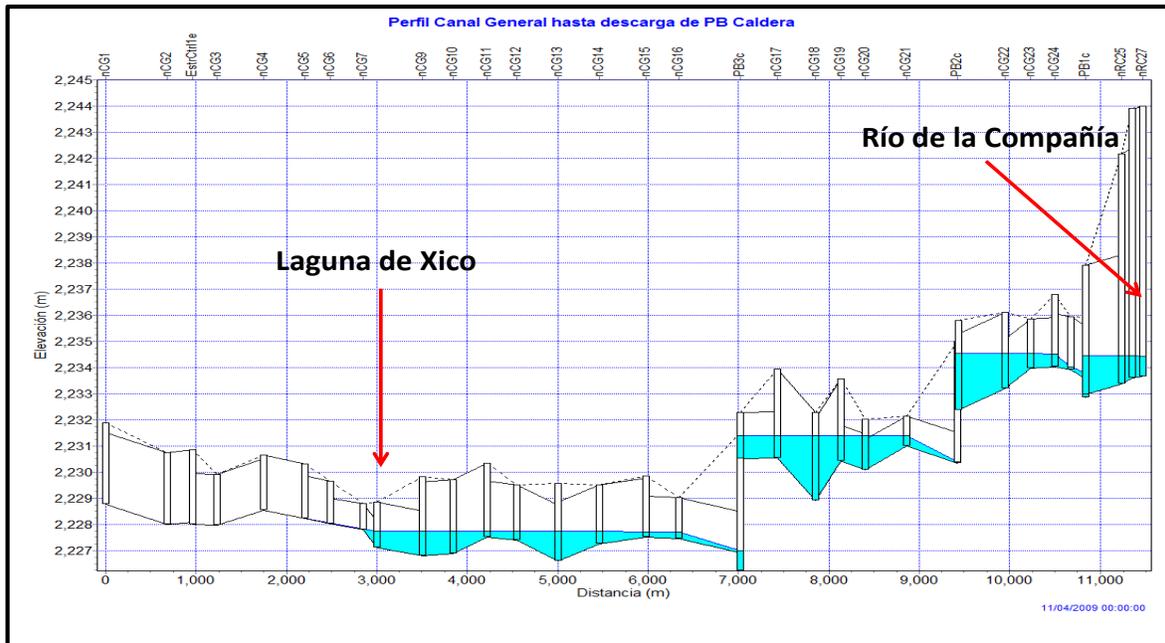


Figura 7.46. Perfil del Canal General (la laguna se encuentra aproximadamente en el km 3.000 y el río de La Compañía en el km 11.000)

7.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

A continuación se presentan y comentan los resultados obtenidos de las opciones de solución propuestas obtenidos a partir de las simulaciones correspondientes a cada opción.

En la tabla 7.2 se muestran las diferentes combinaciones de hidrogramas que se simularon para disminuir el riesgo por inundación. Se observa que la política de operación que ofrece el mejor resultado tomando como punto de comparación el volumen desbordado es la número cuatro, en la que se propone primeramente cerrar la laguna de Regulación La Gasera durante las primeras 11 horas una vez iniciada la tormenta, los hidrogramas transitados son los que más se apegan a la realidad, ya que se obtienen a partir de un análisis hidráulico que toma en cuenta la capacidad de conducción de cada captación y finalmente, se realiza el análisis en la condición actual del Canal General (su descarga se da en el cauce del río de La Compañía y no el túnel); todo esto lleva a que no se presenten desbordamientos en el TRC, conducto en el que se presentan la totalidad de los desbordamientos.

Tabla 7.2. Hidrogramas empleados en cada simulación.

| Simulación | 1 | 2 | 3 | 4 |
|--|---------|---------|--------|---|
| La Gasera | X | | X | |
| La Gasera cerrada durante 11 horas | | X | | X |
| Originales en el TRC | X | X | | |
| Transitados en el TRC | | | X | X |
| Canal General en el río de La Compañía | X | X | X | X |
| Volumen desbordado, m ³ | 256,257 | 194,283 | 38,950 | 0 |

En cuanto a los gastos máximos obtenidos en cada simulación, en la tabla 7.3 se muestra un resumen con los gastos pico de entrada, de salida y de desbordamiento que se presentan en cada opción junto con sus respectivos volúmenes. Se observa que la implementación de una política de operación eficiente puede mitigar de forma considerable los problemas de inundación.

Tabla 7.3. Resumen de Gastos pico y su correspondiente volumen para cada simulación.

| SIMULACIÓN | 1 | | 2 | | 3 | | 4 | |
|--------------|------------------------------------|------------------------|------------------------------------|------------------------|------------------------------------|------------------------|------------------------------------|------------------------|
| | Q _p , m ³ /s | VOLUMEN m ³ | Q _p , m ³ /s | VOLUMEN m ³ | Q _p , m ³ /s | VOLUMEN m ³ | Q _p , m ³ /s | VOLUMEN m ³ |
| ENTRADA | 157.40 | 4,321,558 | 150.99 | 4,321,558 | 115.84 | 4,321,558 | 109.43 | 4,321,558 |
| SALIDA | 11.22 | 4,065,301 | 10.96 | 4,127,275 | 12.28 | 4,282,608 | 12.19 | 4,321,558 |
| DESBORDAMIEN | 64.52 | 256,257 | 60.75 | 194,283 | 20.53 | 38,950 | 0.00 | 0 |
| REGULADO | | 3,082,112 | | 3,024,944 | | 3,144,149 | | 3,037,467 |

En la figura 7.47 se muestra el comportamiento a la baja de los gastos picos de entrada y de desbordamiento y el comportamiento prácticamente constante del valor del gasto pico de salida para cada política de operación propuesta.

Una de las ventajas de la política de operación implementada en la simulación cuatro es que mitiga en su totalidad el volumen desbordado en el sistema, en particular en el TRC, esto como consecuencia de la disminución del gasto pico de entrada en aproximadamente un 30% pasando de 157.4 a 109.43 m³/s (comparado con la simulación uno). Otra de las ventajas que presenta esta política de operación se refleja en el aumento del gasto pico de salida del sistema que va de 11.22 a 12.19 m³/s y con ello también el aumento del volumen de agua que sale a través del Dren General del Valle.

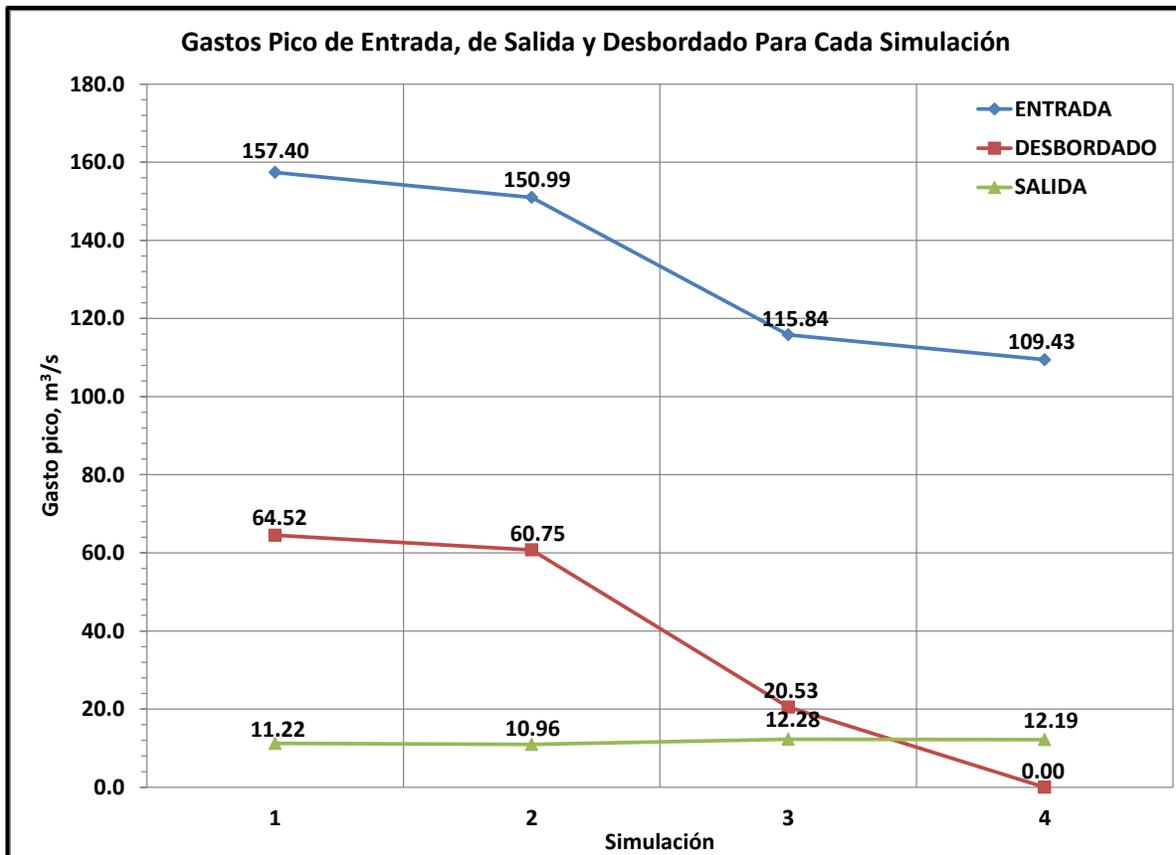


Figura 7.47. Gastos pico de entrada, de salida y desbordado para cada simulación del sistema.

El volumen regulado en el sistema es de poco más de 3 millones de m³ para cada una de las simulaciones (tabla 7.2), esto corresponde en promedio al 71% del volumen total que entra al sistema para un periodo de retorno de 10 años; es importante hacer hincapié en el hecho de que este volumen regulado no sólo corresponde al volumen que pueden regular los Lagos Churubusco y de Regulación Horaria sino a todo el sistema, es decir, este volumen toma en cuenta además la regulación que se presenta en cada uno de los conductos. Esto se puede observar en la figura 7.48 en la que se muestra el porcentaje correspondiente de cada volumen (salida, desbordado y regulado) con respecto al volumen total de entradas; el 100% corresponde al porcentaje de volumen de salida más el porcentaje del volumen desbordado.

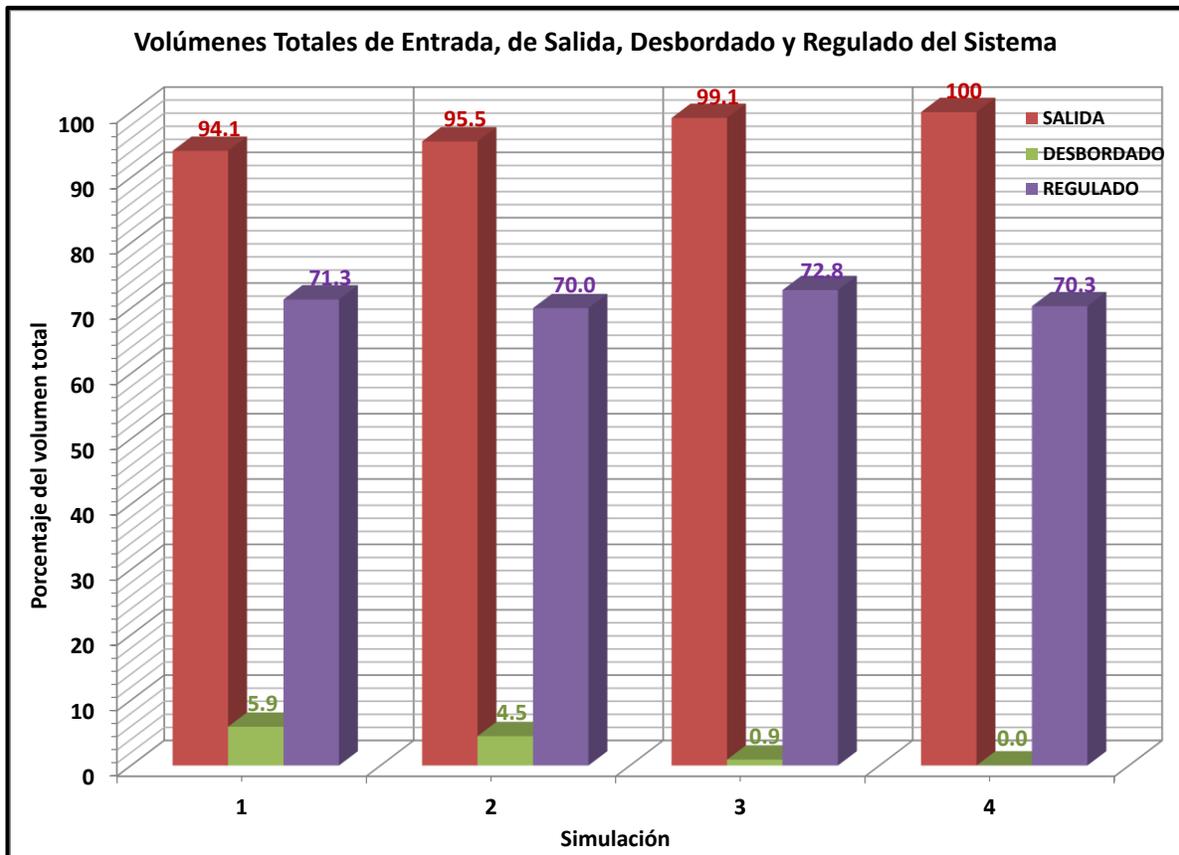


Figura 7.48. Porcentaje de Volúmenes de Entrada, Salida, Desbordado y Regulado para cada simulación.

Aunque los dos cuerpos reguladores desempeñan un papel fundamental en el sistema, debido al gasto de aguas negras se tienen niveles iniciales en ambas lagunas, en otras palabras, nunca están vacías, esto tiene influencia directa en el Dren General del Valle, ya que los niveles del agua en éste están regidos por los niveles en los lagos, esto se puede observar en las figuras 7.49 y 7.50 en las cuales se señala los puntos en los que se tomaron esos niveles.

La figura 7.49 corresponde al LCH, se observa que la elevación a la que llega el agua en el DGV es mayor que la del lago y esta se apeg a la forma del hidrograma mostrado en la figura 7.25 (de entrada al Lago Churubusco), sin embargo la elevación del agua máxima en la laguna no varía de la misma manera que en el DGV, esto es debido a que el área de la laguna y por lo tanto el volumen de regulación es mucho mayor que el del DGV, por esta razón los niveles no varían de forma súbita. Incluso después de que pasó la avenida, los niveles en el DGV y en el LCH parecen no dependen entre sí.

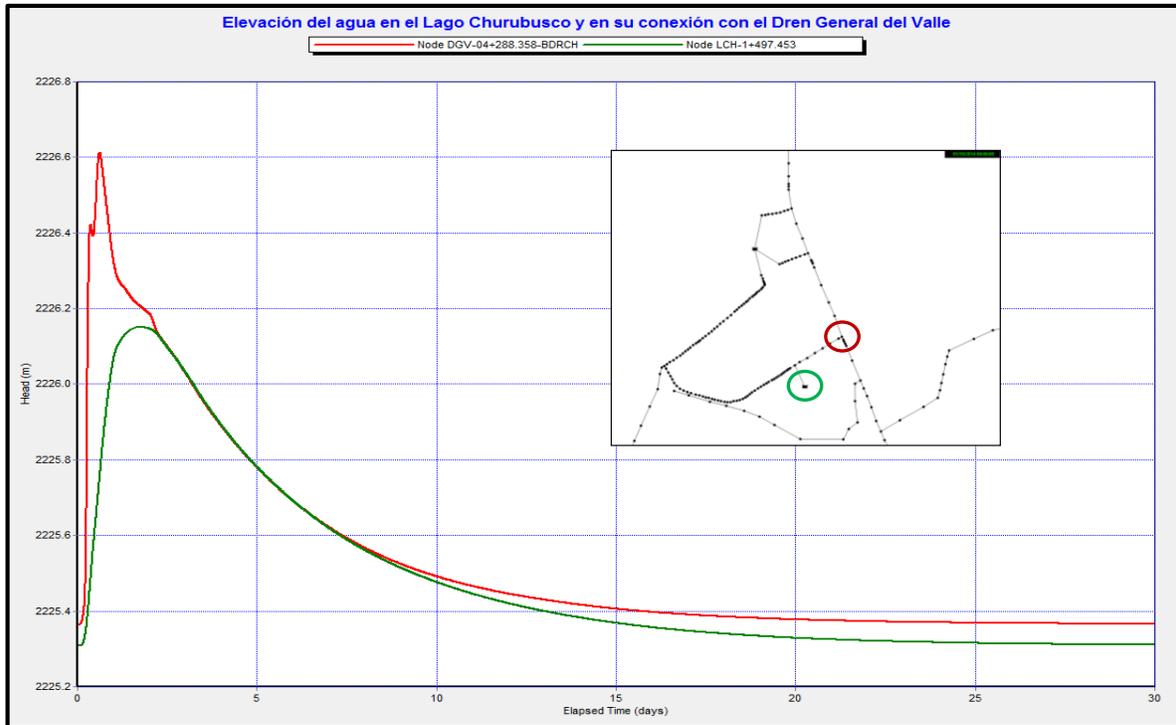


Figura 7.49. Elevaciones del agua en el Lago Churubusco y en el Dren General del Valle.

En la figura 7.50 se muestran las elevaciones alcanzadas ahora en la LRH, en este caso se observa una relación más directa entre la elevación del agua en ella y en el DGV. Anteriormente se mencionó que el vaciado de la laguna, basados en los resultados obtenidos, se daba por el Canal Norte (verde) y que había entrada de agua por el Canal Sur (rojo), por lo tanto es lógico deducir que los niveles más altos deben de estar a la entrada del Canal Sur, luego en la laguna y posteriormente en la salida del Canal Norte (DGV), caso que corresponde con las gráficas mostradas.

Se demuestra entonces que, los niveles del agua en el DGV aguas abajo de la conexión del Canal Norte con éste, están determinados por la elevación del agua que se presenta en la laguna, determinados a su vez por el gasto de aguas negras.

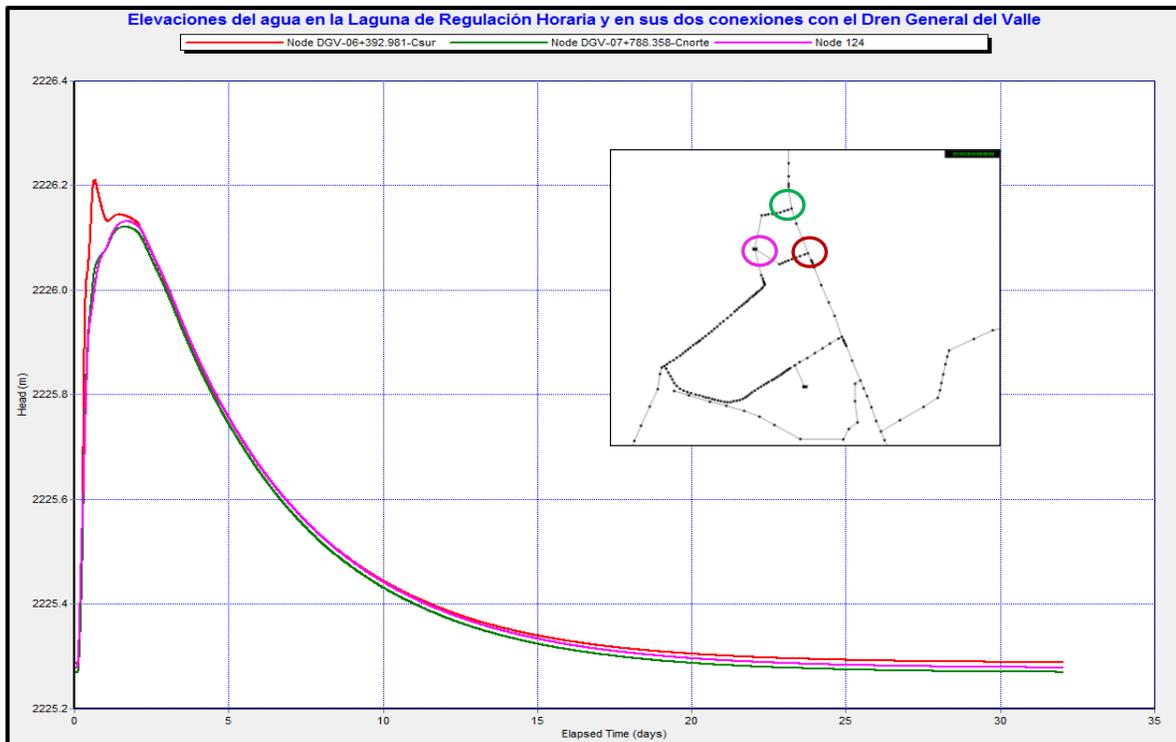


Figura 7.50. Elevaciones del agua en la Laguna de Regulación Horaria y en el Dren General del Valle.

El nivel máximo del agua alcanzado en el resto de los conductos del sistema no representa riesgos de desbordamiento para un evento de 10 años de periodo de retorno con excepción del Dren Xochiaca (al inicio de éste) como se mostró en la figura 7.20.

La política de operación de la simulación 4 fue propuesta principalmente para mejorar el funcionamiento hidráulico sobre todo del TRC cuya capacidad máxima de conducción depende en su totalidad de la planta de bombeo La Caldera como se demostró en el capítulo anterior y como se muestra en la figura 7.51. La diferencia entre el gasto pico de entrada y el de salida para cada simulación es aproximadamente el valor del gasto pico de desbordamiento.

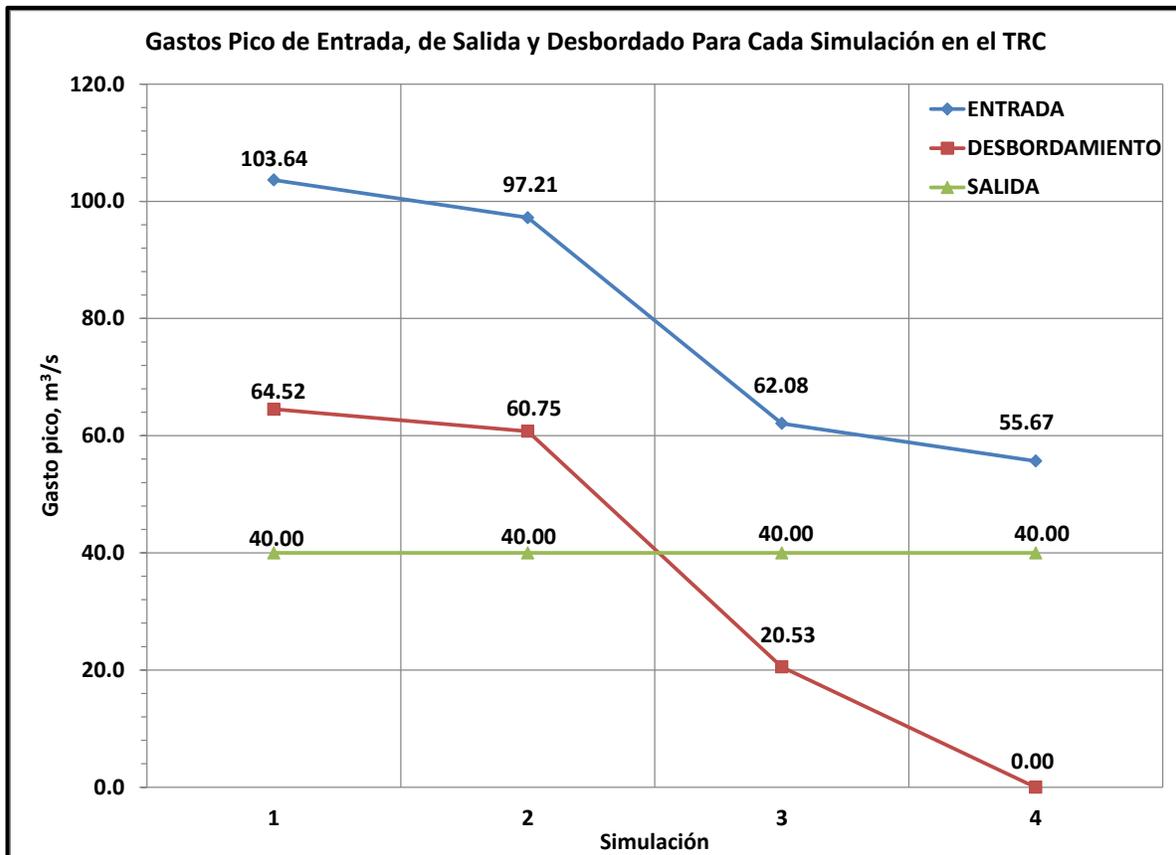


Figura 7.51. Gastos pico de entrada, de salida y desbordado para cada simulación en el TRC.

Las simulaciones que se realizaron para proponer un protocolo de operación conjunta entre los túneles río de La Compañía y Canal General consistieron primero, en realizar una simulación con los hidrogramas transitados, con La Gasera cerrada durante 11 horas y además ingresando los escurrimientos provenientes del Canal General en el propio túnel de río de La Compañía, (recordar que en las simulaciones 1 a 4 el hidrograma de Canal general se ingresó en el cauce del río de La Compañía), y segundo, multiplicando estos hidrogramas mencionados por factores de 0.9, 0.8, 0.7, 0.6 y 0.5; con el propósito de determinar bajo qué condiciones el TRC tiene la capacidad suficiente para conducir estos escurrimientos. La variación de los gastos pico de entrada para cada simulación no es lineal, a pesar de que se multiplica por valores proporcionales, este es debido a que no son los valores que definen el hidrograma los que se multiplican por cada factor sino que es el volumen correspondiente a cada hidrograma el que se multiplica sin dejar de tomar en cuenta la capacidad de conducción de cada una de las captaciones.

En la figura 7.52 se muestran los gastos picos de entrada, de salida y de desbordamiento obtenidos al simular los hidrogramas obtenidos, también se muestra la variación lineal de los volúmenes al ser multiplicados.

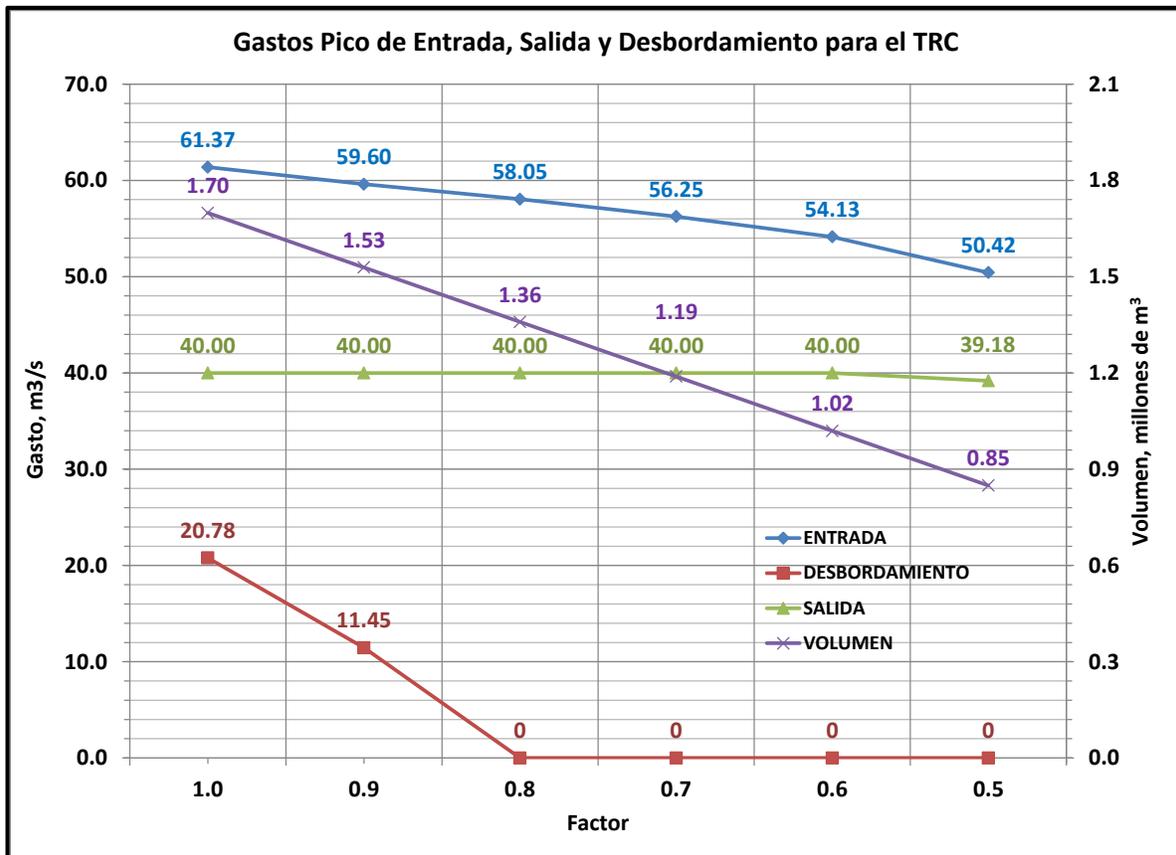


Figura 7.52. Gastos pico de entrada, de salida y de desbordamiento para cada factor en el TRC.

El gasto pico de entrada para un factor de 1.0 es de 61.37 m³/s presentándose un gasto pico de desbordamiento de 20.78 m³/s, para el factor de 0.9 también se presenta desbordamiento con un gasto pico de 11.45 m³/s; es a partir del factor 0.8 con un gasto pico de entrada de 58.05 m³/s que no se presenta desbordamiento a lo largo del túnel.

Según la tabla 3.1 el TRC tendría limitaciones para recibir las descargas del TCG para un periodo de retorno de alrededor de los 5 años, con un volumen desbordado de apenas 8,208 m³. De acuerdo con lo anterior, se propusieron tres políticas de operación factibles para el manejo de los excedentes o derrames que se pudieran presentar en los dos túneles.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La zona Sur-Oriente del Valle de México es una de las zonas más susceptibles a inundaciones.

En el análisis realizado, se demostró que el conducto con mayores problemas de desbordamiento ante un evento de un periodo de retorno de 10 años o mayor es el túnel río de La Compañía, por ello la importancia de proponer diferentes opciones de solución en cuanto a políticas de operación se refiere para mitigar el riesgo.

Es importante mencionar que el análisis se realizó bajo la suposición de que se presenta una tormenta generalizada, es decir, la distribución espacial y temporal de la lluvia es la misma en toda la zona (simultaneidad 1), lo que genera la situación más desfavorable para el sistema.

Para el caso del Río de la Compañía, y como complemento a la infraestructura ya construida y en operación, se requiere la construcción de otras siete presas de regulación en la parte alta de la cuenca del río de la Compañía (cinco presas sobre el río San Francisco y dos más sobre el San Rafael); sin embargo, también existe la opción de aumentar aún más la capacidad de regulación en La Gasera mediante la modificación del fondo del vaso y el reforzamiento de bordos; en cualquier caso sería conveniente revisar el funcionamiento hidráulico del sistema y en su caso proponer y estudiar nuevas políticas de operación.

El análisis de las 3 opciones de la operación conjunta entre los túneles Canal General y del río de La Compañía arrojó los siguientes resultados:

- En el apartado 7.2.1 se demostró que los túneles TRC-TDGV-TRR tienen la capacidad suficiente (ya que dejaría de estar limitada por el gasto máximo de bombeo de 40 m³/s de la planta de bombeo La Caldera) para conducir las avenidas correspondientes a un periodo de retorno de 10 años sin presentarse riesgos de desbordamiento, lo que permitiría tener disponible los lagos Churubusco y de Regulación Horaria para regular las avenidas provenientes del río Churubusco (Zona Sur del Valle de México) en caso de que el Sistema de Drenaje Profundo, en particular los Interceptores Oriente y Oriente-Sur no cuenten con la capacidad suficiente de recibir aportaciones del río Churubusco.
- El gasto conducido por el TCG puede ser bombeado hacia el cauce del río de La Compañía sin que se presenten problemas de desbordamiento, sin embargo el costo de operación de esta política se verá incrementada debido a que se tendrán dos bombes (el del TCG y el del TRC ambos hacia el río de La Compañía).
- La tercera opción y quizá la más rentable es conectar el TCG al TRC, estos dos conductos tienen la capacidad para conducir el gasto generado por una tormenta con periodo de retorno de hasta 5 años (tabla 7.1); para una tormenta con periodo de retorno de 10 años se presentaría un volumen desbordado de 23,806 m³ el cual

podría ser encausado hacia el actual Canal General y aprovechando su sentido de escurrimiento, ser conducido hasta la laguna de Xico para su regulación y su posterior vaciado hacia el TCG cuando éste tenga capacidad suficiente para conducirlos.

La laguna de Xico podría utilizarse para regular parte de las avenidas que se producen en la cuenca del río Amecameca y de los desbordamientos que pudieran llegar a presentarse en el túnel Canal General cuando el túnel río de La Compañía esté saturado, esto mientras se inicia el proyecto de la prolongación del TRC, el cual conectaría al actual túnel río de la Compañía con el túnel río de Los Remedios. Por estas razones se recomienda realizar un levantamiento topográfico o batimétrico de la laguna de Xico para determinar su capacidad de regulación así como un estudio hidrológico complementario que tome en cuenta los escurrimientos que serán conducidos por el llamado Dren 46 que será construido junto con el túnel Canal General y que descargará a este último para realizar un tránsito de avenida de esta laguna y obtener los correspondientes hidrogramas de entrada y salida de la misma.

Además del TRC, los Drenes Xochiaca y Chimalhuacán son los siguientes conductos que podrían presentar problemas de desbordamientos para un evento con un periodo de retorno de más de 10 años, por lo que es necesario contar a la brevedad con los túneles correspondientes.

El río Churubusco no descarga gastos importantes en los lagos Churubusco y de Regulación Horaria sobre todo porque ambos están cotidianamente con los niveles del agua altos, es por esta razón que se recurre a aliviar el río Churubusco descargando hacia el Interceptor Oriente y hacia el Interceptor Oriente-Sur. Se recomienda actualizar la topografía de este conducto (y por ende el modelo matemático), para determinar cuáles son los lugares que podrían presentar problemas de desbordamiento y en su caso proponer una política de operación adecuada tomando en cuenta todas las entradas y salidas de gasto que se tienen a lo largo del conducto y que fueron mencionadas en el apartado 5.6 del presente trabajo.

La capacidad total de almacenamiento de la Laguna de Regulación Horaria y del Lago Churubusco es de 9.5 millones de m^3 (100%), capacidad que no puede ser totalmente aprovechada debido a que este valor corresponde al caso en el que ambos cuerpos reguladores se encuentran totalmente vacíos al inicio de la avenida.

La capacidad real de almacenamiento de la Laguna de Regulación Horaria y del Lago Churubusco es función de los niveles iniciales que, como ya se dijo, cotidianamente son altos debido a las dificultades para drenarlos. Los resultados obtenidos para un gasto de aguas negras en el sistema de $3 m^3/s$, sugieren un aprovechamiento del orden del 81% correspondiente a un volumen de 7.7 millones de m^3 (el resto, 1.8 millones de m^3 corresponde al volumen ocupado por aguas negras en ambos cuerpos reguladores).

Bajo las condiciones anteriores, se disminuye la capacidad total de regulación y de conducción del sistema aumentando el riesgo de desbordamientos y por lo tanto de inundaciones en la zona; esta situación reduce su capacidad de conducción y regulación; se recomienda realizar un estudio detallado en el que se propongan políticas de operación adecuadas que tomen en cuenta la apertura y cierra de las compuertas del sistema lagunario (ya que en el presente trabajo se consideraron abiertas durante todos los eventos simulados) que garanticen en la medida de lo posible los niveles más bajos en ambas lagunas para poder aprovechar por una parte una capacidad mayor de regulación de estos dos cuerpos y por otra niveles más bajos en el DGV lo que le permitiría conducir un mayor gasto.

Para proponer y estudiar políticas de operación más adecuadas, se recomienda contar con sistemas de medición de lluvia en toda la zona, más específicamente en el río de la Compañía en el entorno de la planta de bombeo La Caldera así como contar con sistemas de medición de niveles a lo largo del río de la Compañía, del Túnel río de la Compañía y del Dren General del Valle.

Con la construcción de nueva infraestructura hidráulica como los Túneles Xochiaca y Chimalhuacán, el Túnel Dren General del Valle así como el Túnel Emisor Oriente la capacidad de desalojo del Sistema de Drenaje de la Zona Sur-Oriente del Valle de México se verá incrementada en gran medida, sin embargo, es necesario contar con políticas de operación adecuadas de todo el sistema que garanticen un funcionamiento óptimo en eventos extraordinarios.

Con la ampliación del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, el funcionamiento hidráulico del sistema podría cambiar, por lo que se recomienda elaborar un nuevo protocolo de operación que garantice un funcionamiento adecuado, el cual contenga las acciones estructurales y no estructurales necesarias para mitigar en la medida de lo posible los riesgos de inundación en la zona.

9. BIBLIOGRAFÍA

Aparicio, F. (2009). Fundamentos de hidrología de superficie.. ISBN:978-968-18-3014-4. México.

Aparicio, F., Operación de hidrología de superficie, Editorial Limusa, México, 1994.

Comisión Nacional del Agua. Programa para el manejo integral del agua en la Cuenca del Valle de México, Edición 2011.

-Chen, Ch. Rainfall Intensity-Duration-Frequency Formulas. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 109, N. 12, December, 1983.

Chow, V.T. Maidment, D.R., Mays. L.W (1984) Hidrología aplicada, Colombia.

CHOW, V.T., Maidment, D.R. y Mays, L.W., Applied Hydrology, McGraw-Hill, New York, 1988.

Chulsang Y., Kyoungjun K., Hung K., Moo P., (2007). Estimation of areal reduction factors using a mixed gamma distribution. Journal of Hydrology.

-Díaz, A. (1977). "Hidrogramas de ingreso para el tránsito de avenidas en redes de drenaje". Tesis de licenciatura. Facultad de Ingeniería, UNAM.

Domínguez M., R., et. Al. (1982). Manual de Hidráulica Urbana. Tomo 1. Teoría General. Dirección General de Construcción y operación de Hidráulica, Departamento del Distrito Federal. México.

Domínguez M., R., Gracia S., J., Esquivel G. G., E., Arganis J., M. Manual de diseño de obras civiles, Hidrotecnia, Tomo I, III y IV, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2009.

Domínguez M., R., El sistema principal de drenaje del área metropolitana del Valle de México. Instituto de Ingeniería, UNAM, 2001.

Domínguez, M., R., "Modelo de simulación del sistema principal de drenaje del D.F." elaborado para el DDF, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1982.

Domínguez M., R., Sistema para el control y drenaje de las avenidas en el Área Metropolitana del Valle de México", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1997.

Echavarría, S., B., (2013) "Modelo de simulación del funcionamiento hidráulico del sistema de drenaje del área metropolitana del Valle de México. Aplicación a las políticas de operación". Tesis Doctoral. Facultad de Ingeniería. UNAM.

Eicher C., Selection of design storms – time resolution considerations. Atmospheric Research, 1991.

Franco, D., C., G., (1998). “Análisis regional de lluvias convencionales aplicación al Valle de México”. Tesis de Maestría. División de estudios de posgrado. Facultad de Ingeniería. UNAM.

Franco V., Dominguez R., (1982). Manual de Hidráulica Urbana, Tomo 1. Departamento del Distrito Federal, DGCOH, México DF.

Garcés, H., A., (2008) “Estimación de tormentas de diseño considerando la variación de la distribución espacial de la lluvia. Aplicación al sistema principal de drenaje de la Zona Metropolitana del Valle de México”. Tesis de Maestría. Instituto de Ingeniería. UNAM.

García, R., I., (2012) “Análisis del funcionamiento hidráulico del río de La Compañía en el entorno de la descarga de la planta de bombeo La Caldera”. Tesis de Especialidad. Instituto de Ingeniería. UNAM.

Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos, Manual de Usuario del SWMM 5.0 V.E., 2005.

Guichard D., (2005). Influencia de la variabilidad espacio-temporal de la intensidad de lluvia en la respuesta hidrológica durante episodios de crecida. Valencia, España.

Instituto de Ingeniería, “Estudio de las aportaciones al TRC y de la operación del mismo”, 2011, UNAM.

Jiménez, A., “Modelo matemático para tránsito de avenidas con aplicación al sistema de drenaje de la zona oriente del Valle de México”, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2002.

Robles, M., T., P., (2010) “Tormentas de diseño para las cuencas de los ríos San Francisco y Santo Domingo en el Valle de México”. Tesis de Licenciatura. Facultad de Ingeniería. UNAM.

Salinas, P., R., (2011) “Avenidas de diseño de las aportaciones del TRC”. Tesis de Maestría. Instituto de Ingeniería, UNAM.

Tetzlaff D., Uhlenbrook S., (2005). Significance of spatial variability in precipitation for process-oriented modelling: results from two nested catchments using radar and ground station data. Hydrology and Earth System Sciences.

Vaes G., Willems P., Berlamont J., (2005). Areal rainfall correction coefficients for small urban catchments. Atmospheric Research

Willems P., (1999). Stochastic generation of spatial rainfall for urban drainage areas. Water Sciences and Technolog.

Willems P., Berlamont J., (2002). Accounting for the spatial rainfall variability in urban modelling applications. Water Science and Technology.

INDICE DE FIGURAS Y TABLAS

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 3.1. División del Sistema Principal de Drenaje del Valle de México..... | 15 |
| Figura 3.2. Conductos pertenecientes al sistema de drenaje de la Zona Oriente del Valle de México..... | 17 |
| Figura 3.3. Cuencas de los ríos de La Compañía, San Francisco, San Rafael y Santo Domingo..... | 19 |
| Figura 3.4. Laguna de regulación “La Gasera”..... | 22 |
| Figura 3.5. Estructura de descarga de la laguna de regulación La Gasera, aguas abajo de la descarga (izquierda) y aguas arriba de la descarga (derecha)..... | 23 |
| Figura 3.6. Curva elevaciones-capacidades para el lago Churubusco..... | 24 |
| Figura 3.7. Curva elevaciones-capacidades para la laguna de regulación Horaria..... | 25 |
| Figura 3.8. Esquema de los conductos y cuerpos reguladores del sistema..... | 26 |
| Figura 4.1. Mapa de isoyetas para el Valle de México para una duración de 24 horas y un periodo de retorno de 10 años..... | 38 |
| Figura 4.2. Factores de ajuste por duración (Franco 1998)..... | 39 |
| Figura 4.3. Factores de ajuste por periodo de retorno (Franco 1998)..... | 39 |
| Figura 4.4. Factores de reducción por área para el Valle de México (Franco 1998)..... | 40 |
| Figura 5.1. Laguna de regulación La Gasera, estructuras derivadoras y estructura de descarga..... | 41 |
| Figura 5.2. Hidrogramas que ingresan de manera simultánea a la laguna La Gasera... | 43 |
| Figura 5.3. Tránsito de la avenida con periodo de retorno de 100 años..... | 44 |
| Figura 5.4. Variación del nivel del agua en la laguna..... | 44 |
| Figura 5.5. Porcentaje del volumen ocupado en la laguna durante el paso de la avenida..... | 45 |
| Figura 5.6. Hidrogramas de entrada y salida de la laguna, con operación de las compuertas..... | 46 |
| Figura 5.7 Variación del nivel del agua en la laguna..... | 46 |
| Figura 5.8. Porcentaje del volumen ocupado en la laguna durante el paso de la avenida..... | 47 |
| Figura 5.9. Subcuencas del río de La Compañía..... | 48 |
| Figura 5.10. Hidrograma sintético cuando la capacidad del sistema es menor que el gasto máximo..... | 49 |
| Figura 5.11. Hidrograma sintético para el Valle de México..... | 49 |
| Figura 5.12. Hidrograma PB No. 12..... | 50 |
| Figura 5.13. Hidrograma PB División del Norte..... | 50 |
| Figura 5.14. Hidrograma PB Cárcamo CAPUFE..... | 50 |
| Figura 5.15. Hidrograma PB Ayotla Oriente..... | 50 |
| Figura 5.16. Hidrograma PB Avándaro..... | 50 |
| Figura 5.17. Hidrograma PB Guadalupe Victoria..... | 50 |

| | |
|---|----|
| Figura 5.18. Hidrograma PB El Xico..... | 51 |
| Figura 5.19. Hidrograma PB Darío Martínez..... | 51 |
| Figura 5.20. Hidrograma PB San Juan Tlapizahuac..... | 51 |
| Figura 5.21. Hidrograma PB Canal General..... | 51 |
| Figura 5.22. Nuevo hidrograma planta de bombeo No. 12..... | 52 |
| Figura 5.23. Nuevo hidrograma planta de bombeo División del Norte..... | 52 |
| Figura 5.24. Nuevo hidrograma planta de bombeo Gpe. Victoria..... | 52 |
| Figura 5.25. Nuevo hidrograma planta de bombeo El Xico..... | 52 |
| Figura 5.26. Nuevo hidrograma planta de bombeo San Juan Tlapizahuac..... | 52 |
| Figura 5.27. Ajuste a función Gumbel de gastos medios diarios y gastos máximos instantáneos. | 53 |
| Figura 5.28. Hidrograma unitario triangular..... | 55 |
| Figura 5.29. Hidrogramas calculados para el río Ameca. | 58 |
| Figura 5.30. Hidrograma Dren Xochiaca..... | 58 |
| Figura 5.31. Hidrograma Dren Chimalhuacán..... | 59 |
| Figura 5.32. Hidrogramas para las tormentas del 6 de septiembre de 2009 y del 30 de junio de 2011..... | 60 |
| Figura 5.33. Hidrogramas totales de entradas y de salidas para las tormentas del 6 de septiembre de 2009 y del 30 de junio de 2011..... | 61 |
| Figura 5.34. Hidrogramas totales de entradas para el modelo matemático para para las tormentas del 6 de septiembre de 2009 y del 30 de junio de 2011..... | 62 |
| Figura 6.1. Armado del modelo matemático..... | 67 |
| Figura 7.1. Localización de las compuertas en el río de La Compañía..... | 69 |
| Figura 7.2. Localización de las compuertas en los Brazos Derecho e Izquierdo del río Churubusco..... | 70 |
| Figura 7.3. Hidrograma total de entradas, de salida y de desbordamiento del sistema para la simulación 1..... | 71 |
| Figura 7.4. Perfil del TRC gasto máximo 40 m ³ /s..... | 72 |
| Figura 7.5. Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento del túnel río de La Compañía 40 m ³ /s..... | 72 |
| Figura 7.6. Hidrograma total de entradas, de salida y de desbordamiento del sistema para la simulación 2. | 74 |
| Figura 7.7. Perfil del TRC gasto máximo 40 m ³ /s..... | 74 |
| Figura 7.8. Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento del túnel río de La Compañía 40 m ³ /s..... | 75 |
| Figura 7.9. Hidrograma total de entradas, de salida y de desbordamiento del sistema para la simulación 3..... | 76 |
| Figura 7.10. Perfil del TRC gasto máximo 40 m ³ /s..... | 76 |
| Figura 7.11 Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento del túnel río de La Compañía 40 m ³ /s..... | 77 |
| Figura 7.12. Hidrograma total de entradas, de salida y de desbordamiento del sistema para la simulación 4. | 78 |
| Figura 7.13. Perfil del TRC gasto máximo 40 m ³ /s..... | 78 |

| | |
|---|----|
| Figura 7.14. Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento del túnel río de La Compañía 40 m ³ /s. | 79 |
| Figura 7.15. Perfil con niveles máximos alcanzados en el TRC-río de La Compañía..... | 80 |
| Figura 7.16. Perfil con niveles máximos alcanzados en el Cajón de Estiaje-río de La Compañía. | 80 |
| Figura 7.17. Hidrograma a la salida del río de La Compañía. | 81 |
| Figura 7.18. Hidrograma a la salida del Dren Chimalhuacán. | 82 |
| Figura 7.19. Perfil río de La Compañía-Dren Chimalhuacán. | 82 |
| Figura 7.20. Hidrograma a la salida del Dren Xochiaca. | 83 |
| Figura 7.21. Perfil río de La Compañía-Dren Xochiaca. | 83 |
| Figura 7.22. Hidrograma a la salida del río Churubusco. | 84 |
| Figura 7.23. Hidrograma a la salida del Brazo Derecho del Río Churubusco..... | 85 |
| Figura 7.24. Perfil río de La Compañía-Brazo Derecho del Río Churubusco..... | 85 |
| Figura 7.25. Niveles en el Lago Churubusco e hidrograma total de entradas..... | 86 |
| Figura 7.26. Hidrograma a la salida del Brazo Izquierdo del Río Churubusco..... | 87 |
| Figura 7.27. Hidrograma de entrada y salida de la Laguna de Regulación Horaria..... | 88 |
| Figura 7.28. Niveles en la Laguna de Regulación Horaria e hidrograma total de entradas. | 89 |
| Figura 7.29. Hidrogramas de entrada al Brazo Izquierdo (rojo) y Derecho del Río Churubusco (verde)..... | 90 |
| Figura 7.30. Hidrograma a la salida del Dren General del Valle. | 90 |
| Figura 7.31. Localización del Túnel Canal General..... | 91 |
| Figura 7.32. Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento en el TRC con sus respectivos volúmenes y perfil de niveles máximos en el conducto para un Factor de 1.0. | 92 |
| Figura 7.33. Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento en el TRC con sus respectivos volúmenes y perfil de niveles máximos en el conducto para un Factor de 0.9. | 93 |
| Figura 7.34. Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento en el TRC con sus respectivos volúmenes y perfil de niveles máximos en el conducto para un Factor de 0.8. | 93 |
| Figura 7.35. Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento en el TRC con sus respectivos volúmenes y perfil de niveles máximos en el conducto para un Factor de 0.7. | 94 |
| Figura 7.36. Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento en el TRC con sus respectivos volúmenes y perfil de niveles máximos en el conducto para un Factor de 0.6. | 94 |
| Figura 7.37. Hidrogramas de entrada, salida y desbordamiento en el TRC con sus respectivos volúmenes y perfil de niveles máximos en el conducto para un Factor de 0.5. | 95 |
| Figura 7.38. Arreglo en planta y perfil de la propuesta de prolongación del TRC. | 96 |
| Figura 7.39. Hidrograma total de entradas, de salidas y de desbordamiento del | 97 |

| | |
|---|-----|
| sistema. | |
| Figura 7.40. Hidrograma en el sitio en donde actualmente se encuentra la Planta de Bombeo La Caldera. | 98 |
| Figura 7.41. Perfil de los túneles Río de La Compañía, Dren General del Valle y del río de los Remedios. | 98 |
| Figura 7.42. Perfil de los túneles Río de La Compañía, Dren General del Valle y del río de los Remedios sin cerrar La Gasera 11 horas. | 99 |
| Figura 7.43. Hidrograma total de entradas, de salidas y de desbordamiento del sistema. | 100 |
| Figura 7.44. Perfil del Río de La Compañía-Cajón de Estiaje..... | 101 |
| Figura 7.45. Laguna de Xico, Área = al menos 3 km ² | 101 |
| Figura 7.46. Perfil del Canal General (la laguna se encuentra aproximadamente en el km 3.000 y el río de La Compañía en el km 11.000)..... | 102 |
| Figura 7.47. Gastos pico de entrada, de salida y desbordado para cada simulación del sistema..... | 104 |
| Figura 7.48. Porcentaje de Volúmenes de Entrada, Salida, Desbordado y Regulado para cada simulación..... | 105 |
| Figura 7.49. Elevaciones del agua en el Lago Churubusco y en el Dren General del Valle..... | 106 |
| Figura 7.50. Figura 7.49. Elevaciones del agua en la Laguna de Regulación Horaria y en el Dren General del Valle..... | 107 |
| Figura 7.51. Gastos pico de entrada, de salida y desbordado para cada simulación en el TRC..... | 108 |
| Figura 7.52. Gastos pico de entrada, de salida y de desbordamiento para cada factor en el TRC..... | 109 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|---|-----|
| Tabla 3.1. Identificación de cada uno de los componentes del sistema..... | 26 |
| Tabla 5.1. Gastos medios diarios y gastos máximos instantáneos para diferentes periodos de retorno para el río Ameca..... | 54 |
| Tabla 6.1. Gastos pico y volúmenes correspondiente a cada hidrograma del sistema. | 68 |
| Tabla 7.1. Resumen de Gastos y volúmenes..... | 95 |
| Tabla 7.2. Hidrogramas empleados en cada simulación..... | 103 |
| Tabla 7.3. Resumen de Gastos pico y su correspondiente volumen para cada simulación. | 103 |