



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

IMPLEMENTACION DE MODELOS UNIDIMENSIONALES
PARA LA SIMULACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO
DE SISTEMAS DE LAGUNAS Y CANALES

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

PRESENTA:
TANIA PAOLA ROBLES MONTERO

TUTOR PRINCIPAL:
DR. JESÚS GRACIA SÁNCHEZ
INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. DE MÉXICO, AGOSTO DE 2016



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. Oscar Fuentes Mariles
Secretario: Dr. Ramón Domínguez Mora
Vocal: Dr. Jesús Gracia Sánchez
1er. Suplente: Dr. Rafael Bernardo Carmona Paredes
2do. Suplente: M.I. Víctor Franco

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Ciudad de México

TUTOR DE TESIS:

Dr. Jesús Gracia Sánchez

FIRMA

*“Todas las familias felices se parecen,
las infelices lo son a su manera”.*

Lev Tolstoi

*A mis padres y a mis hermanos,
porque mis logros son reflejo de
sus palabras y sus acciones.*

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, que me ha visto crecer y que sé que siempre estará ahí.

A mis amigos, que desde hace años me brindan su apoyo y cariño y que se han convertido en otra familia para mí.

Al Ing. Guillermo Leal Báez y al Ing. Tomás Christian Peña Pedroza, por otorgarme su confianza y apoyar constantemente mi crecimiento profesional.

Al M.I. Fernando González Cáñez, al Dr. Juan Carlos García Salas y al Organismo de Cuenca Aguas del Valle de México, por su apoyo en la elaboración de este proyecto y por permitirme utilizarlo con fines académicos.

A mis sinodales, el Dr. Rafael Bernardo Carmona Paredes, el M.I. Víctor Franco y el Dr. Oscar Fuentes Mariles, por su tiempo y por compartir conmigo sus conocimientos y experiencia.

Al Dr. Ramón Domínguez Mora y al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por brindarme los recursos necesarios para llevar a cabo mis estudios de posgrado.

Al Dr. Jesús Gracia Sánchez, por su paciencia, guía y dirección en el desarrollo de este trabajo y en mis estudios de posgrado.

A la Facultad de Ingeniería de la UNAM y los profesores que infundieron y reafirmaron mi amor por la ingeniería y la hidráulica.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, mi alma mater, porque *por mi raza hablará el espíritu.*

IMPLEMENTACION DE MODELOS UNIDIMENSIONALES
PARA LA SIMULACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO
DE SISTEMAS DE LAGUNAS Y CANALES

RESUMEN

En las últimas décadas, los modelos hidráulicos han pasado de ser sólo una herramienta complementaria a desempeñar un papel fundamental en la ingeniería hidráulica; tanto en el mundo académico, como en el comercial, se ha desarrollado un gran número de modelos para el análisis de problemas hidráulicos en una, dos o tres dimensiones.

Elegir adecuadamente el modelo que se emplearía para el estudio de un caso determinado, es fundamental para obtener buenos resultados. Para ello, es necesario considerar diversos factores, además de las características propias del caso: desde la base teórica del modelo, es decir, qué ecuaciones resuelve y mediante qué método; hasta los recursos disponibles para el desarrollo del proyecto.

En este trabajo se presenta un problema específico: la modelación de un sistema de canales y lagunas cuyo objetivo es regular grandes avenidas. Se plantea la posibilidad de emplear un modelo unidimensional ligado a otro bidimensional, o bien, simplificar el sistema y simular su funcionamiento mediante un modelo unidimensional. Este problema surgió de una necesidad real, que aquí se presenta como el caso de aplicación de la tesis planteada: el sistema de drenaje externo de la Zona Federal del Lago de Texcoco, cuyo replanteamiento fue necesario al decidir que en esta zona se construiría el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.

En este documento se presenta: en primer lugar, una breve descripción de la historia de los modelos hidráulicos y las principales diferencias entre ellos, así como las consideraciones hechas para elegir determinado tipo de modelo para simular un sistema de canales y lagunas; posteriormente, los factores a tomar en cuenta en tal modelación y, por último, la aplicación de lo anterior en un caso real.

ÍNDICE

RESUMEN.....	II
ÍNDICE.....	III
INTRODUCCIÓN.....	IV
OBJETIVOS.....	V
1. MODELACIÓN HIDRÁULICA.....	1
1.1. Evolución de la modelación hidráulica.....	1
1.2. Modelos unidimensionales.....	4
1.3. Modelos quasi-bidimensionales.....	8
1.4. Modelos bidimensionales.....	9
1.5. Comparación entre modelos 1D y 2D.....	12
2. SIMULACIÓN DE UN SISTEMA DE LAGUNAS Y CANALES.....	14
2.1. Características.....	14
2.2. Implementación de un modelo unidimensional.....	15
2.3. Implementación de un modelo bidimensional.....	16
3. CASO DE APLICACIÓN: ZONA FEDERAL DEL LAGO DE TEXCOCO.....	17
3.1. Antecedentes.....	17
3.2. Hidrología.....	19
3.3. Proyecto del sistema de drenaje de la ZFLT.....	30
3.4. Modelación del funcionamiento hidráulico del sistema.....	39
3.5. Conclusiones sobre el drenaje de la ZFLT.....	84
3.6. Integración de los modelos de la ZFLT y el SPD-ZMVM.....	87
4. CONCLUSIONES GENERALES.....	113
4.1. Conclusiones sobre la modelación de sistemas de canales y lagunas.....	113
4.2. Conclusiones sobre la modelación del drenaje de la ZFLT.....	114
REFERENCIAS.....	116
ANEXO A. Abreviaturas.....	117

INTRODUCCIÓN

El rápido avance del cálculo numérico y de la capacidad de cómputo que se ha dado en las últimas décadas, ha permitido la evolución de la modelación matemática, hasta el punto en el que se han desarrollado sofisticados programas que resuelven complejos problemas hidráulicos en muy poco tiempo y en cualquier computadora personal.

Esto ha hecho que los modelos hidráulicos pasen de ser una mera herramienta complementaria a una necesidad, en un mundo en el que se enfrentan retos cada vez mayores para proporcionar servicios tan básicos como el abastecimiento de agua potable y el sistema de drenaje a grandes y densamente pobladas concentraciones urbanas, que a su vez deben de protegerse contra los fenómenos extremos de un clima cambiante y las consecuencias del deterioro ambiental.

Actualmente, se encuentran disponibles modelos que resuelven las variables hidráulicas en una, dos y tres dimensiones; que consideran factores como el transporte de sedimentos o la calidad del agua; que tienen como plataforma un sistema de información geográfica (SIG) y poderosas herramientas de pre y post-procesamiento; entre muchos otros más. La amplia gama de modelos existentes, tanto en el mercado comercial como en el académico, lleva entonces a plantearse cuál es el mejor modelo y cuál se debe emplear; la respuesta es tan extensa como extenso es el número de problemas a resolver mediante modelación hidráulica.

En este trabajo se presenta un problema específico: la modelación de un sistema de canales y lagunas cuyo objetivo es regular grandes avenidas. Se plantea la posibilidad de emplear un modelo unidimensional ligado a otro bidimensional, o bien, simplificar el sistema y simular su funcionamiento mediante un modelo unidimensional en una sola dimensión. Para lo cual se emplearon tres programas desarrollados por la misma institución: uno unidimensional diseñado especialmente para modelar ríos; otro unidimensional, diseñado para modelar sistemas de drenaje urbano y un bidimensional.

Cabe mencionar que este problema surgió de una necesidad real, que aquí se presenta como el caso de aplicación de la tesis planteada. Uno de los proyectos más ambiciosos, necesarios y estratégicos para nuestro país en las últimas décadas, es la construcción de un nuevo puerto aéreo en la Ciudad de México, que logre satisfacer la demanda actual y futura de pasajeros y operaciones. La ubicación de un aeropuerto de la magnitud requerida no es sencilla; después de años de estudios y análisis de las pocas alternativas existentes, en septiembre de 2014, el actual Presidente de México anunció que la construcción del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) se realizaría en la Zona Federal del Lago de Texcoco (ZFLT).

De este modo, la solución a un problema de transporte plantea un gran reto a la ingeniería hidráulica: la construcción del NAICM implicará la desaparición de una zona de regulación natural, que actualmente protege a la ciudad de las inundaciones que podrían provocar nuevos ríos que llegan a ella desde el oriente; los caudales generados por dichos ríos, que anteriormente eran regulados y aprovechados en la ZFLT, tendrán que desalojarse por el ya saturado sistema de drenaje de la Ciudad de México y, adicionalmente, tendrá que protegerse contra inundaciones a la nueva infraestructura de seguridad nacional.

Como solución a esta problemática, se planteó la rehabilitación y construcción de algunas lagunas y canales que conformarán un sistema de regulación, donde se controlarán los escurrimientos provenientes del oriente antes de ser descargados al drenaje de la ciudad.

El objetivo de modelar el sistema de canales y lagunas propuesto fue evaluar si el sistema tenía la capacidad de conducción y regulación suficientes para cumplir con lo anterior; así como las modificaciones que mejorarían el diseño y, en consecuencia, el funcionamiento hidráulico del sistema.

Por lo tanto, en este documento se presenta: en primer lugar, una breve descripción de la historia de los modelos hidráulicos y las principales diferencias entre ellos; así como las consideraciones hechas para elegir determinado tipo de modelo para simular un sistema de canales y lagunas; posteriormente, los factores a tomar en cuenta en tal modelación y, por último, la aplicación de lo anterior en un caso real: el sistema de drenaje externo del NAICM.

OBJETIVOS

- Evaluar la conveniencia de emplear modelos unidimensionales para simular el funcionamiento hidráulico de un sistema de canales y lagunas.
- Determinar las consideraciones necesarias para obtener resultados aceptables, cuando se emplea un modelo unidimensional para simular una laguna.
- Presentar un caso de aplicación en el que se empleó un modelo unidimensional para simular el funcionamiento hidráulico de un sistema de canales y lagunas.

1. MODELACIÓN HIDRÁULICA

1.1. Evolución de la modelación hidráulica

Hoy en día, es posible modelar en cualquier computadora personal y en un tiempo relativamente breve la inundación provocada por el desbordamiento de un río, el rompimiento de una presa, el funcionamiento de una estructura hidráulica, el sistema de drenaje de una ciudad, el fenómeno de golpe de ariete en un conducto y una infinidad más de fenómenos de carácter hidráulico. Lo cual no sería posible si no hubieran evolucionado en las últimas décadas, y con tanta rapidez, el cálculo y la modelación numéricos, así como la capacidad y disponibilidad de las computadoras.

De acuerdo con Bladé (2005), la historia de la modelación numérica se puede describir a través de cinco generaciones de modelos (Cunge, 1989; Abbot, 1991):

- La primera generación tuvo lugar a mediados del siglo pasado. Se refiere al uso de las primeras computadoras y de calculadoras programables para la resolución de ecuaciones.
- La segunda generación, en la década de 1960, se constituye de modelos numéricos que eran construidos por completo para el estudio de un problema específico.
- La tercera generación, que duró hasta mediados de los años 80, se dio por la creación de esquemas numéricos básicos con los que se resolvía un determinado tipo de problemas; este esquema, que podía adaptarse de manera relativamente fácil, servía como base para el desarrollo de un modelo específico. Fue ésta la generación que puso a los modelos entre las herramientas prácticas que podían adquirir las empresas de consultoría, lo que impulsó su desarrollo; aunque seguían siendo modelos complejos, en los que generalmente el desarrollador y el usuario eran la misma persona, y el cliente únicamente recibía los resultados.
- La cuarta generación surgió de la popularización de las computadoras personales, que después de los años 80 fueron no sólo cada día más potentes, sino también más asequibles. Esta generación de modelos está conformada por sistemas de modelación amigables, lo que permitió que los modelos tuvieran usuarios diferentes a los desarrolladores; aunque sí es indispensable que los usuarios cuenten con el suficiente conocimiento en hidráulica y el criterio necesario para que los modelos sean empleados de manera correcta y puedan realizar la interpretación de sus resultados. Una gran parte de los modelos que se emplean actualmente, pertenecen a esta generación.
- La quinta generación se ha venido desarrollando en este siglo y contempla sistemas que incluyen no sólo el modelo hidráulico, sino otros modelos complementarios y la lectura e integración de datos de forma automática y en tiempo real, que además

son capaces de procesar los resultados de manera que una persona sin amplios conocimientos en hidráulica puede visualizarlos fácilmente. Este tipo de modelos **"integrales" podrían, incluso, tomar decisiones por sí mismos.**

Los avances de la cuarta y, especialmente, de la quinta generación de modelos hidráulicos, los han afianzado como herramientas ya no sólo útiles, sino indispensables para el estudio de determinados problemas hidráulicos en los que se ha establecido la modelación numérica como un procedimiento estándar para resolverlos.

Por su parte, el acelerado crecimiento de la capacidad de cómputo permite emplear en la actualidad esquemas numéricos complejos, que a diferencia de los esquemas simplificados, representan la realidad con mucha mayor precisión.

Debido a la facilidad de su programación y, en ocasiones, a la falta de hidrogramas que describan la variación del gasto a lo largo del tiempo, la simplificación más utilizada ha sido la de flujo unidimensional bajo régimen permanente gradualmente variado. Este modelo se basa en la ecuación de conservación de la energía entre dos secciones, aunque también emplea la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento para fenómenos locales y ecuaciones semiempíricas para estructuras especiales (Bladé, 2005).

La modelación unidimensional del flujo en régimen permanente es de gran utilidad cuando no es indispensable conocer la variación del flujo en el tiempo. En el caso en que se desee conocer los niveles máximos generados por una avenida, proporciona resultados del lado de la seguridad, si el gasto máximo del hidrograma se introduce como gasto constante en el cálculo a régimen permanente. Asimismo, este tipo de modelos pueden emplearse como apoyo para la construcción de un modelo más sofisticado, con flujo en régimen no permanente; pues sirve para determinar las condiciones iniciales de éste último con precisión y rapidez.

Sin embargo, no se debe perder de vista el hecho de que las suposiciones necesarias para el cálculo del flujo permanente limitan la representación de fenómenos reales; los cuales pueden representarse mejor mediante el análisis del flujo no permanente, que puede ser gradual o rápidamente variado.

El flujo no permanente, tanto gradual como rápidamente variado, se describe a través de las ecuaciones de Saint Venant, deducidas por el matemático e ingeniero francés Adhémar Jean Claude Barré de Saint Venant en 1871. Dado que estas ecuaciones no pueden resolverse por métodos analíticos en el caso de geometrías reales, el desarrollo de los métodos numéricos y de la capacidad de las computadoras fue fundamental para modelar el flujo no permanente.

Antes de que se desarrollaran esquemas numéricos que resolvieran eficientemente las ecuaciones completas, se utilizaban métodos que las resuelven de forma simplificada; es decir, que eliminan uno de los términos de la ecuación del movimiento.

Entre estos métodos están: los hidrológicos, que desprecian por completo la ecuación del movimiento; el método de la onda cinemática, que sólo considera los términos de fricción y pendiente; el método de la onda difusiva, que además considera los términos de presión y el método de la onda dinámica cuasi-permanente, que sólo elimina el término de la aceleración local. El empleo de estos métodos se justificaba hasta hace unos años, antes de que las computadoras fueran tan potentes y veloces como ahora.

Para resolver las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión, de forma completa, existen tres tipos de métodos: el de las características, los de diferencias finitas y los de elementos finitos. El primero, utilizado desde los años 50, tienen la ventaja de aprovechar las propiedades físicas de transmisión de la información en el espacio y el tiempo; sin embargo, requiere de incrementos de tiempo de cálculo y discretizaciones espaciales muy pequeños; además, este método presenta problemas en el caso del flujo rápidamente variado.

Los métodos de diferencias finitas pueden ser explícitos o implícitos, en función de cómo encuentran la solución a lo largo del tiempo: si lo hacen punto por punto de la malla espacial, son explícitos; mientras que se llama implícitos a aquellos que resuelven de forma conjunta todos los puntos de la malla para el mismo instante. La ventaja de este método es que permite distintas posibilidades de discretización en cuanto a localización de las variables de cálculo en la malla. La principal diferencia entre esquemas explícitos e implícitos, es que los primeros requieren de pasos de tiempo muy pequeños para mantener la estabilidad del modelo.

En cuanto a los elementos finitos, empleados principalmente en problemas estructurales, aunque ya se han utilizado para resolver las ecuaciones de Saint Venant, requieren de un mayor tiempo de cálculo y la discretización espacial se realiza mediante diferencias finitas. En el caso del análisis del flujo unidimensional, este tipo de métodos no mejora considerablemente el cálculo con diferencias finitas, pero sí lo complica.

Durante mucho tiempo, y hasta la fecha, se han empleado los modelos unidimensionales para analizar fenómenos bidimensionales, como el caso de la inundación generada por el desbordamiento de un río. No obstante, la necesidad de mejorar el cálculo del flujo, con el fin de resolver éste y muchos otros problemas, como la presencia de meandros en un río, las inundaciones costeras, la confluencia de dos ríos, etc., impulsó el desarrollo de los modelos bidimensionales.

La primera aproximación al cálculo de flujo bidimensional fue el uso de esquemas cuasi-bidimensionales, en los que las ecuaciones de Saint Venant resuelven el flujo en el cauce

principal y la planicie de inundación se representa mediante almacenamientos. Este tipo de esquemas constituía la mejor alternativa cuando la capacidad y velocidad de las computadoras distaban tanto de las actuales.

Al igual que en el cálculo del flujo unidimensional, las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones se pueden resolver mediante los mismos tres métodos: de las características, de diferencias finitas y de elementos finitos, con discretización en volúmenes finitos.

1.2. Modelos unidimensionales

Los modelos unidimensionales, como su nombre lo indica, consideran que el flujo sólo puede seguir una dirección, por lo que comúnmente se emplean para simular ríos, canales y conductos cuya geometría se puede definir por una línea longitudinal con una sección transversal asociada a cada punto.

Como ejemplo se muestra, en la Figura 1.2.1, un tramo del Emisor Poniente (uno de los principales elementos del drenaje de la Ciudad de México), representado en un modelo unidimensional mediante el eje del cauce; asimismo, se muestran algunas de sus secciones transversales: al inicio, en medio y al final del tramo analizado.

Aunque ya se describió un panorama general de los modelos unidimensionales, así como de las ecuaciones que resuelven y mediante qué métodos, a continuación se describe con un poco más de detalle la base teórica de estos modelos.

Se presenta en primer lugar el caso del régimen permanente gradualmente variado, por ser el modelo más simple utilizado para simular flujo en cauces. A continuación se exponen las características del flujo no permanente y las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión.

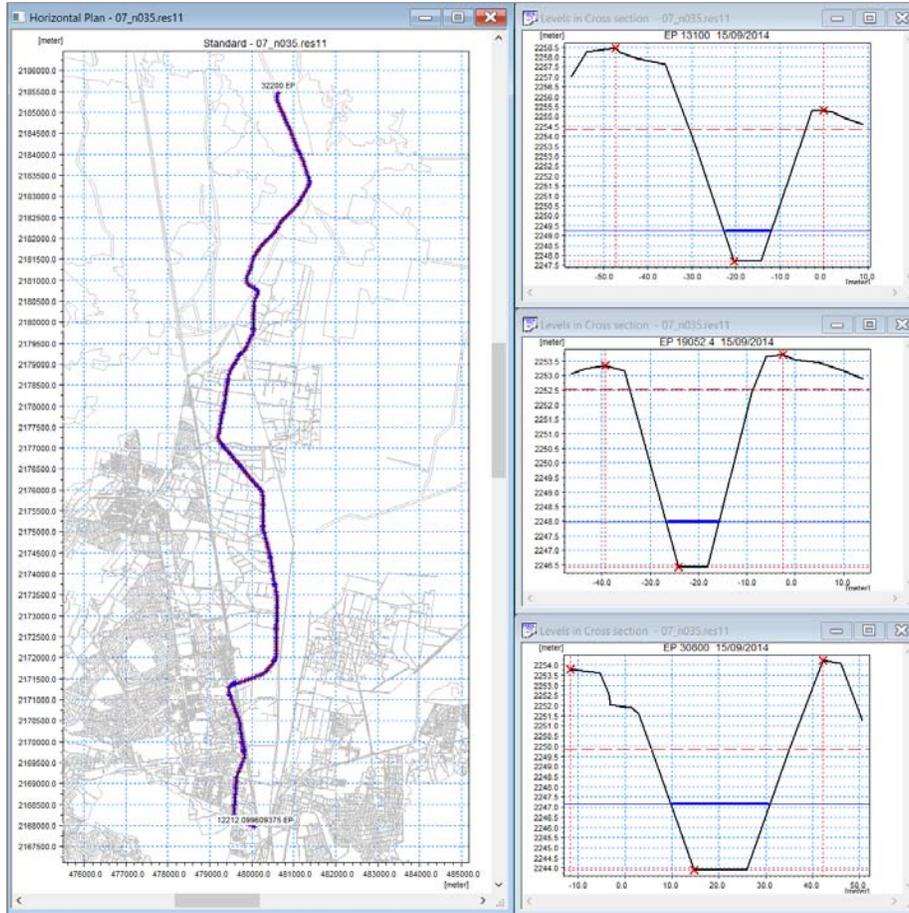


Figura 1.2.1 Representación de un canal en un modelo unidimensional, trazo y secciones transversales.

1.2.1. Régimen permanente gradualmente variado

Aun cuando los esquemas numéricos de los modelos que analizan el flujo bajo este tipo de régimen son relativamente sencillos, poseen una gran versatilidad. Se emplean principalmente para representar tránsitos de avenidas, pero su eficacia radica en que pueden considerar cambios de régimen, cauces naturales con geometrías complejas, estructuras hidráulicas como puentes y alcantarillas, e incluso, planicies de inundación.

Las hipótesis bajo las cuales funcionan estos modelos son:

- El caudal es constante a lo largo de todo el cauce o canal en estudio, sin variaciones temporales; aunque sí puede variar espacialmente.
- Son de fondo fijo.
- Son estrictamente unidimensionales, de manera que las líneas de flujo son siempre paralelas al eje del cauce.
- La distribución de presiones en la vertical es hidrostática.

De manera que el flujo puede ser descrito mediante la ecuación de conservación de la energía, también conocida como ecuación de Bernoulli:

$$\frac{d}{dx} \left(z + y + \alpha \frac{v^2}{2g} \right) = -I \quad (1.2.1)$$

Donde:

x	Abscisa, positiva en el sentido del flujo.
z	Elevación de la plantilla respecto al plano de referencia.
y	Tirante.
v	Velocidad media de la sección.
g	Aceleración de la gravedad.
I	Pendiente hidráulica, evaluada mediante la fórmula de Manning.
α	Coefficiente de Coriolis.

En la que la pendiente hidráulica representa las pérdidas de energía por unidad de peso y por unidad de longitud, que calculadas mediante la fórmula de Manning resultan:

$$I = \frac{n^2 v^2}{Rh^{4/3}} \quad (1.2.2)$$

Donde:

n	Coefficiente de rugosidad de Manning.
v	Velocidad media en la sección considerada.
Rh	Radio hidráulico de la sección.

1.2.2. Régimen no permanente en una dimensión

El régimen no permanente se puede clasificar como:

- Gradualmente variado, cuando los cambios en el tirante y el gasto se dan en tiempos y distancias largos; como el tránsito de una avenida en un río.
- Rápidamente variado, cuando el tirante y gastos cambian en un tiempo muy breve y una distancia muy corta; como un salto hidráulico o el frente de onda producido por la rotura de una presa.

Ambos tipos de régimen pueden describirse por medio de las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión, las cuales se deducen bajo las siguientes hipótesis:

- El agua es incompresible y homogénea; es decir, no hay variaciones en la densidad.
- La longitud de onda es grande en comparación de la profundidad del agua; lo que garantiza que en cualquier punto se pueda considerar que el flujo es paralelo al

fondo y, por tanto, las aceleraciones verticales son despreciables y la distribución de presiones en la vertical es hidrostática.

- La pendiente del fondo del cauce o plantilla del canal es pequeña, de manera que el coseno del ángulo entre el fondo y la horizontal puede considerarse igual a 1.
- El fondo es fijo.

Las ecuaciones de Saint Venant resultan (DHI, 2013):

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (1.2.3)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gAI = \frac{f}{\rho} \quad (1.2.4)$$

Donde:

Q	Gasto.
A	Área de la sección.
q	Gasto de entrada lateral, por unidad de longitud.
h	Tirante.
α	Coefficiente de distribución del momentum.
I	Término de la resistencia del flujo, en forma de pendiente de fricción.
f	<i>Momentum forcing</i> , por unidad de longitud.
ρ	Densidad del agua.

La ecuación 1.2.3 se denomina *ecuación de continuidad* y expresa la conservación de la masa; el volumen de agua entrante, Q , en la sección de longitud x , es equilibrado por un incremento en el área de la sección, A .

Mientras que la ecuación 1.2.4 es conocida como *ecuación del momentum* y expresa la conservación del momentum o cantidad de movimiento. Los dos primeros términos del lado izquierdo representan las fuerzas inerciales (aceleración local y convectiva) el tercer término, las fuerzas debidas a la gravedad y, el último, la fricción. El lado derecho representa un *momentum forcing* externo (cantidad de movimiento forzada externamente). Cabe mencionar que el término de fricción puede expresarse de diferentes formas, generalmente en términos de coeficientes de flujo permanente).

1.3. Modelos quasi-bidimensionales

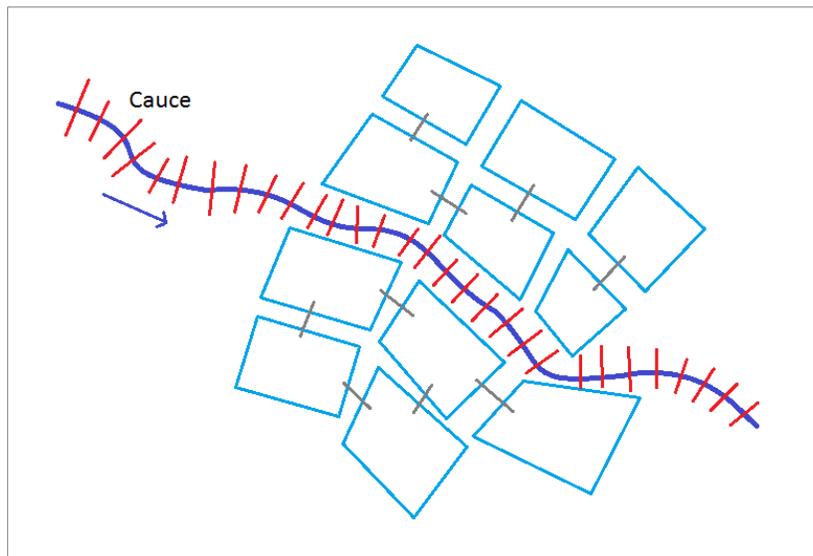
La necesidad de estudiar fenómenos en los que el flujo es eminentemente bidimensional, obligó a buscar la forma de modelarlos a pesar de las limitaciones computacionales que se tenían anteriormente; lo que llevó al desarrollo de los modelos cuasi-bidimensionales, que constituyeron el primer paso hacia la modelación de planicies de inundación de ríos. Aún ahora, este tipo de modelos son una solución de bajo costo, y se emplea cuando la información topográfica disponible no es suficiente para armar un modelo bidimensional o cuando sólo se requiere de una aproximación práctica.

Al igual que en los modelos unidimensionales, los cuasi-bidimensionales resuelven las ecuaciones de Saint Venant (ecuaciones 1.2.3 y 1.2.4), para describir el flujo dentro del cauce; mientras que la planicie de inundación es representada por celdas de almacenamiento conectadas con el cauce y entre sí (Figura 1.3.1), que cumplen con la ecuación de continuidad (Bladé, 2008):

$$A_k \frac{\partial z_k}{\partial t} = \sum_i Q_{ki}(z_k, z_i) \quad (1.3.1)$$

Donde:

- A Área de la celda k .
- z_k Nivel del agua en la celda k .
- z_i Nivel del agua en la celda i .
- Q_{ki} Gasto de transferencia entre las celdas k y i .



Fuente: Cea y Bladé, 2008.

Figura 1.3.1 Representación de la planicie de inundación en un modelo cuasi-bidimensional.

El gasto de transferencia entre dos celdas se puede calcular de diferentes formas, como la ecuación de Manning o la ecuación de un vertedor.

1.4. Modelos bidimensionales

El desarrollo de modelos bidimensionales prácticos comenzó cuando la capacidad y velocidad de las computadoras hicieron factible resolver las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones para mallas que representaran un problema real.

Los modelos bidimensionales tienen diversas aplicaciones tanto en hidráulica fluvial como marítima; en el primer caso se emplean, por ejemplo, para el estudio de la planicie de inundación de un río, el comportamiento del flujo en un meandro ante una avenida; el análisis del flujo en un río que presenta varios ensanchamientos y estrechamientos que provocan recirculación del flujo, etc.

La principal diferencia entre los modelos unidimensionales y bidimensionales es que los primeros sólo consideran la velocidad media en la sección transversal, bajo la suposición de que su dirección es perpendicular a ella; mientras que los modelos bidimensionales emplean las dos componentes de la velocidad promediada en su profundidad. Estas componentes son (Bladé, 2008):

$$U_x = \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_s} \bar{u}_x dz \quad (1.4.1)$$

$$U_y = \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_s} \bar{u}_y dz \quad (1.4.2)$$

$$h = z_s - z_b \quad (1.4.3)$$

Donde:

U_x, U_y	Componentes horizontales de la velocidad promediada en la profundidad.
\bar{u}_x, \bar{u}_y	Componentes horizontales de la velocidad tridimensional.
z_b	Elevación del fondo.
z_s	Elevación de la superficie libre del agua.
h	Tirante.

Por lo tanto, los modelos bidimensionales trabajan sobre un dominio en dos dimensiones con tres variables definidas en cada punto del dominio: el tirante y las dos componentes horizontales de la velocidad. Las ecuaciones que describen la evolución de estas variables son las de Saint Venant en dos dimensiones, también llamadas *ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad*, y se expresan (Bladé, 2008):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = 0 \quad (1.4.4)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} \\ = -gh \frac{\partial h}{\partial x} - gh \frac{\partial z_b}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} + 2\Omega h \operatorname{sen} \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} \end{aligned} \quad (1.4.5)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} \\ = -gh \frac{\partial h}{\partial x} - gh \frac{\partial z_b}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} + 2\Omega h \operatorname{sen} \lambda U_x + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} \end{aligned} \quad (1.4.6)$$

Donde:

- g Aceleración de la gravedad.
- τ_s Fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento.
- τ_b Fricción debida al rozamiento de fondo.
- ρ Densidad del agua.
- Ω Velocidad angular de rotación de la Tierra.
- λ Latitud del punto considerado.
- $\tau_{xx}^e, \tau_{yy}^e, \tau_{xy}^e$ Tensiones tangenciales efectivas horizontales.

Adicionalmente, las ecuaciones pueden considerar variaciones en la presión atmosférica y aportaciones puntuales o distribuidas de caudal (Bladé, 2008). En su forma más general pueden incluir los efectos de: la presión hidrostática, la pendiente de fondo, el rozamiento de fondo, las tensiones tangenciales viscosas, las tensiones tangenciales turbulentas, el rozamiento superficial por viento y la fuerza de Coriolis.

Las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones se deducen promediando en la profundidad las ecuaciones tridimensionales de Reynolds, para lo cual se hacen las siguientes hipótesis:

- La profundidad es mucho menor que la dimensión horizontal, lo que permite suponer una distribución de presiones hidrostática en la vertical. Esta suposición se cumple razonablemente en ríos y corrientes generadas en estuarios y zonas costeras.
- La velocidad es homogénea en la vertical. Lo cual también se cumple de forma general en ríos y estuarios, excepto si existen flujos locales tridimensionales.

La solución de las ecuaciones 1.4.4 a 1.4.6 se obtiene mediante métodos numéricos, discretizando las ecuaciones en una malla de cálculo bidimensional que representa la batimetría de la zona en estudio (o topografía de la planicie de inundación); dichas mallas se clasifican como estructuradas y no estructuradas.

Las mallas estructuradas están constituidas por una matriz de celdas cuadrangulares, de manera que cada una puede identificarse por sus índices (i, j) . Su principal ventaja, desde el punto de vista del cálculo numérico, es su eficiencia, tanto en lo que respecta a los algoritmos de programación como a su precisión; sin embargo, mediante estas mallas es difícil representar geometrías sumamente irregulares.

Las mallas no estructuradas pueden conformarse por elementos poligonales de distintos tamaños y formas; aunque generalmente se construyen con elementos triangulares. Al contrario de las estructuradas, este tipo de mallas es muy útil para representar de forma más real las irregularidades del terreno.

Como ejemplo, en la Figura 1.4.1 se muestra la representación mediante una malla estructurada de la topografía de una parte del suroriente de la Ciudad de México, con la que se modeló el desbordamiento del Canal General por una falla en sus bordos.

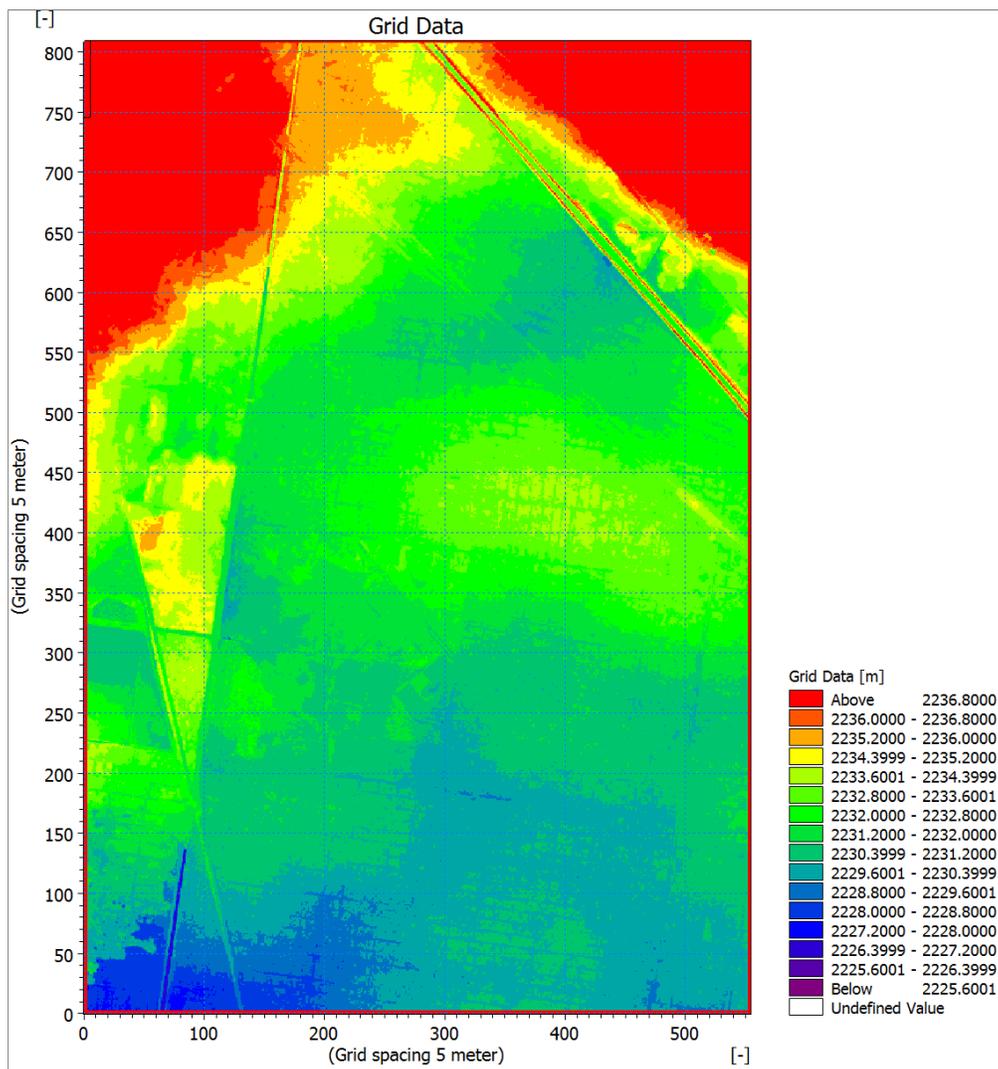


Figura 1.4.1 Topografía de una zona de la Ciudad de México, representada mediante una malla estructurada.

1.5. Comparación entre modelos 1D y 2D

Desde el punto de vista puramente hidráulico, la mayoría de las veces es fácil determinar cuál sería el mejor modelo a emplear en el análisis de determinado fenómeno o para resolver un problema en específico; sin embargo, esta decisión muchas veces depende no sólo del tipo y régimen de flujo que se presenta, sino que es necesario considerar muchos otros factores, algunos propios del cálculo y la modelación numérica, y otros relacionados a los recursos que tiene disponibles el modelador.

De manera general, en la Tabla 1.5.1 se resumen las ventajas de los modelos unidimensionales y bidimensionales, aunque cabe recordar que éstas pueden variar en función de las características específicas del estudio que se quiere llevar a cabo.

Tabla 1.5.1 Ventajas de los modelos unidimensionales y bidimensionales.

CARACTERÍSTICAS	MODELOS 1D	MODELOS 2D
Insumos	✓	
Complejidad en su construcción	✓	
Requerimientos computacionales	✓	
Tiempo de cálculo	✓	
Aproximación a la realidad		✓
Complejidad de sus resultados		✓
Visualización de resultados		✓
Costo	✓	

Se considera que en los primeros cuatro rubros (insumos, complejidad de construcción, requerimientos computacionales y tiempo de cálculo) tienen mayores ventajas los modelos unidimensionales debido a la sencillez de las ecuaciones y esquemas numéricos en los que se basan:

- Se puede armar un modelo unidimensional con mucha menos información que un modelo bidimensional. En el primer caso únicamente se necesita definir un eje, a través del cual fluye el agua, y secciones transversales que describan la geometría del cauce o conducto; mientras que en el segundo, se requiere la representación digital de toda la zona de estudio, es decir, la elevación en cada una de las celdas de la malla.

- Los datos y parámetros que se introducen en un modelo unidimensional son muchos más sencillos que los que requiere un bidimensional, por lo que el tiempo de construcción y calibración del primero es menor.
- Dada la complejidad de las ecuaciones y esquemas numéricos que resuelven los modelos bidimensionales, éstos requieren de computadoras más potentes; asimismo, consumen un mayor tiempo de cálculo. Aunque lo anterior está directamente relacionado con el tamaño y complejidad del estudio, es frecuente que los usuarios de modelos bidimensionales prefieran el uso de computadoras con un mayor número de núcleos y procesadores de mayor velocidad.

Por otra parte, dado que los modelos bidimensionales requieren de menos suposiciones y las ecuaciones, en general, consideran un mayor número de efectos, son capaces de representar la realidad de forma más certera, proporcionando resultados para cada uno de los puntos de la malla de cálculo. Además, a partir de los resultados de un modelo bidimensional se pueden crear gráficos y videos que representan lo que sucede de una forma bastante más gráfica y visual (Figuras 1.5.1 y 1.5.2).

En lo que respecta al costo, cabe resaltar que en la actualidad existe un gran número de modelos de uso libre, desarrollados por diversas universidades e instituciones alrededor del mundo; no obstante, existe también una gran oferta de modelos comerciales que funcionan bajo licencia, dentro de los cuales los unidimensionales suelen ser de mucho menor costo en relación a los bidimensionales.

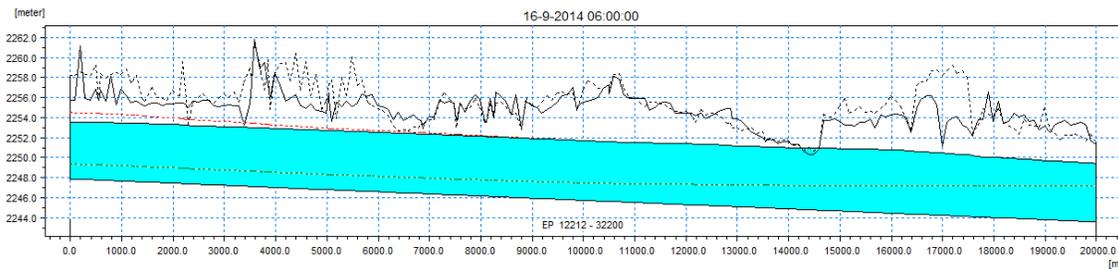


Figura 1.5.1 Resultados de un modelo unidimensional: perfil hidráulico de un río.

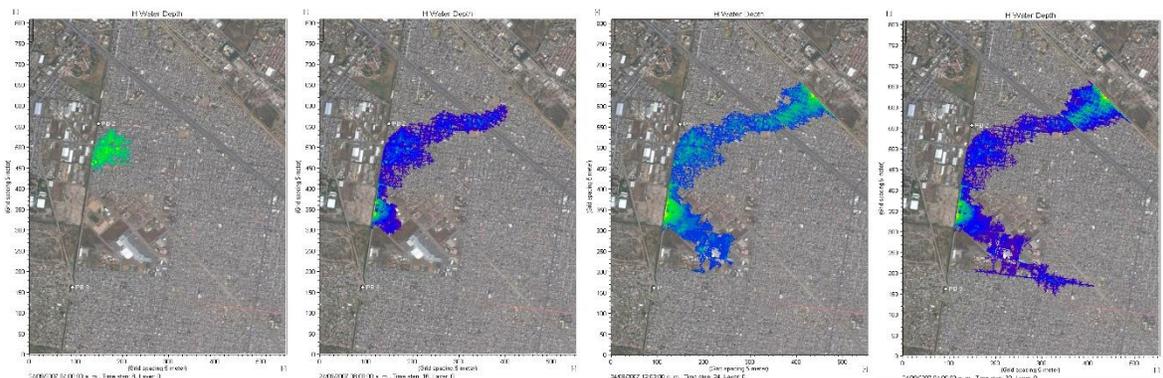


Figura 1.5.2 Resultados de un modelo bidimensional: evolución de una inundación.

2. SIMULACIÓN DE UN SISTEMA DE LAGUNAS Y CANALES

2.1. Características

El tipo de simulación hidráulica al que se refiere el presente trabajo es un sistema de drenaje pluvial conformado por canales y lagunas conectados entre sí por compuertas que controlan el flujo; cuya función principal es recibir y regular las avenidas provenientes de varios ríos que se incorporan al sistema en distintos sitios.

Desde el punto de vista de la modelación hidráulica, el sistema se constituye por:

- Conductos con flujo a superficie libre y régimen no permanente gradualmente variado, que pueden ser fácilmente simulados mediante un modelo que resuelva las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión.
- Cuerpos de agua de gran extensión, donde el flujo tiene dos dimensiones, por lo que se requeriría un modelo que resuelva las ecuaciones de aguas someras promediadas en la profundidad para describir el comportamiento real del flujo.
- Estructuras hidráulicas especiales que permiten limitar la descarga de una estructura a otra bajo determinadas condiciones de tiempo o de nivel de agua.

Dado lo anterior, la modelación ideal de este sistema implicaría utilizar un modelo que simulara el flujo en los canales y las estructuras de control en una dimensión; otro para el análisis de las lagunas, en dos dimensiones, y otro que ligara los dos anteriores.

No obstante, como ya se ha mencionado, el modelador debe tomar en cuenta otros factores antes de decidir qué modelo emplear para resolver un problema en específico. En este sentido, este trabajo plantea la posibilidad de analizar un sistema como el arriba descrito únicamente utilizando un modelo unidimensional de flujo no permanente.

Aunque el número de modelos disponibles es muy grande, tanto en una, como en dos dimensiones, en el presente trabajo se utilizaron dos modelos creados por el mismo desarrollador: el *Danish Hydraulic Institute* (DHI).

2.2. Implementación de un modelo unidimensional

En lo que se refiere a una dimensión, el DHI ha creado dos modelos:

- MIKE 11, que es un paquete de programas desarrollado para simular el flujo, la calidad del agua y el transporte de sedimentos en ríos, canales, estuarios y otros cuerpos de agua.
- MOUSE, que forma parte de MIKE URBAN y es un programa diseñado especialmente para modelar sistemas de drenaje urbano.

Ambos modelos son capaces de simular: canales prismáticos, cauces naturales, conductos cerrados que funcionan con flujo a superficie libre y estructuras especiales como puentes, alcantarillas, vertedores, plantas de bombeo, entre otros. En realidad, el motor de cálculo de ambos es el mismo, resuelve las mismas ecuaciones y emplea el mismo esquema numérico; pero cada uno tiene ciertas particularidades que lo hacen óptimo para lo que fueron diseñados:

- La forma en la que se introducen los datos es diferente; mientras que MIKE 11 privilegia el procesamiento de topografías de cauces naturales, MOUSE facilita el armado con conductos de secciones geométricas y la inclusión de pozos y lumbreras.
- MOUSE es capaz de calcular el flujo en conductos que en ocasiones trabajan a superficie libre y otras veces funcionan a presión.
- MIKE 11 incluye un módulo para simular la rotura de una presa y cuenta con más herramientas para la definición de puentes.

Aunque el problema, en su forma general, pudo ser estudiado con cualquiera de los dos modelos, se optó por analizarlo mediante MOUSE, dado que el caso de aplicación que se describe en este documento es un sistema de drenaje urbano. Por lo que a continuación se detalla un poco más el funcionamiento de este último.

MIKE URBAN, combina una plataforma de sistema de información geográfica (ArcGIS) con los diferentes motores de cálculo con los que cuenta, entre los cuales está MOUSE, que resuelve las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión.

Para resolver las ecuaciones de Saint Venant, MOUSE emplea un esquema implícito de diferencias finitas desarrollado por Abbot y Ionescu (1967), cuya solución es únicamente apropiada para flujo subcrítico, que es precisamente el tipo de flujo que se presenta en el caso en estudio; sin embargo, aun cuando en algún tramo se presentara flujo supercrítico, MOUSE hace una simplificación de los términos no lineales de las ecuaciones de Saint

Venant, lo que permite describir de manera bastante aproximada el flujo supercrítico (DHI, 2013).

Como ya se mencionó, el programa se puede emplear aun cuando los elementos del sistema funcionen a tubo lleno; a pesar de que las ecuaciones de Saint Venant son válidas sólo en flujo a superficie libre. Para lograr lo anterior, el programa generaliza estas ecuaciones y aplica un artificio, mediante el cual supone la existencia de una pequeña abertura en la parte superior del conducto. Asimismo, con el fin de suavizar el cambio entre el cálculo del flujo a superficie libre y el presurizado, considera una transición suave entre la geometría real y la abertura ficticia, de manera que la estabilidad del modelo se mantenga sin afectar la precisión del cálculo significativamente (DHI, 2013).

2.3. Implementación de un modelo bidimensional

Para el análisis del flujo no permanente a superficie libre, en dos dimensiones, el DHI desarrolló el paquete MIKE 21, enfocado en un inicio a ambientes marinos y, posteriormente, adaptado a planicies de inundación. Se trata de un paquete capaz de simular procesos físicos, químicos y biológicos en lagos, estuarios, bahías, zonas costeras y mar adentro, considerando efectos como: la resistencia en el fondo, el viento, gradientes de presión atmosférica, la fuerza de Coriolis, fuentes y sumideros, evaporación, áreas secas y mojadas, entre otros.

El flujo se modela a través de su módulo hidrodinámico, que resuelve las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones, por medio de un esquema implícito de diferencias finitas; para lo cual se puede emplear tanto una malla estructurada como una flexible (no estructurada).

De acuerdo con el DHI (2013), el esquema que emplea MIKE 21 es conocido como *Alternating Direction Implicit* (ADI). La matriz de ecuaciones que resulta de cada dirección y cada línea de la malla es resuelta por el algoritmo llamado *Double Sweep* (DS).

3. CASO DE APLICACIÓN: ZONA FEDERAL DEL LAGO DE TEXCOCO

3.1. Antecedentes

Antes de la llegada de los españoles, el lago de Texcoco era uno de los cinco lagos que cubrían la mayor parte del Valle de México. Alimentados por los grandes caudales provenientes de las elevaciones montañosas que los rodeaban, incluso llegaban a unirse en la temporada de lluvias y a abarcar la quinta parte de la superficie de la Cuenca del Valle de México; es decir, aproximadamente 2 000 km².

Sobre una isla ubicada al poniente de este lago, se asentó la capital de uno de los imperios precolombinos más importantes, la ciudad de Tenochtitlán; que posteriormente se convertiría en la capital de la Nueva España y, actualmente, en la de México. Sin embargo, por su ubicación, sus habitantes iniciaron una lucha constante contra las inundaciones: primero, a través del control del nivel en los lagos y, posteriormente, con la construcción de salidas artificiales para el agua, lo que llevó a la casi desaparición de los lagos (Figura 3.1.1).

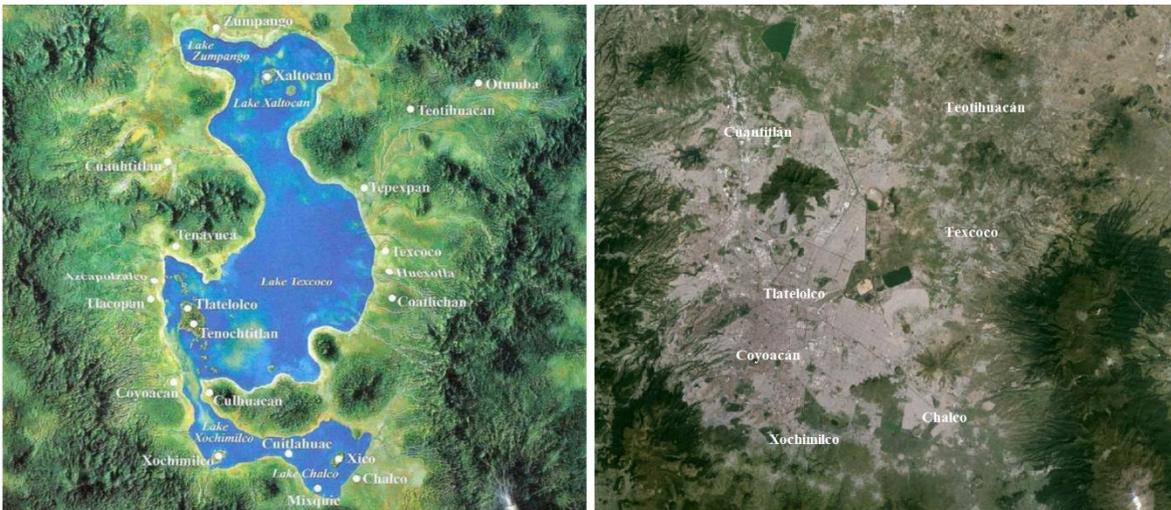


Figura 3.1.1 El Valle de México en el siglo XIV y actualmente.

Prácticamente, todo el lago de Texcoco ha sido desecado y reemplazado por edificaciones urbanas; aunque una pequeña parte ha sido conservada gracias a programas como el Plan Lago Texcoco y el Programa de Rescate Hidroecológico del Lago de Texcoco, implementados en 1971 por la entonces Secretaría de Recursos Hidráulicos, con el fin de promover su sustentabilidad hidroecológica y recuperar la zona degradada (Conagua, 2012). En el marco de dichos programas, se estableció la Zona Federal del Lago de Texcoco (ZFLT); un área de 123 km² de extensión, que cuenta con un sistema de lagunas y canales artificiales y ha sido protegida de ser urbanizada.

Hasta ahora, la ZFLT ha servido para evitar inundaciones en la Ciudad de México, dado que en ella se regulan los caudales de nueve ríos que fluyen desde el oriente, que de otra forma tendrían que ser drenados a través del Sistema Principal de Drenaje de la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM); así como parte de los volúmenes de aguas pluviales generados en la ciudad, que son conducidos y bombeados a cuerpos de agua que se localizan dentro de ella.

No obstante la importante función hidrológica que cumple la ZFLT, desde el año 2000 surgieron iniciativas para construir ahí un nuevo puerto aéreo. Después de años de estudios y análisis de ésta y otras alternativas, en septiembre de 2014, se anunció oficialmente que el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) formaría parte de los proyectos estratégicos del Programa Nacional de Infraestructura 2014-2018; el cual permitirá satisfacer la demanda actual y futura, con una capacidad máxima de 120 millones de pasajeros y la operación de seis pistas (tres simultáneas) al concluir su fase final (SCT, 2014), convirtiéndose así en el tercer aeropuerto más grande del mundo (Figura 3.1.2).

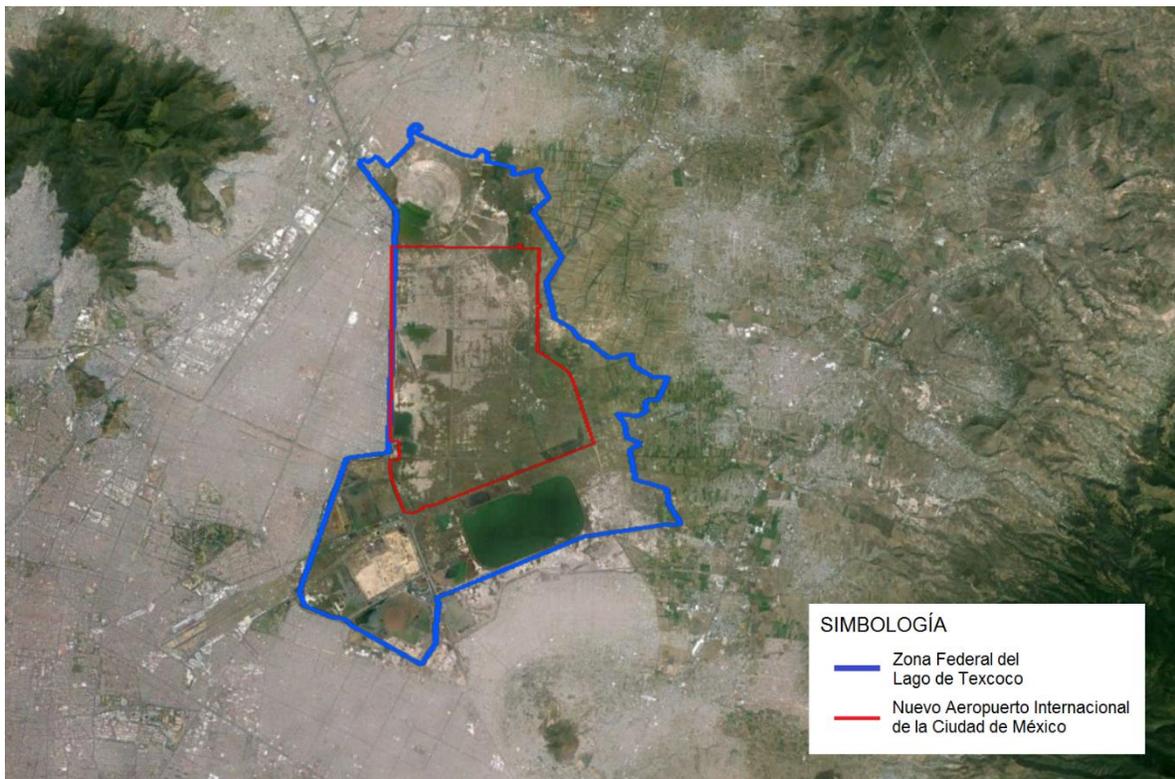


Figura 3.1.2 Delimitación de la ZFLT y el NAICM.

Construir el NAICM en la zona del lago de Texcoco implica la eliminación de una zona de regulación natural; así como la necesidad de desalojar los escurrimientos provenientes de oriente, por el ya saturado sistema de drenaje de la Ciudad de México; además, establece la imperante necesidad de proteger del peligro de inundación a una zona de seguridad

nacional, cuyas aguas residuales y pluviales, también se tendrán que desalojar por el Sistema Principal de Drenaje de la ZMVM (SPD-ZMVM).

Lo anterior ha llevado a la planeación de un nuevo sistema de drenaje y regulación de la ZFLT, que contempla la eliminación o modificación de algunos de los cuerpos de agua existentes y la construcción de nuevos drenes y lagunas con una capacidad mayor a los 27 hm³. Aunque dicho volumen es mayor a los volúmenes que se ha estimado que generarían tormentas de 1 y 8 días de duración y 50 años de periodo de retorno (eventos considerados como críticos para este proyecto), era necesario analizar si el sistema tenía la capacidad hidráulica suficiente para conducir los volúmenes necesarios, sin desbordarse antes de ser descargados a los cuerpos de regulación y al SPD-ZMVM.

3.2. Hidrología

3.2.1. Cuencas tributarias de la ZFLT

La desecación de los lagos y el explosivo crecimiento de la Ciudad de México, y por lo tanto, de su sistema de drenaje, han ido modificando constantemente el funcionamiento hidrológico del Valle de México, y las cuencas tributarias a la ZFLT no son la excepción. Los ríos que fluyen o fluían desde el oriente al lago de Texcoco, de norte a sur son:

- San Juan Teotihuacán (SJT).
- Papalotla (PAP).
- Xalapango (XAL).
- Coxcacoco (COX).
- Texcoco (TEX).
- Chapingo (CHA).
- San Bernardino (SBE).
- Santa Mónica (SMO).
- Coatepec (COA).
- Río de La Compañía.
- Amecameca.

Los primeros nueve ríos son conocidos como *ríos del oriente* y siguen descargando de forma directa en la ZFLT; al contrario de los ríos de La Compañía y Amecameca.

El Río de La Compañía fue encauzado desde aguas arriba y en la actualidad descarga en el Dren General del Valle (Figura 3.2.1), cuyo caudal es desalojado de la cuenca por medio del Gran Canal del Desagüe, a menos que se requiera controlarlo y se bombee hacia la laguna Casa Colorada, que se localiza al oriente de la ZFLT. Cabe mencionar que, el Dren General del Valle, y en consecuencia la laguna Casa Colorada, también reciben desde el sur y el poniente los gastos de los ríos Churubusco y Los Remedios.

Por su parte, el río Amecameca está conectado con la zona de Tláhuac, pero también con la ZFLT; por medio del Canal General y, en un futuro, el Túnel Canal General (en construcción), parte de su caudal es conducido al Río de La Compañía, por medio del cual se descarga en el Dren General del Valle (Figura 3.2.1).

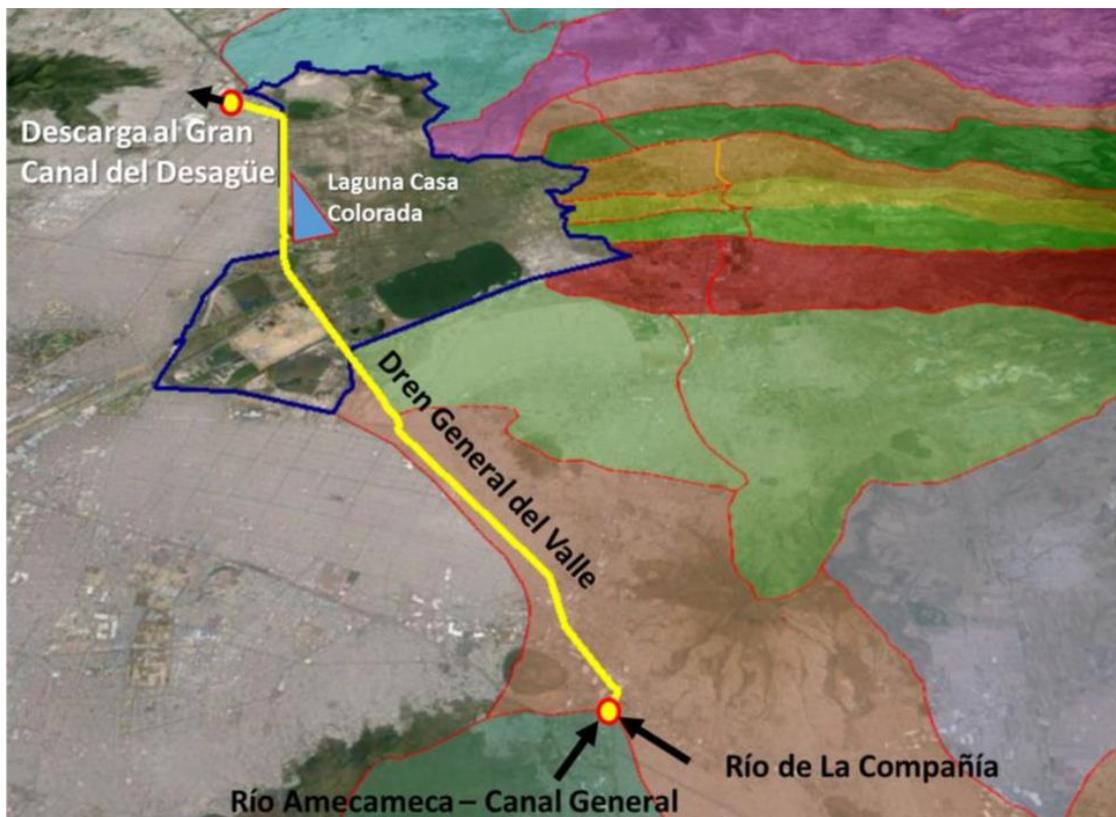


Figura 3.2.1 Descarga de los Ríos de La Compañía y Amecameca (Canal General) en el Dren General del Valle.

Por lo tanto, para el desarrollo del presente estudio, sólo se consideraron las cuencas de los nueve ríos de oriente. Estas cuencas abarcan un área total de 1 251 km² (ASA, 2013), que representan el 13% de la superficie de la Cuenca del Valle de México, la cual es de 9 617 km² (Figura 3.2.2).

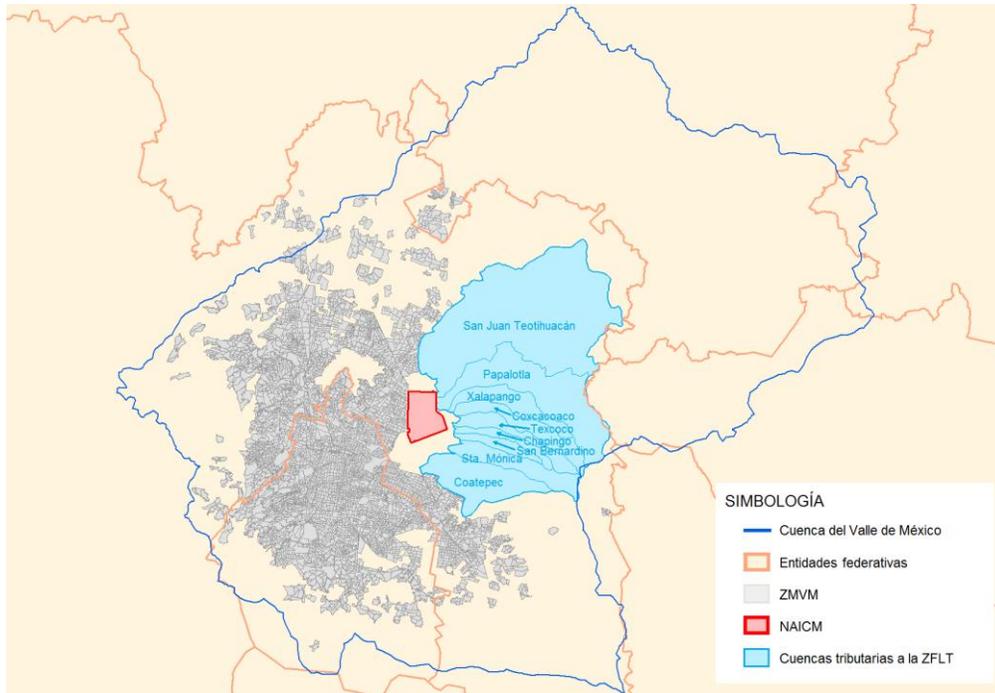


Figura 3.2.2 Cuenca del Valle de México y cuencas tributarias de la ZFLT.

3.2.2. Hidrogramas de diseño

Como se irá especificando conforme se avance en la descripción del proceso de modelación, para llevar a cabo el presente estudio se simularon diferentes hidrogramas.

En primer lugar, se tomó como base el *Estudio hidrológico de los ríos del oriente del Valle de México*, elaborado por Aeropuertos y Servicios Auxiliares (ASA), en 2013; dado que fue la base del diseño conceptual de las estructuras y lagunas que regularán la ZFLT después de la construcción del NAICM. Dentro de este mismo estudio se fueron planteando distintos hidrogramas, calculados bajo diferentes consideraciones hidrológicas, que se resumen en esta sección. Posteriormente, y con el fin de mejorar la precisión de los resultados del estudio, se afinaron los hidrogramas de ASA que habían sido considerados como definitivos.

Las principales características de las cuencas en estudio se presentan en la Tabla 3.2.1: área, longitud y pendiente del cauce principal, tiempo de concentración, coeficientes de escurrimiento y factor de simultaneidad.

Los coeficientes de escurrimiento se calcularon no sólo para las condiciones actuales, sino también para las futuras. Se realizó una proyección del uso de suelo para el 2040, con el fin de evaluar el funcionamiento del sistema considerando el hecho de que la construcción del NAICM provocará el crecimiento de la mancha urbana en la zona contigua.

Bajo la consideración de que los gastos pico no se presentarían al mismo tiempo en el punto de salida de todas las cuencas y que, por lo tanto, la suma aritmética de ellos representa una sobreestimación del gasto total que fluye a la ZFLT, ASA realizó un análisis de simultaneidad de los escurrimientos. Dicho análisis consistió en comparar los gastos que se obtendrían en caso de que los picos sí se presentaran simultáneamente, contra los gastos que se tendrían en una confluencia hipotética de todos los ríos, para lo cual se utiliza el concepto de cuenca virtual, que consiste en la equivalente a todas las cuencas en análisis donde se presenta un evento meteorológico.

Como se verá en la *Sección 3.4*, se planea que los ríos Teotihuacán, Papalotla, Xalapango, Coxacoaco, Texcoco, Chapingo y San Bernardino descarguen al Canal Perimetral; mientras que los ríos Santa Mónica y Coatepec descargarán a los drenes Chimalhuacán I y II. Por ello se realizó el análisis de simultaneidad considerando dos cuencas, una para los primeros siete ríos y otra para los dos ríos del sur, de manera que se obtuvieran los factores de simultaneidad para ambos casos.

Tabla 3.2.1 Características de las cuencas tributarias.

CUENCA/CAUCE	ÁREA (km ²)	LONGITUD (km)	PENDIENTE -	t _c (h)	C _e actual -	C _e futuro -	F _{sim} -
San Juan Teotihuacán	578.28	37.17	0.006	7.54	0.0176	0.0913	0.550
Papalotla	227.72	48.90	0.010	7.79	0.0701	0.143	0.550
Xalapango	56.03	30.39	0.012	4.99	0.1046	0.222	0.550
Coxacoaco	62.96	34.25	0.027	4.04	0.1345	0.2159	0.550
Texcoco	70.18	30.50	0.020	4.12	0.0955	0.1976	0.550
Chapingo	22.60	23.45	0.018	3.53	0.2466	0.3435	0.550
San Bernerdino	44.25	21.40	0.015	3.55	0.1147	0.2137	0.550
Santa Mónica	61.03	32.25	0.027	3.87	0.1186	0.1451	0.698
Coatepec	127.89	22.30	0.015	3.67	0.0169	0.1189	0.698

Empleando el método de las 8 barras u 8 horas, ASA calculó los hidrogramas para condiciones actuales y para condiciones futuras, para los periodos de retorno (Tr) de 50 y 100 años; sin embargo, el diseño conceptual de las obras se realizó para un Tr de 50 años, considerando condiciones futuras, por lo cual se presentan sólo estos resultados en la Tabla 3.2.2 y la Figura 3.2.3.

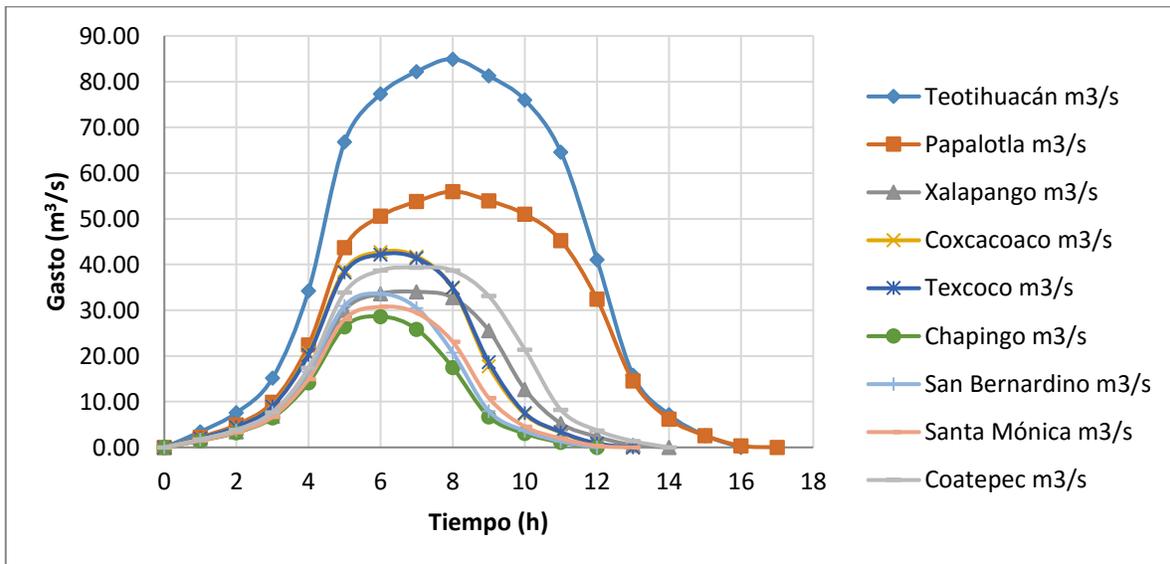
Los mismos hidrogramas afectados por los factores de simultaneidad, 0.550 para los siete ríos del norte y 0.698 para los ríos del sur, se resumen en la Tabla 3.2.3 y Figura 3.2.4.

CASO DE APLICACIÓN: ZONA FEDERAL DEL LAGO DE TEXCOCO

Tabla 3.2.2 Hidrogramas $Tr = 50$ años y $D = 1$ día, condiciones futuras, sin simultaneidad.

Tiempo (h)	SJT (m ³ /s)	PAP (m ³ /s)	XAL (m ³ /s)	COX (m ³ /s)	TEX (m ³ /s)	CHA (m ³ /s)	SBE (m ³ /s)	SMO (m ³ /s)	COA (m ³ /s)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	3.44	2.25	1.55	2.07	2.04	1.47	1.72	1.52	1.75
2	7.57	4.96	3.40	4.56	4.48	3.23	3.78	3.34	3.84
3	15.15	9.91	6.81	9.12	8.97	6.45	7.57	6.67	7.69
4	34.25	22.41	15.39	20.62	20.28	14.11	16.57	14.95	17.38
5	66.79	43.70	30.00	38.78	38.27	26.40	30.99	28.03	33.89
6	77.29	50.57	33.60	42.75	42.20	28.63	33.62	30.75	38.70
7	82.19	53.78	34.02	41.79	41.38	25.85	30.46	29.39	39.34
8	84.93	55.98	32.76	34.80	34.92	17.45	20.71	23.10	38.69
9	81.26	53.97	25.57	17.75	18.63	6.72	7.96	10.81	33.11
10	75.99	51.00	12.70	7.27	7.53	3.04	3.61	4.55	21.40
11	64.62	45.24	5.24	3.26	3.38	1.10	1.32	1.96	8.20
12	41.08	32.47	2.34	0.73	0.86	0.00	0.00	0.33	3.72
13	15.82	14.53	0.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.38
14	7.16	6.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	2.60	2.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Volumen (hm ³)	2.38	1.62	0.73	0.80	0.80	0.48	0.57	0.56	0.90

Fuente: Estudio hidrológico de los ríos del oriente del Valle de México, ASA. 2013.



Fuente: Estudio hidrológico de los ríos del oriente del Valle de México, ASA. 2013.

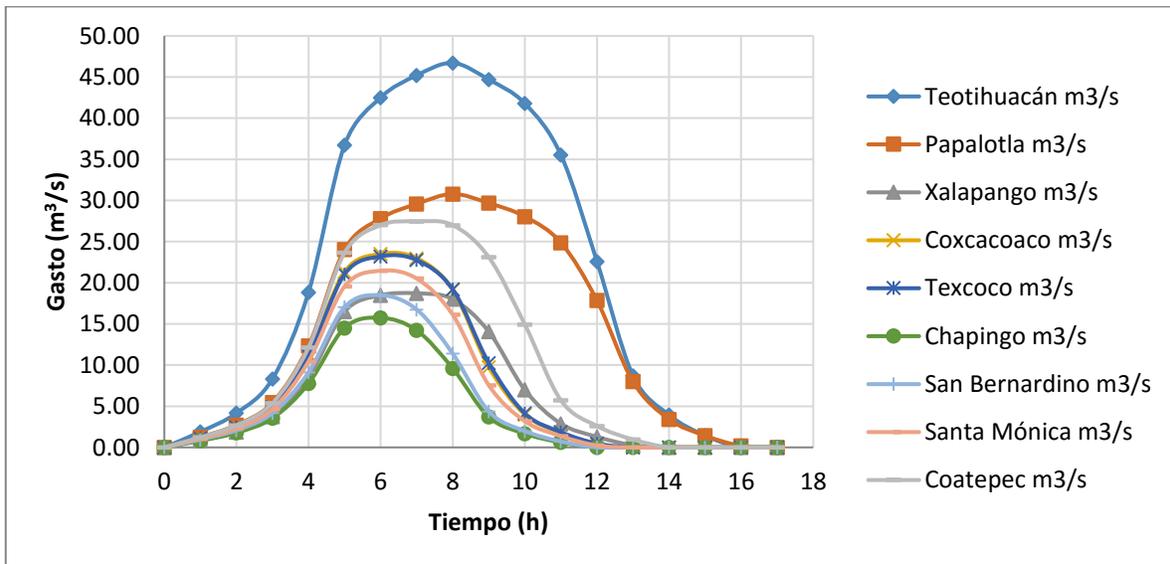
Figura 3.2.3 Hidrogramas $Tr = 50$ años y $D = 1$ día, condiciones futuras, sin simultaneidad.

CASO DE APLICACIÓN: ZONA FEDERAL DEL LAGO DE TEXCOCO

Tabla 3.2.3 Hidrogramas $Tr = 50$ años y $D = 1$ día, condiciones futuras, con simultaneidad.

Tiempo (h)	SJT (m ³ /s)	PAP (m ³ /s)	XAL (m ³ /s)	COX (m ³ /s)	TEX (m ³ /s)	CHA (m ³ /s)	SBE (m ³ /s)	SMO (m ³ /s)	COA (m ³ /s)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.89	1.24	0.85	1.14	1.12	0.81	0.95	1.06	1.22
2	4.16	2.73	1.87	2.51	2.46	1.78	2.08	2.33	2.68
3	8.33	5.45	3.75	5.02	4.93	3.55	4.16	4.65	5.37
4	18.84	12.33	8.46	11.34	11.15	7.76	9.11	10.44	12.13
5	36.73	24.04	16.50	21.33	21.05	14.52	17.04	19.56	23.66
6	42.51	27.81	18.48	23.51	23.21	15.75	18.49	21.46	27.01
7	45.20	29.58	18.71	22.98	22.76	14.22	16.75	20.51	27.46
8	46.71	30.79	18.02	19.14	19.21	9.60	11.39	16.12	27.01
9	44.69	29.68	14.06	9.76	10.25	3.70	4.38	7.55	23.11
10	41.79	28.05	6.99	4.00	4.14	1.67	1.99	3.18	14.94
11	35.54	24.88	2.88	1.79	1.86	0.61	0.73	1.37	5.72
12	22.59	17.86	1.29	0.40	0.47	0.00	0.00	0.23	2.60
13	8.70	7.99	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96
14	3.94	3.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	1.43	1.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Volumen (hm ³)	1.31	0.89	0.40	0.44	0.44	0.27	0.31	0.39	0.63

Fuente: Estudio hidrológico de los ríos del oriente del Valle de México, ASA. 2013.



Fuente: Estudio hidrológico de los ríos del oriente del Valle de México, ASA. 2013.

Figura 3.2.4 Hidrogramas $Tr = 50$ años y $D = 1$ día, condiciones futuras, con simultaneidad.

Debido a que en la metodología empleada por ASA para obtener los hidrogramas anteriores, se emplearon factores de reducción por área y factores de simultaneidad, para evitar que se crea que el factor de reducción por área se utiliza dos veces, ASA consideró necesario obtener otro factor. Éste último factor es único para toda la cuenca y resulta de dividir el factor de simultaneidad de la cuenca completa (conformada por las nueve subcuencas) para un periodo de retorno de 50 años (0.524), entre el factor de reducción por área ponderado de la cuenca total (0.78). El resultado es 0.672.

Al obtener los volúmenes de los hidrogramas de la Tabla 3.2.2, se obtiene un total de 8.85 hm³, que multiplicados por el factor de 0.672 dan un volumen de 5.94 hm³, casi 17% mayor al volumen total que generan los hidrogramas de la Tabla 3.2.3, que resulta de 5.08 hm³.

En un inicio, ASA consideró el volumen de 5.94 hm³ como la capacidad de almacenamiento necesaria para una lluvia de 24 h; sin embargo, suponiendo la posibilidad de que se presenten diferentes trenes de lluvia, ASA estimó los volúmenes de escurrimiento para duraciones mayores a un día (2, 8, 15 y 30 días), tanto para condiciones actuales como para condiciones futuras.

Estimó una tormenta de diseño para cada una de las diferentes duraciones y 50 años de periodo de retorno, considerando los factores de reducción por área, duración y periodo de retorno; a partir de una precipitación en un área de 1 km², con duración de 1 h y Tr de 10 años. De esta manera, se calcularon los volúmenes que se presentan en la Tabla 3.2.4, que muestra el resumen de los datos empleados en el cálculo y los resultados para las duraciones de 1 y 8 días.

Tabla 3.2.4 Volúmenes generados por tormentas de 1 y 8 días de duración, para condiciones futuras.

CUENCA	AT	Hp 10/1 h	FR			Hp 50/24 h	Ce	VE 1 día	VE 8 días
			D 24 h	Tr 50 años	A				
	km ²	mm				mm		hm ³	hm ³
SJT	578.28	41.33	1.52	1.36	0.668	57.07	0.0913	3.0132	7.6922
PAP	227.72	41.21	1.52	1.36	0.793	67.56	0.1430	2.1999	5.6158
XAL	56.03	37.43	1.52	1.36	0.943	72.96	0.2220	0.9076	2.3169
COX	62.96	35.94	1.52	1.36	0.935	69.47	0.2159	0.9443	2.4105
TEX	70.18	40.54	1.52	1.36	0.928	77.77	0.1976	1.0785	2.7532
CHA	22.6	40.69	1.52	1.36	0.977	82.18	0.3435	0.6380	1.6286
SBE	44.25	38.84	1.52	1.36	0.955	76.68	0.2137	0.7251	1.8510
SMO	61.03	37.71	1.52	1.36	0.937	73.04	0.1451	0.6468	1.6512
COA	127.89	38.59	1.52	1.36	0.867	69.16	0.1189	1.0517	2.6848
Total								11.21	28.60
Total x 0.672								7.53	19.22

Fuente: Estudio hidrológico de los ríos del oriente del Valle de México, ASA. 2013.

Por ser mayores a los obtenidos en las Tablas 3.2.2 y 3.2.3, ASA estableció los resultados de la Tabla 3.2.4 (7.53 y 19.22 hm³) como finales y definitivos. No obstante, en el estudio sólo se calcularon los volúmenes mostrados, por lo que fue necesario determinar los hidrogramas que generan un volumen igual a éstos.

Para obtener los hidrogramas de 1 día de duración, se consideró la forma de los de la Tabla 3.2.2, que corresponden a la situación futura y no se han afectado por el factor de simultaneidad. A partir de estos hidrogramas y de los volúmenes de la Tabla 3.2.4, se obtuvieron las Tablas 3.2.5 y 3.2.6. En el caso del hidrograma de 8 días de duración se presentan sólo los valores correspondientes al primer día, dado que, a falta de más información, se dividió el volumen entre 8 y se le dio al hidrograma la misma forma para cada día.

Del análisis del estudio hidrológico realizado por ASA (2013), se determinó que para la simulación del funcionamiento hidráulico del drenaje de la ZFLT se requería:

1. Probar los hidrogramas correspondientes a $Tr = 50$ años y $D = 1$ día, afectados por los factores de simultaneidad de 0.550 y 0.698, con el fin de revisar primero cómo se comporta el sistema de drenaje con gastos no tan críticos.
2. Simular el sistema con los hidrogramas correspondientes a $Tr = 50$ años y $D = 8$ días, dado que tampoco presentan picos demasiado altos, pero sí un volumen importante que regular.
3. Una vez que se haya revisado que el sistema de lagunas y conductos funciona para los dos casos anteriores, verificar que es capaz de soportar los hidrogramas correspondientes a 50 años de periodo de retorno y duración de 1 día que generan un volumen de 7.53 hm³, pues los picos de estos hidrogramas podrían poner en una situación crítica al sistema.
4. Para cada cuenca, simular el caso en el que sólo llueve en ella; en este caso, no es necesario considerar el efecto de simultaneidad, por lo que los hidrogramas a introducir al modelo serían los correspondientes a $Tr = 50$ años y $D = 1$ día, sin factor de simultaneidad.

Como se mencionó anteriormente, después de realizar los análisis arriba descritos, se obtuvo un nuevo hidrograma para el evento de $D = 8$ días. Éste último genera también un volumen de 19.22 hm³, la diferencia es que toma en cuenta el hecho de que no llovería de la misma forma durante ocho días consecutivos, sino que los gastos pico de cada día se incrementarían hasta alcanzar su máximo en el cuarto día, después de lo cual volverían a disminuir (Figura 3.2.7).

CASO DE APLICACIÓN: ZONA FEDERAL DEL LAGO DE TEXCOCO

Tabla 3.2.5 Hidrogramas calculados con volúmenes de ASA, $Tr = 50$ años, $D = 1$ día, condiciones futuras.

Tiempo (h)	SJT (m ³ /s)	PAP (m ³ /s)	XAL (m ³ /s)	COX (m ³ /s)	TEX (m ³ /s)	CHA (m ³ /s)	SBE (m ³ /s)	SMO (m ³ /s)	COA (m ³ /s)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	2.93	2.05	1.29	1.63	1.84	1.30	1.47	1.18	1.38
2	6.45	4.53	2.82	3.60	4.04	2.86	3.23	2.60	3.03
3	12.90	9.04	5.66	7.20	8.10	5.72	6.47	5.18	6.07
4	29.17	20.45	12.78	16.27	18.31	12.50	14.17	11.62	13.71
5	56.88	39.88	24.92	30.60	34.55	23.39	26.49	21.79	26.73
6	65.82	46.15	27.91	33.73	38.10	25.37	28.74	23.91	30.52
7	69.99	49.08	28.26	32.97	37.36	22.90	26.04	22.85	31.03
8	72.33	51.09	27.21	27.46	31.53	15.46	17.70	17.96	30.52
9	69.20	49.25	21.24	14.00	16.82	5.95	6.80	8.40	26.12
10	64.71	46.54	10.55	5.74	6.80	2.69	3.09	3.54	16.88
11	55.03	41.29	4.35	2.57	3.05	0.97	1.13	1.52	6.47
12	34.98	29.63	1.94	0.58	0.78	0.00	0.00	0.26	2.93
13	13.47	13.26	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.09
14	6.10	5.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	2.21	2.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Volumen (hm ³)	2.02	1.47	0.61	0.63	0.72	0.43	0.49	0.43	0.71
VOLUMEN TOTAL (hm ³)								7.53	

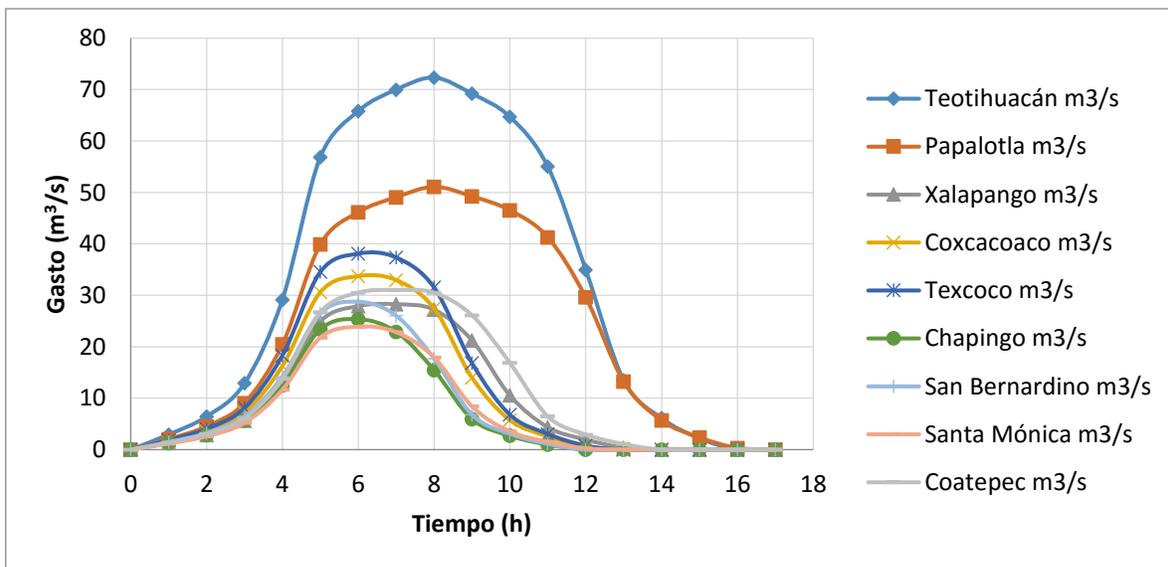


Figura 3.2.5 Hidrogramas calculados con volúmenes de ASA, $Tr = 50$ años, $D = 1$ día, condiciones futuras.

CASO DE APLICACIÓN: ZONA FEDERAL DEL LAGO DE TEXCOCO

Tabla 3.2.6 Hidrogramas calculados con volúmenes de ASA, $Tr = 50$ años, $D = 8$ días, condiciones futuras.

Tiempo (h)	SJT (m ³ /s)	PAP (m ³ /s)	XAL (m ³ /s)	COX (m ³ /s)	TEX (m ³ /s)	CHA (m ³ /s)	SBE (m ³ /s)	SMO (m ³ /s)	COA (m ³ /s)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.93	0.66	0.41	0.52	0.59	0.42	0.47	0.38	0.44
2	2.06	1.44	0.90	1.15	1.29	0.91	1.03	0.83	0.97
3	4.12	2.89	1.81	2.30	2.58	1.82	2.06	1.65	1.94
4	9.31	6.53	4.08	5.19	5.84	3.99	4.52	3.71	4.37
5	18.15	12.73	7.95	9.76	11.03	7.46	8.45	6.95	8.53
6	21.00	14.73	8.91	10.76	12.16	8.09	9.17	7.63	9.74
7	22.33	15.66	9.02	10.52	11.92	7.31	8.31	7.29	9.90
8	23.08	16.30	8.68	8.76	10.06	4.93	5.65	5.73	9.74
9	22.08	15.72	6.78	4.47	5.37	1.90	2.17	2.68	8.33
10	20.65	14.85	3.37	1.83	2.17	0.86	0.98	1.13	5.39
11	17.56	13.17	1.39	0.82	0.97	0.31	0.36	0.49	2.06
12	11.16	9.46	0.62	0.18	0.25	0.00	0.00	0.08	0.94
13	4.30	4.23	0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.35
14	1.95	1.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.71	0.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Volumen (hm ³)	5.17	3.77	1.56	1.62	1.85	1.09	1.24	1.11	1.81
								VOLUMEN TOTAL (hm ³)	19.21

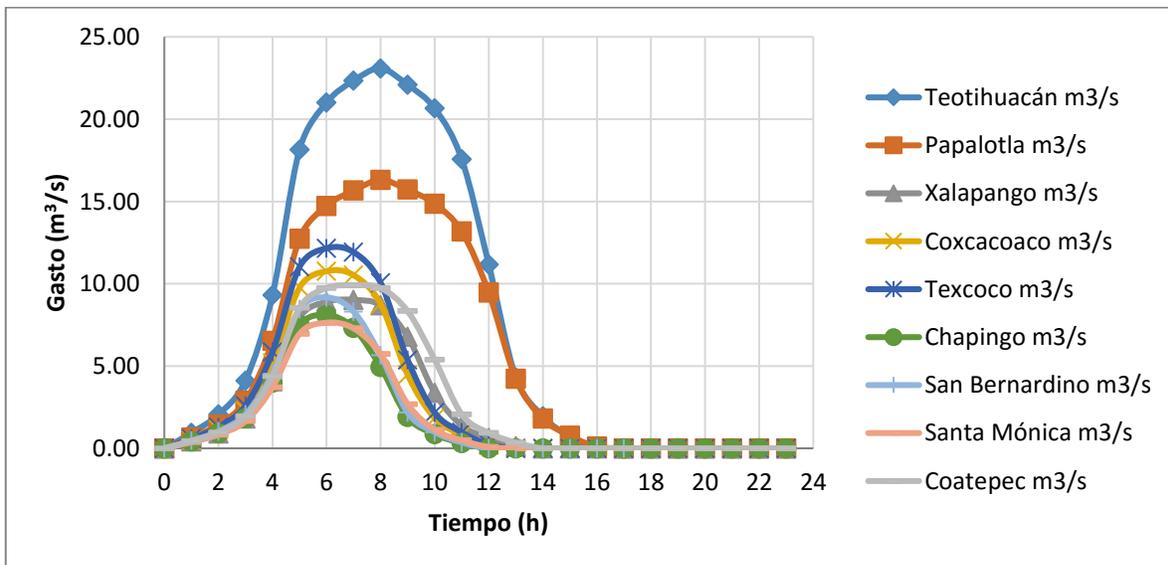


Figura 3.2.6 Hidrogramas calculados con volúmenes de ASA, $Tr = 50$ años, $D = 8$ días, condiciones futuras.

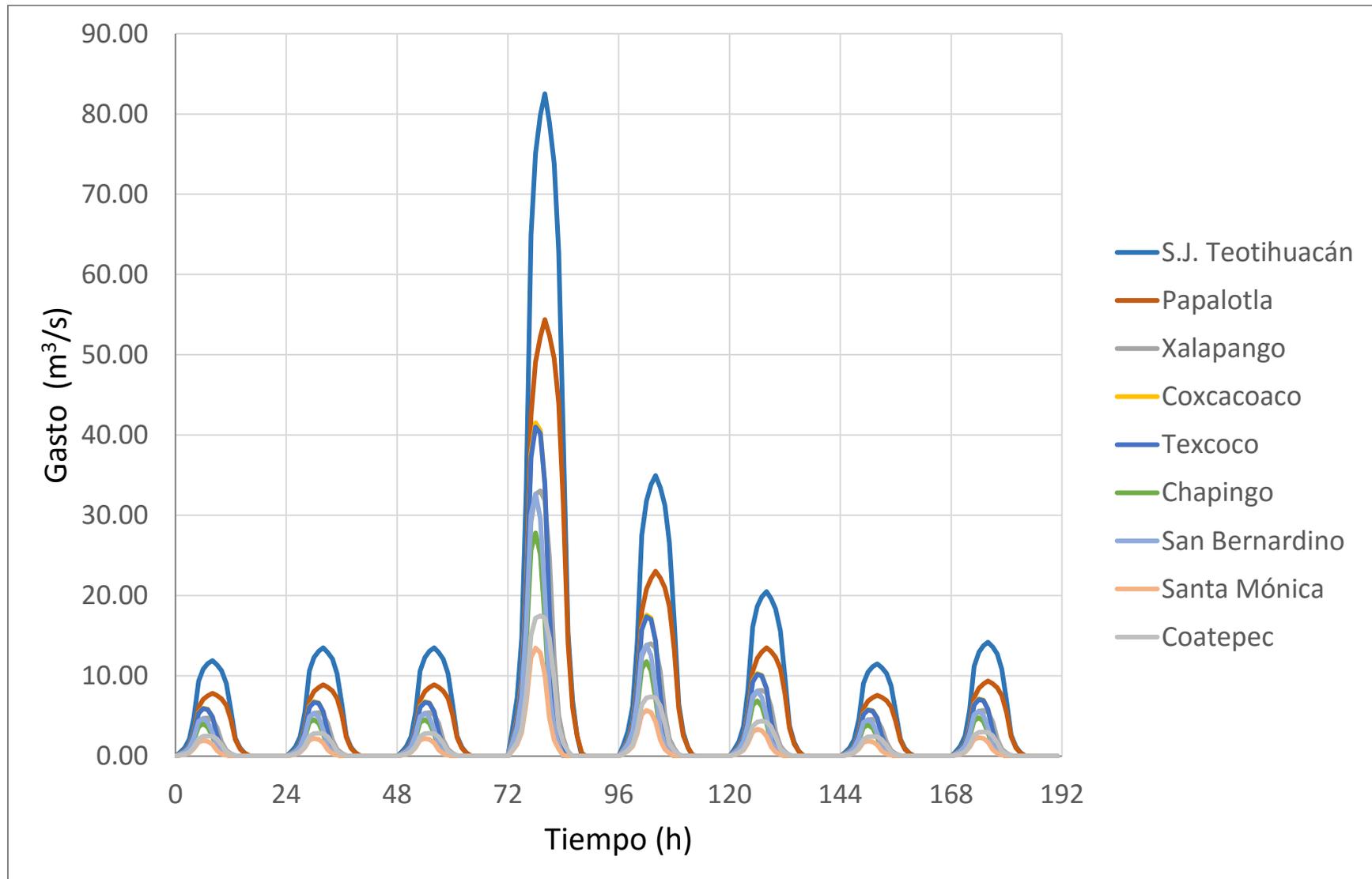


Figura 3.2.7 Hidrogramas definitivos de $Tr = 50$ años, $D = 8$ días, condiciones futuras.

3.3. Proyecto del sistema de drenaje de la ZFLT

3.3.1. Resumen de las MIA empleadas como bases de este estudio

Puesto que al iniciar el presente estudio no se habían realizado los proyectos ejecutivos de las obras que integran el sistema, en un principio la mayor parte de la información se obtuvo de tres Manifestaciones de Impacto Ambiental (MIA) que hacen referencia a las obras necesarias para drenar y regular los escurrimientos que llegan a la ZFLT a través de los ríos de oriente:

- MIA de la Regulación y saneamiento de los ríos de oriente del lago de Texcoco (Conagua, 2014).
- MIA de los Proyectos para la regulación de avenidas del lago de Texcoco (Conagua, 2014).
- MIA de los Proyectos para la regulación de avenidas y protección de centros de población en la zona del lago de Texcoco (Conagua, 2014).

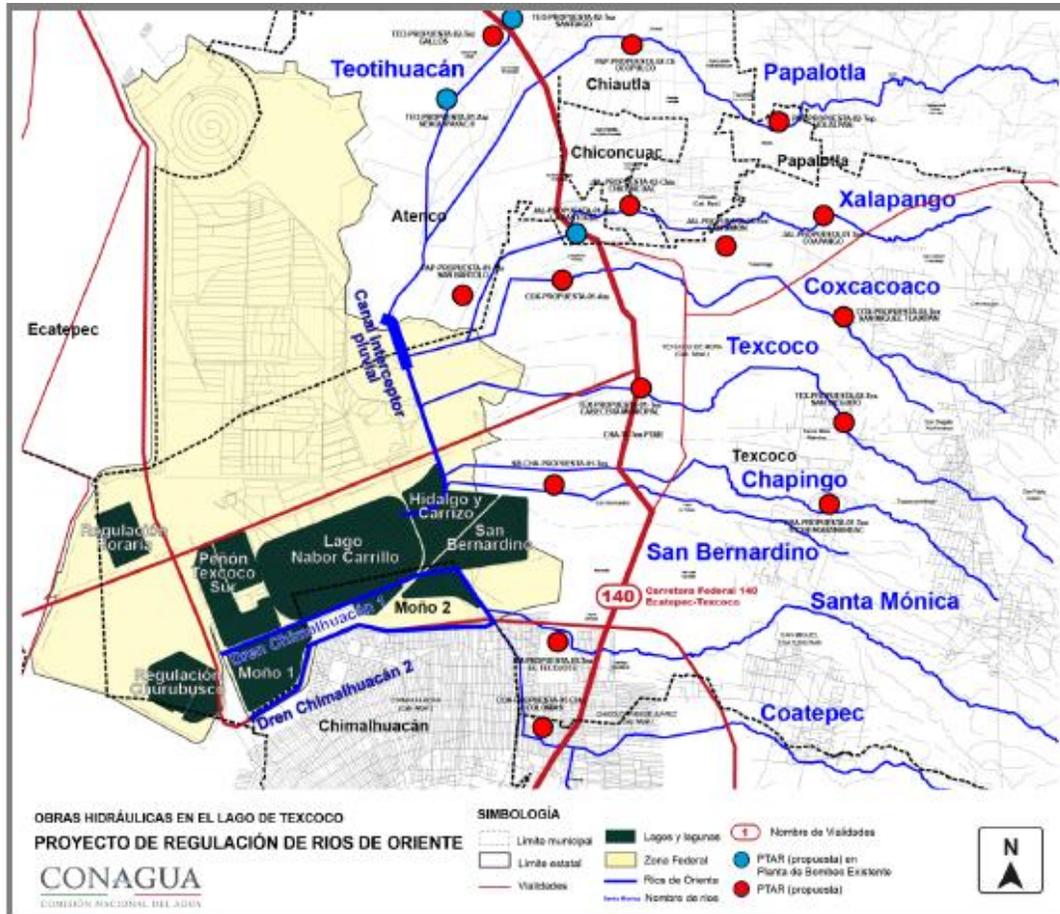
En esta sección se resume brevemente la información de estos documentos que es relevante para el presente estudio.

MIA Regulación y saneamiento de los ríos de oriente del lago de Texcoco

De acuerdo con la *MIA Regulación y saneamiento de los ríos de oriente del lago de Texcoco* (Figura 3.3.1), este proyecto consiste en un conjunto de obras cuyo propósito es sanear la cuenca del lago de Texcoco al mejorar el encauzamiento y la calidad del agua de los ríos San Juan Teotihuacán, Papalotla, Xalapango, Coxcacoco, Texcoco, Chapingo, San Bernardino, Santa Mónica y Coatepec.

Entre las obras consideradas está la construcción del Canal Interceptor para aguas pluviales, que conectará los ríos Teotihuacán y Papalotla con el río Xalapango; para después unirse a un canal existente en el que descargarán los ríos Coxcacoco, Texcoco, Chapingo y San Bernardino, y que conducirá los caudales de los siete ríos hacia el sistema de lagunas. Por otro lado, los ríos Santa Mónica y Coatepec se drenarán por el Dren Chimalhuacán I.

La MIA del proyecto "Regulación y saneamiento de los ríos de oriente del lago de Texcoco", menciona que, en la actualidad, los nueve ríos de oriente se regulan en las lagunas que se forman en temporada de lluvias (Xalapango y Texcoco Norte). Al construir el Canal Interceptor y descargar éste en una nueva laguna (Hidalgo y Carrizo), Xalapango y Texcoco Norte desaparecerán.



Fuente: MIA Regulación y Saneamiento de los ríos de oriente del Lago de Texcoco (Conagua 2014).

Figura 3.3.1 Obras contempladas en el proyecto Regulación y saneamiento de los ríos de oriente del LT.

MIA Regulación y saneamiento de los ríos de oriente del lago de Texcoco

Este documento trata las siguientes obras:

- Construcción de cinco lagunas para la ampliación de la capacidad de almacenamiento y regulación de avenidas en el lago de Texcoco: Hidalgo y Carrizo, San Bernardino, Moño 1, Moño 2 y Peñón Texcoco Sur (Figura 3.3.2).
- Proyecto de desazolve y elevación de bordos para la laguna Regulación Horaria.
- Proyecto de desazolve y ampliación de área de la laguna de regulación Churubusco.
- Construcción o adecuación de 14 compuertas de control entre lagunas y descargas a drenes.

En este documento se describen las estructuras de control entre lagunas, mencionando que consistirán en compuertas mediante las cuales se controlarán los niveles de agua en las

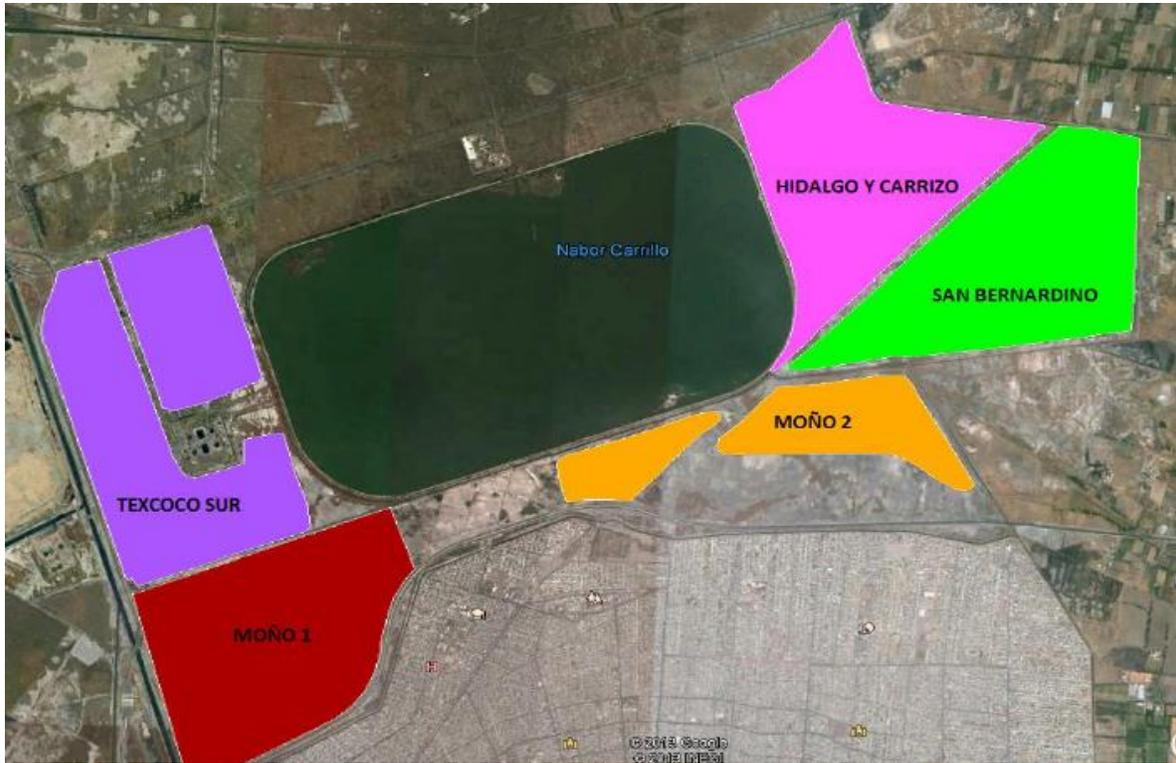
lagunas de regulación, de acuerdo con las políticas de operación que se definan (no especificadas en la MIA).

En uno de los capítulos de la MIA se menciona que las obras de control consideradas son:

- Obra de control mediante compuerta de interconexión entre las lagunas San Bernardino y Moño 2 (en el documento se menciona la laguna Moño 1, pero por su lejanía de la laguna San Bernardino se considera que se refiere a Moño 2).
- Adecuación de las compuertas para la interconexión entre la laguna San Bernardino y el lago Nabor Carrillo.
- Obra de control mediante compuertas de la salida de la laguna Moño 1 hacia la de interconexión entre las lagunas San Bernardino y Moño 2.
- Obra de control mediante compuertas para la descarga de la laguna Moño 2 al Dren General del Valle (DGV)
- Estructuras de descarga del lago Nabor Carrillo al Dren Chimalhuacán I.

No obstante, posteriormente en el mismo capítulo se describen (textualmente) las estructuras de control que se muestran en la (Figura 3.3.3).

1. Compuerta de control, conexión laguna Hidalgo y Carrizo a lago Nabor Carrillo.
2. Compuerta de control, conexión laguna Hidalgo y Carrizo a canal Chimalhuacán I.
3. Compuerta de control, conexión laguna Hidalgo y Carrizo a San Bernardino.
4. Compuerta de control con vertedor, conexión laguna San Bernardino a canal Chimalhuacán I.
5. Compuerta de control con vertedor, conexión Dren Chimalhuacán I a laguna Moño 2 y Dren Chimalhuacán I aguas arriba a aguas abajo.
6. Compuerta de control, conexión lago Nabor Carrillo a Dren Chimalhuacán I.
7. Compuerta de control, conexión laguna Moño 2 aguas arriba a laguna Moño 2 aguas abajo.
8. Compuerta de control, conexión laguna Moño 2 a Dren Chimalhuacán I.
9. Compuerta de control con vertedor, del Dren Chimalhuacán I a la laguna Moño 1 y Dren Chimalhuacán I aguas arriba a aguas abajo.
10. Compuerta de control de lago Nabor Carrillo a laguna Peñón Texcoco Sur.
11. Compuerta de control de lago Nabor Carrillo a laguna Peñón Texcoco Sur.
12. Compuerta de control de la laguna Peñón Texcoco Sur a Lumbrera 3 del Túnel DGV.
13. Compuerta de control, del Dren Chimalhuacán I a la Lumbrera 2 TDGV (túnel que actualmente se encuentra en proyecto).
14. Compuerta de control de la laguna Moño I a la Lumbrera 1 del TDGV.



Fuente: MIA Proyectos para la regulación de avenidas del lago de Texcoco (Conagua 2014).

Figura 3.3.2 Lagunas a construir contempladas en los proyectos para la regulación de avenidas del LT.



Fuente: MIA Proyectos para la regulación de avenidas del lago de Texcoco (Conagua 2014).

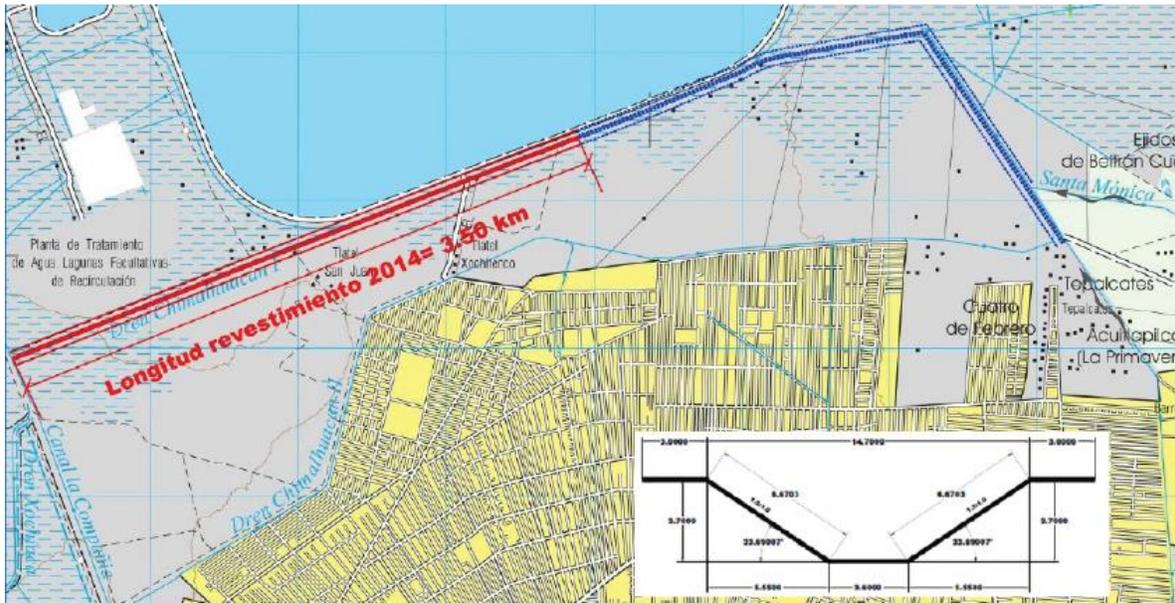
Figura 3.3.3 Conexiones entre lagunas y drenes propuestos en la MIA.

Adicionalmente, la MIA menciona que las estructuras de control contarán con cuatro compuertas de 1.52 m de altura y 1.22 m de ancho.

MIA Proyectos para la regulación de avenidas y protección de centros de población en la zona del lago de Texcoco

Dentro de estos proyectos se contemplan varias obras de construcción o modificación de conductos ya existentes. Las de mayor importancia para efectos de este estudio son:

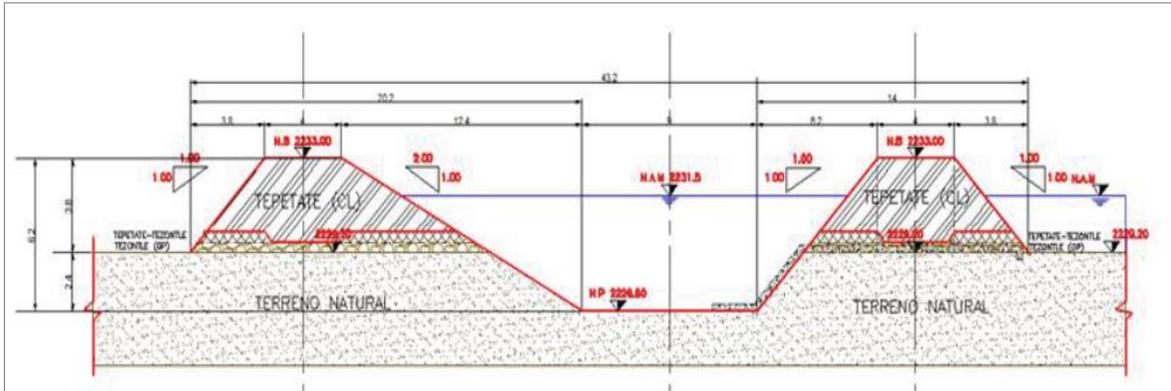
- Rectificación y revestimiento del Dren Chimalhuacán I, con una longitud de 8.3 km. El dren contará con una sección trapezoidal de concreto armado y desalojará el gasto del río Santa Mónica y parte del Coatepec (Figura 3.3.4).
- Rectificación y revestimiento del Dren Chimalhuacán II. Considera una longitud de 7.8 km y una sección trapezoidal de concreto armado, para desalojar parte del gasto del río Coatepec y de las plantas de bombeo del municipio Chimalhuacán.
- Rectificación, limpieza y nivelación de bordos del Canal Perimetral norte, con una longitud de 5 km.
- Obras conexas para la clausura de interconexiones de canales, clausura de plantas de bombeo, compuertas y obras de toma, así como la eliminación del sifón del río Texcoco.
- Obras complementarias para la rectificación, limpieza y nivelación de bordos del canal de interconexión.



Fuente: MIA Proyectos para la regulación de avenidas y protección de centros de población en la zona del LT (Conagua 2014).

Figura 3.3.4 Ubicación y sección tipo del Dren Chimalhuacán I.

Por otra parte, la MIA indica que el Canal Perimetral bordea parte de la zona oriente de la Zona Federal e inicia al sur del depósito de evaporación solar El Caracol y sigue el límite de la ZFLT hasta el lago Nabor Carrillo, con una longitud de 11.5 km. Su función es conducir el gasto del río Teotihuacán y los demás ríos de oriente hacia el sur. Se considera que el bordo derecho requiere de mayor seguridad, dado que la zona que protegerá no debe inundarse bajo ninguna circunstancia (Figura 3.3.5).



Fuente: MIA Proyectos para la regulación de avenidas y protección de centros de población en la zona del LT (Conagua 2014).

Figura 3.3.5 Sección tipo del Canal Perimetral (vista de sur a norte).

3.3.2. Comentarios sobre la información de las MIA

De la información extraída de las tres MIA, se observó que existen diversas inconsistencias en la información, tanto de un documento a otro, como dentro de uno mismo. Las principales irregularidades que atañen a este estudio son:

- El sentido de flujo en el Canal Perimetral. Algunos fragmentos de las MIA mencionan que este canal conduce con sentido hacia el sur los gastos de los ríos San Juan Teotihuacán, Papalotla, Xalapango, Coxacoaco, Texcoco, Chapingo y San Bernardino; mientras que en una figura se muestra que el caudal generado por el río Teotihuacán es conducido hacia el norte y el de los demás ríos hacia el sur. Se plantea también una tercer alternativa: la de un canal interceptor que una los gastos del río Teotihuacán con los del Papalotla y los descargue en el río Xalapango, antes de su descarga al Canal Perimetral.
- Como se mencionó, en lo que se refiere a la descripción de las estructuras de control y conexiones entre las lagunas, también se presentan varias inconsistencias. En la MIA Proyectos para la regulación de avenidas del lago de Texcoco se describe de dos maneras diferentes la conexión entre las lagunas de proyecto. Por un lado, se menciona que estarán conectadas: las lagunas San Bernardino y Moño II, así como la laguna San Bernardino y el lago Nabor Carrillo; pero más adelante se da la descripción de las 14 estructuras de control contempladas en ella, y la laguna San

Bernardino no está conectada con Moño II ni con Nabor Carrillo, sino que descarga al Dren Chimalhuacán I.

- Con base en las coordenadas geográficas de los vértices de las lagunas de proyecto y las alturas de bordos indicadas en las MIA, se calcularon las áreas y capacidades de dichas lagunas; sin embargo, algunos de los valores calculados discrepan de forma importante, aunque el volumen total es similar: 19.07 hm³, declarados en la MIA, y 19.14 hm³, calculados a partir de los datos disponibles.

Además de lo anterior, en la información proporcionada por las MIA existen varios vacíos, dado que la descripción de las obras mencionadas en ellas no da suficientes detalles. Entre los datos faltantes están:

- Tramo considerado para la rectificación del Canal Perimetral.
- Elevaciones del Canal Perimetral. Se proporciona la sección tipo, más no su pendiente ni sus elevaciones.
- Detalles de las estructuras de control. Se mencionan dos tipos de conexiones: compuertas y compuertas con vertedor; sin embargo, no se describe la geometría de cada una de ellas.
- Políticas de operación de las estructuras contempladas.

Por lo tanto, se determinó que para analizar el comportamiento e influencia de los elementos del sistema de drenaje de la ZFLT, era necesario:

- Simular diferentes alternativas de topografía: desde la topografía actual y pequeñas variaciones en ella, hasta la rectificación de la plantilla con una pendiente determinada en todo el Canal Perimetral, debido a que se plantean diferentes opciones para el sentido de flujo del Canal Perimetral y a que la topografía actual del mismo genera que el flujo se dirija hacia el norte.
- Simular las dos maneras en que se menciona que se conectaría la laguna San Bernardino con las lagunas aledañas.
- Completar los datos topográficos no mencionados en las MIA con información de levantamientos topográficos de la zona ya existentes.
- Suponer que las compuertas son iguales en todas las conexiones entre lagunas y drenes.

3.3.3. Información adicional

Como ya se mencionó, los datos extraídos de las MIA sirvieron como base para llevar a cabo el presente estudio; sin embargo, no fue la única información con la que se desarrolló. Conforme fue avanzando el estudio, se lograron obtener más datos de las condiciones actuales y de proyecto de la zona en estudio, que se fueron incorporando en la modelación.

Esta información complementaria consistió en:

- Levantamientos topográficos de los nueve ríos de oriente, de la ZFLT y batimetría del lago Nabor Carrillo, realizados en 2013.
- Un plano donde se presenta un mayor detalle de las estructuras de conexión entre lagunas y canales. De él se obtuvo: el número de compuertas y el ancho de cada una de ellas, así como su disposición y las características de los canales que conectan entre sí a las lagunas; las elevaciones de dichas estructuras aún se desconocen.
- Planos del Canal Colector. Éste es uno de los elementos que ha variado más a lo largo del desarrollo del proyecto. Se han planteado diversos puntos de inicio, geometrías y formas de conexión con la laguna en la que descargará su caudal (Hidalgo y Carrizo).

3.3.4. Sistema de drenaje de la Zona Federal del Lago de Texcoco

En la Figura 3.3.6 se compara el sistema de drenaje actual de la ZFLT y el de proyecto (la última versión). Arriba se muestran los elementos existentes; mientras que abajo se muestran los elementos que se construirán y los que permanecerán después de que se concluya el aeropuerto. También se muestran los últimos tramos de los nueve ríos de oriente.

El sistema de drenaje de proyecto se puede describir en dos partes: en el norte, los ríos San Juan Teotihuacán, Papalotla, Xalapango, Coxcacoco y Texcoco descargarán sus caudales en el Canal Colector, también llamado Canal Perimetral (CP), que será el límite oriente del NAICM. Cabe recordar que en el desarrollo del proyecto se han propuesto varias alternativas de conexión entre los ríos San Juan Teotihuacán, Papalotla, Xalapango y el Canal Perimetral, por lo que ésta no se observa en la Figura 3.3.6.

Por su parte, el CP conducirá el agua hacia la primera laguna del sistema, Hidalgo y Carrizo (HC), en la que a su vez desembocará el río Chapingo. El volumen almacenado en HC podrá ser desalojado de distintas formas:

- Siguiendo hacia Nabor Carrillo, Peñón Texcoco Sur y, finalmente, al DGV o TDGV.
- Al descargarse en el Dren Chimalhuacán I (DCH1), que lo conducirá al DGV o TDGV.
- A través de la laguna San Bernardino, en la que también descargará el río del mismo nombre, y la cual se vacía por medio del DCH1.

Por el lado sur, el río Santa Mónica descargará directamente en el DCH1, mientras que el caudal del río Coatepec se distribuirá entre el DCH1 y el Dren Chimalhuacán II (DCH2); entre los cuales se ubicarán las lagunas Moño 1 (MO1) y Moño 2 (MO2), que servirán para regular al DCH1. Tanto este último, como la laguna MO1 y el DCH2, descargarán en el DGV o el TDGV.

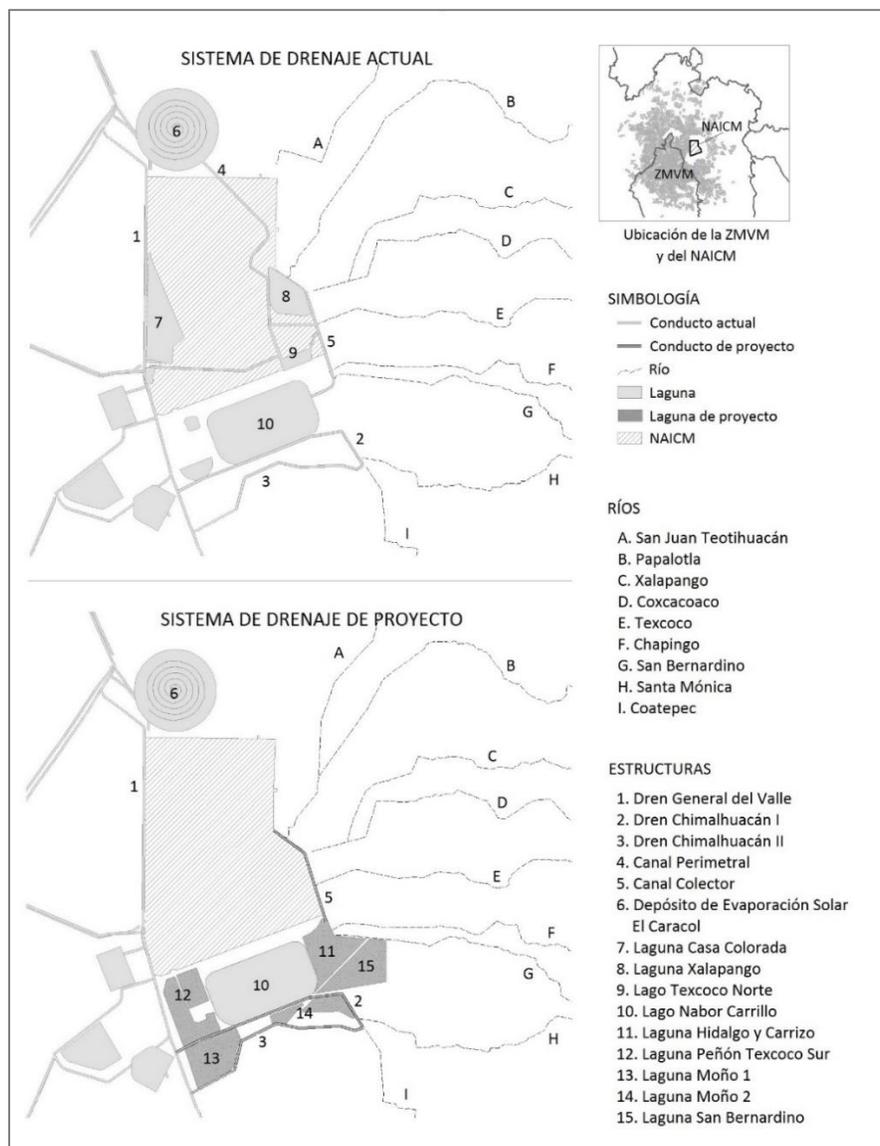


Figura 3.3.6 Comparación del sistema de drenaje actual de la ZFLT con el de proyecto.

3.4. Modelación del funcionamiento hidráulico del sistema

El sistema de drenaje en estudio se conforma no sólo de conductos que podrían simularse mediante un modelo unidimensional, sino que también contempla un sistema de lagunas de regulación interconectadas entre sí. Por lo que podría pensarse que lo más apropiado sería modelar los canales mediante un modelo unidimensional y las lagunas mediante un modelo bidimensional, dado que el flujo en una laguna tiene propiamente dos dimensiones.

Sin embargo, en este caso era necesario emplear y optimizar un modelo que permitiera el análisis de un gran número de condiciones y alternativas a la mayor brevedad. Aunado a lo anterior, no era prioritario conocer a detalle el flujo en las lagunas, sino la capacidad de conducción del sistema, de manera integral; y puesto que todas las lagunas cuentan con una entrada y una salida ubicadas en extremos opuestos, se determinó representarlas como si fueran canales muy amplios y el flujo fuera unidireccional.

Por otra parte, dicho sistema formará parte del sistema de drenaje de la ZMVM. Este último está constituido por una gran cantidad de elementos que incluyen ríos, canales, túneles semiprofundos y profundos, lagunas de regulación, plantas de bombeo y estructuras de control. Cabe destacar que algunos de los conductos del sistema llegan a funcionar a tubo lleno. Por ello, era necesario considerar que también se modelaría el funcionamiento e interacción entre ambos sistemas; con el objetivo de garantizar que será posible vaciar el sistema de drenaje de la ZFLT, sin afectar o comprometer el SPD-ZMVM.

Con base en todo lo anterior, se decidió emplear el motor de cálculo MOUSE, integrado en el programa MIKE URBAN, que permitiría realizar el análisis de un gran número de alternativas en un tiempo relativamente breve; así como su integración con un modelo del SDP-ZMVM previamente armado y utilizado en el diseño y estudio de varias de las principales obras de drenaje construidas en los últimos quince años.

3.4.1. Desarrollo de la modelación

Dadas las observaciones hechas a la ingeniería conceptual (expuestas en la sección 3.3.2 *Comentarios sobre la información de las MIA*), además de las diversas modificaciones realizadas a los proyectos y la obtención de información más detallada mientras se desarrollaba el estudio, así como los objetivos propios de la modelación, se llevó a cabo un gran número de simulaciones; que se puede clasificar de la siguiente manera:

1. Topografía actual.
2. Búsqueda de la mejor alternativa para la plantilla del Canal Perimetral.

3. Modificación de las elevaciones de plantilla de las lagunas y escenarios de tirantes ecológicos.
4. Simulaciones con hidrogramas que generan 7.53 (D=1 día) y 19.22 hm³ (D=8 días).
5. Precipitación en cuencas aisladas (D = 1 día).
6. Modificación del esquema de conexión y detalle de las compuertas.
7. Capacidad de regulación del sistema sin descargar al DGV.

3.4.2. Topografía actual

Descripción

Estas simulaciones constituyeron la primera prueba después de analizar la información de las MIA y cuando algunos aspectos aún no estaban muy claros, como el trazo y el sentido del flujo del Canal Perimetral. Para aprovechar la información disponible se introdujo la topografía levantada de los nueve ríos de oriente, el CP, el DCH1, el DCH2 y el lago Nabor Carrillo. Dado que se consideró la topografía actual del Canal Perimetral (cuyas elevaciones más bajas se encuentran en el tramo norte, en la zona cercana a El Caracol) gran parte del caudal fluye hacia el norte. Por lo anterior, se hizo que el Canal Perimetral descargara al TDGV, a través del Canal de Desfogue (canal que se encuentra al sur de El Caracol).

En cuanto al río San Juan Teotihuacán, se simularon dos alternativas para su descarga al sistema de drenaje de la ZFLT:

- *Alternativa 1-A:* Uniéndolo en línea recta con el CP.
- *Alternativa 1-B:* Conectándolo al río Papalotla y éste a su vez al río Xalapango, aguas arriba de su descarga al Canal Perimetral.

En las nuevas lagunas de regulación se consideraron las elevaciones propuestas en las MIA para sus plantillas y bordos (

Tabla 3.4.1).

Tabla 3.4.1 Niveles de plantilla y bordos de las lagunas de proyecto.

LAGUNA	NIVEL DE PLANTILLA (msnm)	NIVEL DE BORDO (msnm)
Hidalgo y Carrizo (HC)	2230.00	2232.00
San Bernardino (LSB)	2230.00	2232.00
Peñón Texcoco Sur (PTS)	2229.00	2230.50
Moño 2 (MO2)	2230.00	2232.00
Moño 1 (MO1)	2227.60	2229.60
Nabor Carrillo (NC)	Batimetría (2013)	Topografía (2013)

Por otra parte, se consideró el primer esquema de interconexión de lagunas propuesto en la *MIA Regulación y saneamiento de los ríos de oriente del lago de Texcoco* (Figura 3.4.1):

- Canal Perimetral - Hidalgo y Carrizo - San Bernardino - Nabor Carrillo - Peñón Texcoco Sur - Dren General del Valle.
- Dren Chimalhuacán I - Moño 2 - Dren Chimalhuacán I - Dren General del Valle.
- Dren Chimalhuacán I - Moño 1 (sin salida al DGV).

A falta de más información, en cada una de las conexiones se contemplaron cinco compuertas de 1.52 x 1.22 m.

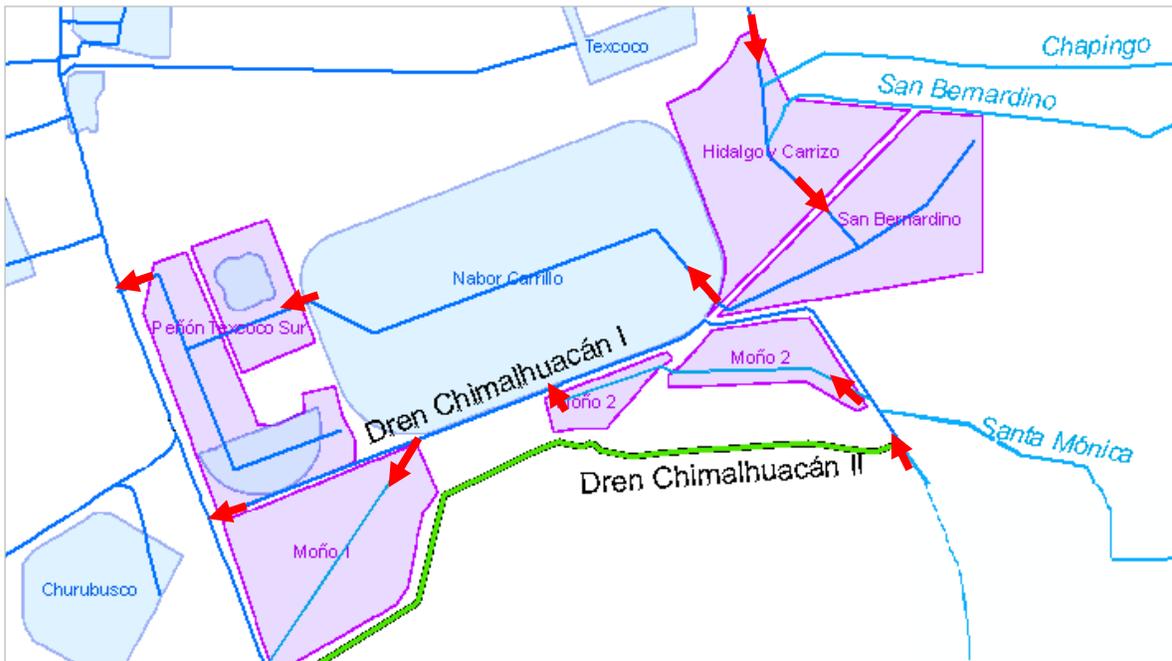


Figura 3.4.1 Conexiones entre lagunas en el grupo 1 de simulaciones.

En la Figura 3.4.2 se pueden observar todos los conductos y nodos que se incluyeron en la simulación.

Aunque en la imagen se aprecian otras estructuras que no forman parte del sistema analizado, éstas no fueron incluidas en la simulación, dado que se desconectaron del sistema en estudio.

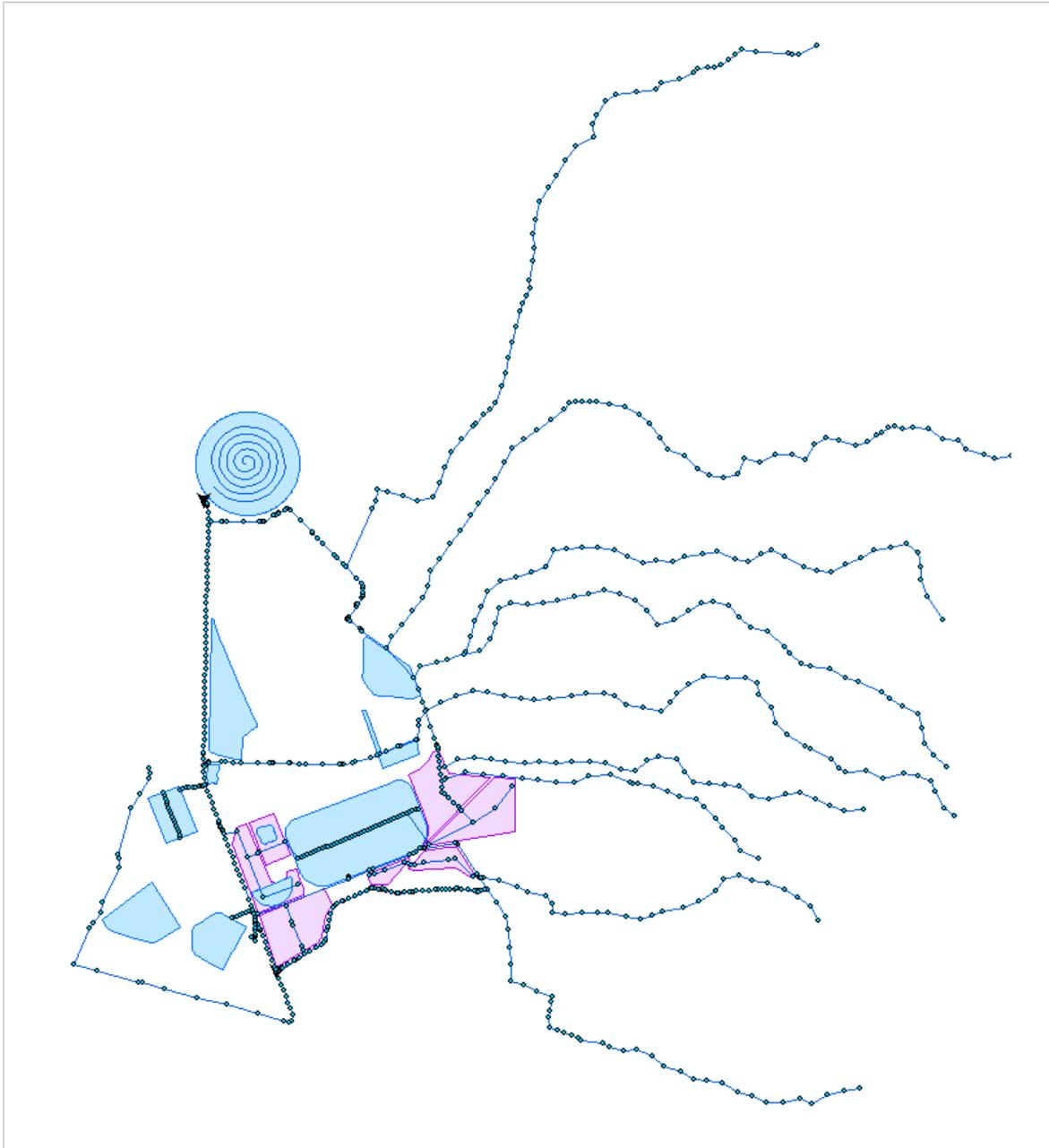


Figura 3.4.2 Armado del grupo 1 de simulaciones.

Hidrología

Se introdujeron los hidrogramas correspondientes a $T_r = 50$ años y $D = 1$ día, afectados por los factores de simultaneidad de 0.550 y 0.698 (Tabla 3.2.3 y Figura 3.2.4). Los hidrogramas entran aproximadamente 1 000 metros aguas arriba de donde los ríos descargan al sistema de drenaje, dado que no era parte del alcance del estudio analizar lo que ocurre en los ríos, sino sólo en el sistema de canales y lagunas que se ubican dentro de la ZFLT.

Resultados 1 (Alternativa 1-A)

En la Figura 3.4.3 se muestran los resultados de esta simulación: del lado derecho, el modelo en planta; del lado izquierdo abajo, el perfil del tramo resaltado en verde y en el lado izquierdo arriba, los hidrogramas que transitan en los sitios indicados en planta.

Se observa que la simulación se interrumpió aproximadamente 4 h después de haber iniciado el hidrograma, debido a que el nivel del agua rebasa el bordo del Canal Perimetral.

Modificaciones

Para que la simulación pudiera terminar se elevaron arbitrariamente los bordos en el Canal Perimetral y en otros puntos que ocasionaban que la simulación se interrumpiera, como en los tramos de los ríos considerados en la simulación.

Resultados 2 (Alternativas 1-A y 1-B)

En la Figura 3.4.4 se aprecian los cambios hechos a los bordos del CP, que en algunos tramos se sobreelevaron casi 8 m, para que no se desbordara a causa del remanso que se genera en dicho canal, desde la descarga a Hidalgo y Carrizo hacia aguas arriba. En la parte inferior se aprecia el nivel del agua máximo alcanzado en el CP, el cual se alcanza en el momento que se indica en los hidrogramas de la parte superior. En el lado derecho de la figura se indica el tramo al que corresponde el perfil.

Por otro lado, la Figura 3.4.5, corresponde a los resultados de la opción B; en la que los ríos San Juan Teotihuacán, Papalotla, y Xalapango se conectan antes de descargar al CP y se descartan los tramos que se encuentran aguas abajo del canal que los conecta, así como el tramo del CP que queda al norte de la descarga de los ríos.

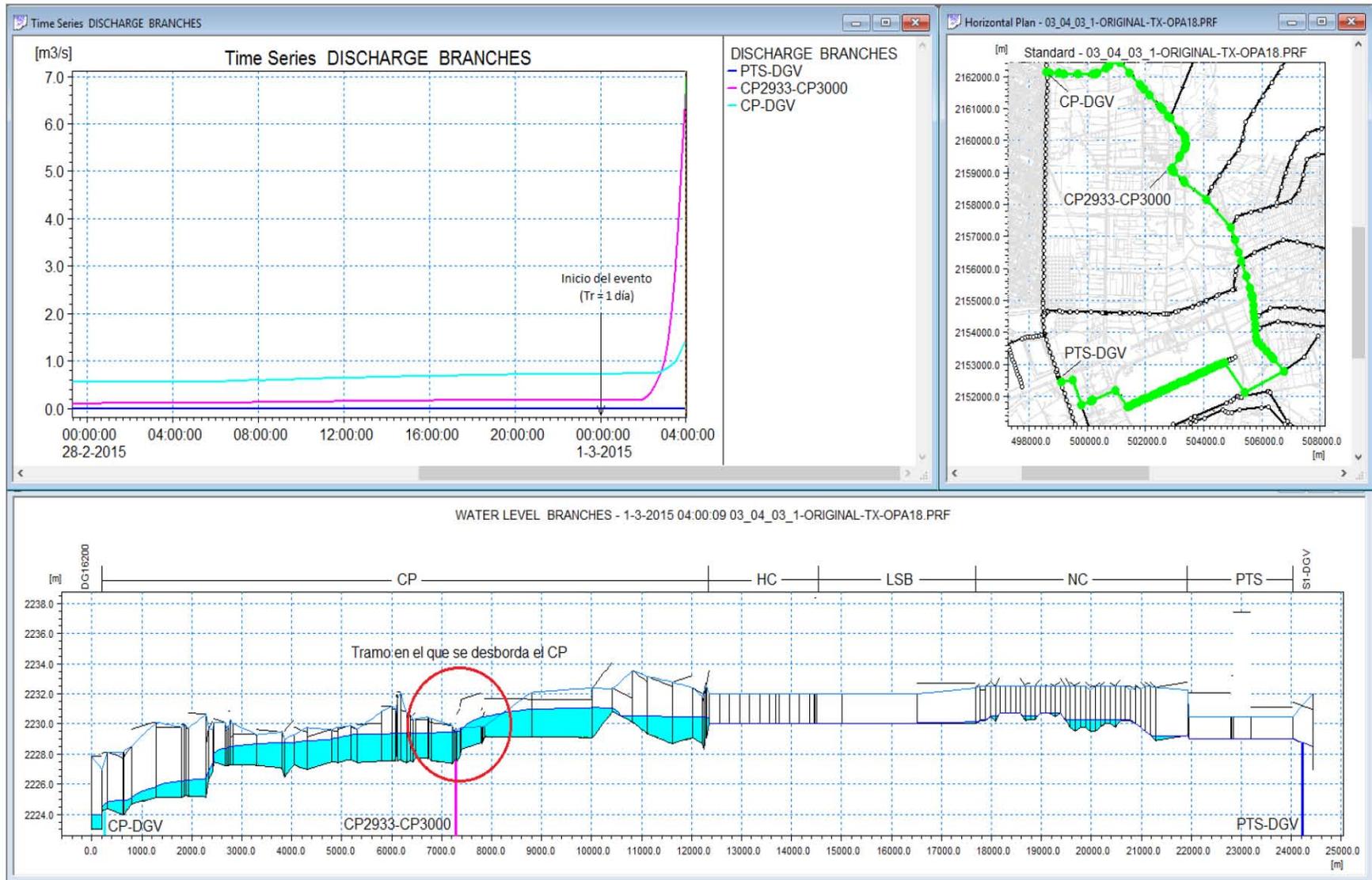


Figura 3.4.3 Resultados de la primera simulación de la alternativa 1-A.

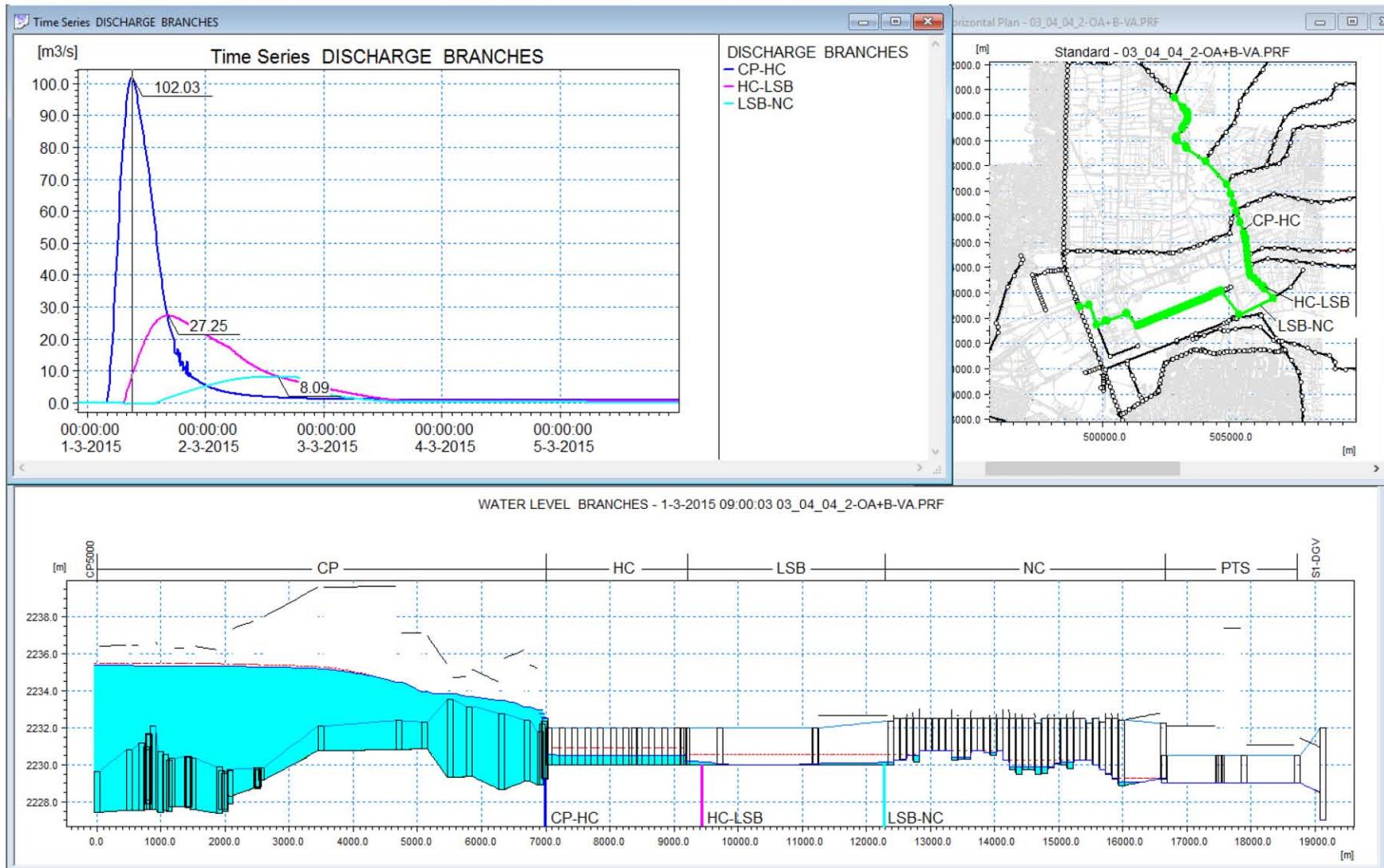


Figura 3.4.4 Resultados de la segunda simulación de la alternativa 1-A.

CASO DE APLICACIÓN: ZONA FEDERAL DEL LAGO DE TEXCOCO

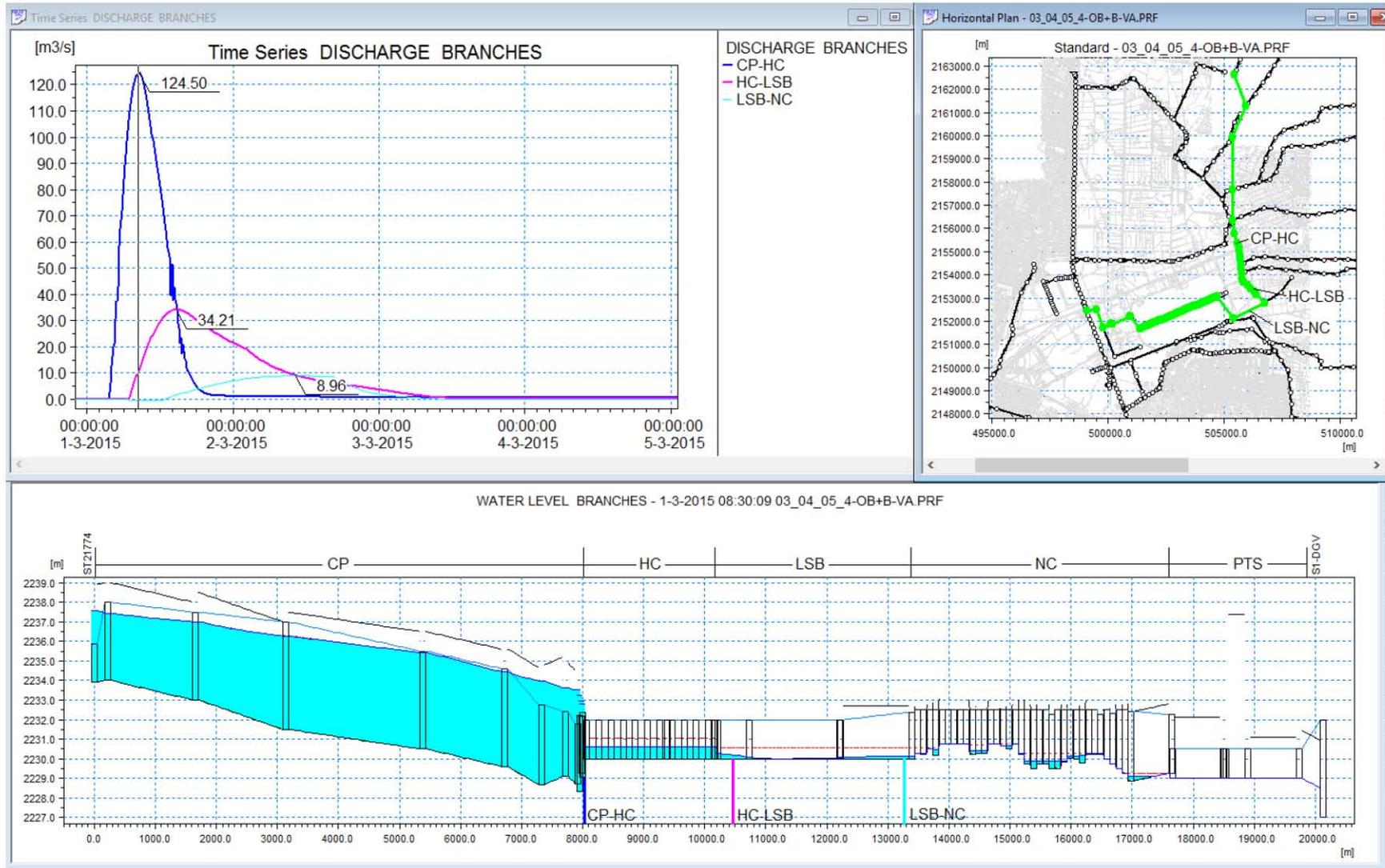


Figura 3.4.5 Resultados de la simulación de la alternativa 1-B.

Conclusiones

De esta simulación se concluyó lo siguiente:

- Los ríos de oriente, con su geometría actual, no tienen capacidad suficiente para conducir los volúmenes generados por los eventos de diseño correspondientes a un día de duración.
- La topografía actual del CP, que presenta grandes irregularidades y cuya zona más baja se ubica en el norte, en la zona aledaña a El Caracol, y la más alta en la zona donde descargan los ríos Papalotla y Xalapango, no permite que el agua fluya rápidamente hacia el sur.
- Lo anterior provoca un remanso en el Canal Perimetral, donde se almacena el agua antes de poder fluir hacia el sistema de lagunas.
- La elevación actual del CP justo aguas arriba de donde se encontrará su descarga a la laguna Hidalgo y Carrizo es 2229.2 msnm; mientras que se ha planteado que la elevación de la plantilla de HC estará en la 2230.0, esto implica que al menos el último tramo del CP almacenará agua por mucho tiempo (hasta que se evapore).
- La Laguna Hidalgo y Carrizo recibe muy poca agua.
- Las lagunas Nabor Carrillo y Peñón Texcoco Sur reciben un gasto cercano a cero.
- En la alternativa B, dado que el canal de conexión entre los ríos sí tiene pendiente hacia el sur, el remanso es menor que en el caso de la alternativa A; aunque de igual forma fue necesario elevar los bordos del CP hasta 6 m en algunos tramos.
- La laguna Moño 2 recibe muy poca agua, mientras que la laguna Moño 1 no regula en absoluto.

3.4.3. Búsqueda de la mejor alternativa para la plantilla del Canal Perimetral

Descripción

Se propusieron diferentes alternativas para la pendiente de la plantilla del CP, con el fin de lograr que el agua fluyera hacia el sistema lagunar, modificando lo menos posible su plantilla actual. Tanto para este canal como para el DCH1, se consideraron las secciones transversales de rectificación propuestas en las MIA.

Aunque en las MIA también se presenta una sección de rectificación del DCH2, se detectó que ésta es mucho más pequeña que la sección actual, en general; por lo que fue descartada la sección rectificadora.

Se modificó la topografía del lago Nabor Carrillo, en el cual se consideró una plantilla uniforme en 2229.50 msnm, valor que además no se encuentra lejos de la realidad. En la Figura 3.4.6 se muestra la curva elevaciones-capacidades de NC; aunque el punto más bajo estrictamente se encuentra en la elevación 2228.75, se puede observar que la curva prácticamente se desarrolla a partir de la elevación 2229.25.

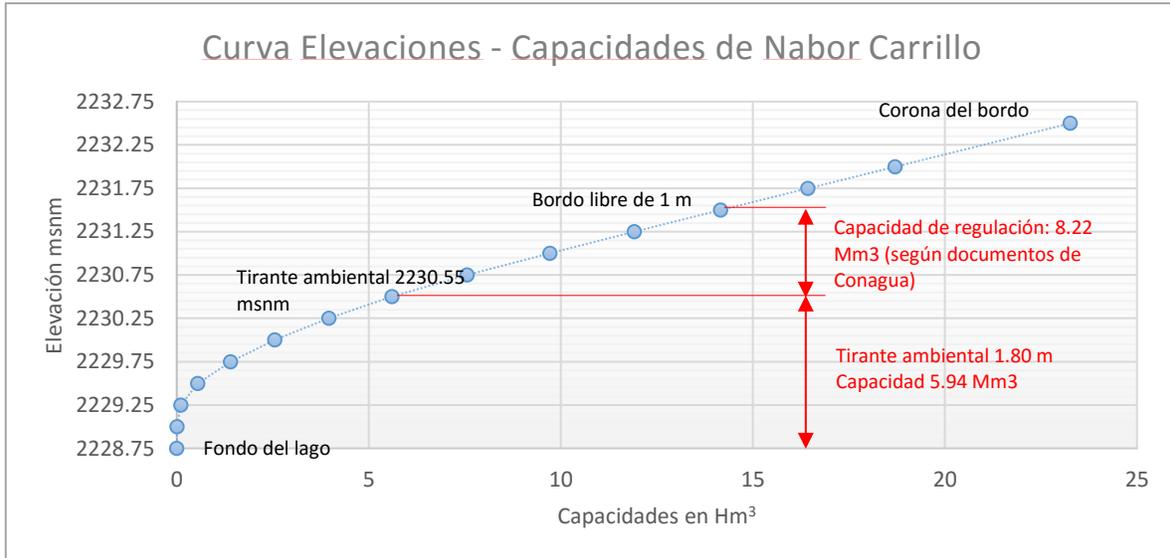


Figura 3.4.6 Curva de elevaciones-capacidades del lago Nabor Carrillo.

En el grupo 1 de simulaciones, se observó que el esquema de interconexión entre lagunas no facilitaba el flujo entre ellas, por lo que se cambió por la segunda alternativa propuesta en las MIA (Figura 3.4.7):

- Canal Perimetral - Hidalgo y Carrizo - Nabor Carrillo - Peñón Texcoco Sur - Dren General del Valle
- Canal Perimetral - Hidalgo y Carrizo - San Bernardino - Dren Chimalhuacán I
- Dren Chimalhuacán I - Moño 2- Dren Chimalhuacán I – Moño 1 - Dren General del Valle.

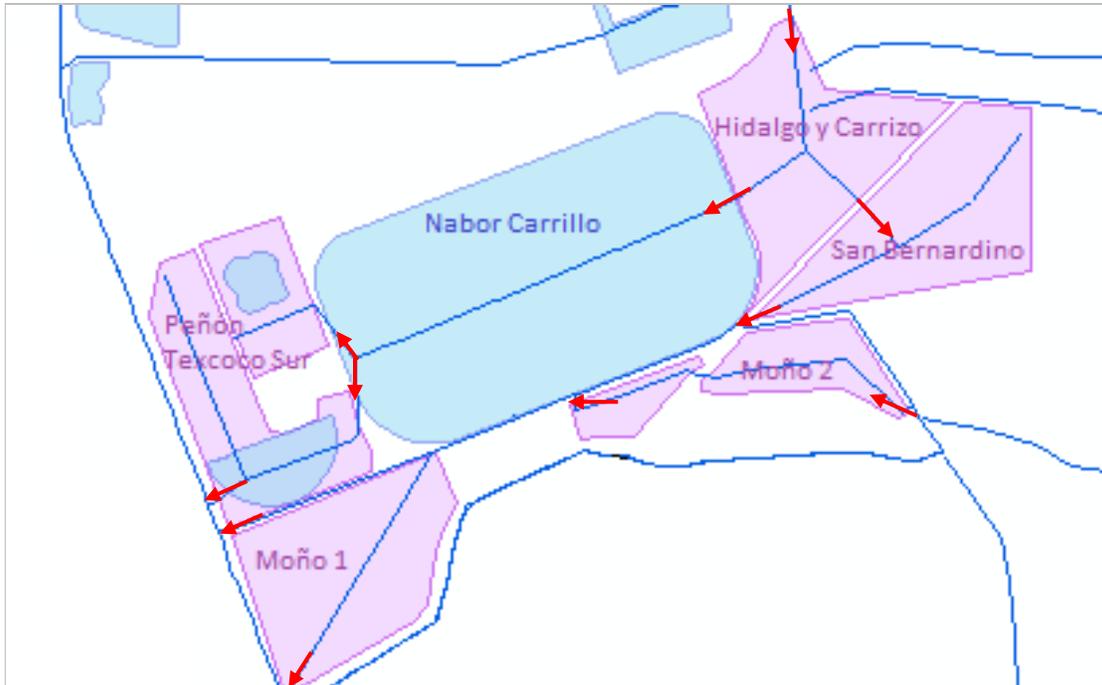


Figura 3.4.7 Conexiones entre lagunas en el grupo 2 de simulaciones.

Alternativas del CP

Para mejorar el funcionamiento hidráulico del CP, considerando que existirá un sistema de lagunas de regulación que debe de ser aprovechado y, por lo tanto, se prefiere que la mayor parte o todos los caudales de los ríos que arriban a él se conduzcan hacia el sur, se propusieron tres alternativas:

- *Alternativa 2-A:* rectificar la plantilla de todo el CP (desde El Caracol hasta Hidalgo y Carrizo) con una pendiente de 0.0001 y prolongar en línea recta el río Teotihuacán hasta el CP. La pendiente del CP partiría desde el punto donde descargará a HC hacia aguas arriba. Por lo que las elevaciones iniciales y finales serían:
 - Inicial (junto a El Caracol): 2230.95 msnm
 - Final (descarga en HC): 2230.00 msnm
- *Alternativa 2-B:* Dejar la plantilla existente, sólo rectificando la sección y los bordos, así como el tramo en el que arriban los ríos Papalotla y Xalapango, que constituyen la zona más alta del CP. Esta opción propone la rectificación con una pendiente que propicie que el agua fluya hacia el sur. Además, se plantea suavizar la plantilla y eliminar los picos de la plantilla del CP.
- *Alternativa 2-C:* Rectificar todo el Canal Perimetral, pero partiendo de que el tramo en el que descarga el río Xalapango es el más alto, por lo que se toma como parteaguas y se rectifica:

- Con una pendiente de 0.0002 hacia el norte, para que el caudal del río Teotihuacán se dirija hacia el Canal de Desfogue. Esta plantilla se calculó considerando las elevaciones actuales del punto más bajo y la elevación que se está tomando como parteaguas.
- Con una pendiente de 0.0001 hacia el sur, con los mismos valores propuestos en la alternativa 2-A.

Hidrología

Se emplearon los mismos hidrogramas que en las simulaciones anteriores: los correspondientes a $Tr = 50$ años y $D = 1$ día, afectados por los factores de simultaneidad de 0.550 y 0.698 (Tabla 3.2.3 y Figura 3.2.4).

Dado que los últimos tramos de los ríos, considerados en las simulaciones anteriores, no tienen la capacidad para conducir los gastos generados por los eventos de diseño de 1 día de duración y 50 años de periodo de retorno, fueron eliminados del modelo. Los hidrogramas se introducen directamente en los puntos donde descargan los ríos al sistema de drenaje de la ZFLT.

Resultados 1 (Alternativas 2-A, 2-B y 2-C)

En las Figuras 3.4.8 y 3.4.9, se presentan los resultados de las dos primeras alternativas propuestas, con el perfil del CP.

Como se observa en la Figura 3.4.8, la rectificación del Canal Perimetral disminuye el problema que se presenta en él, aunque se sigue presentando un remanso importante, el evento simulado transcurre sin que se desborde el CP en el caso de la alternativa A. El bordo libre mínimo es de 0.50 m.

En el caso de la alternativa B, aunque en un inicio el agua fluye hacia el sur, la pendiente y la descarga a la laguna Hidalgo y Carrizo no son suficientes para lograr que toda el agua se dirija a la zona de lagunas, por lo que un volumen importante de agua quedó almacenado entre el tramo modificado y el Canal de Desfogue.

La simulación de la alternativa 2-C se interrumpió antes de que los hidrogramas de entrada llegaran al gasto pico, debido a que en el Canal de Desfogue existen dos alcantarillas que reducen de manera considerable el área hidráulica, formando remansos aguas arriba de ellos. Aunque se pudo haber hecho la simulación suponiendo que se ampliaba la sección hidráulica de ambos puentes, se descartó esta alternativa completamente, en favor de las alternativas que conducen el caudal de todos los ríos de oriente hacia el sistema de lagunas de regulación.

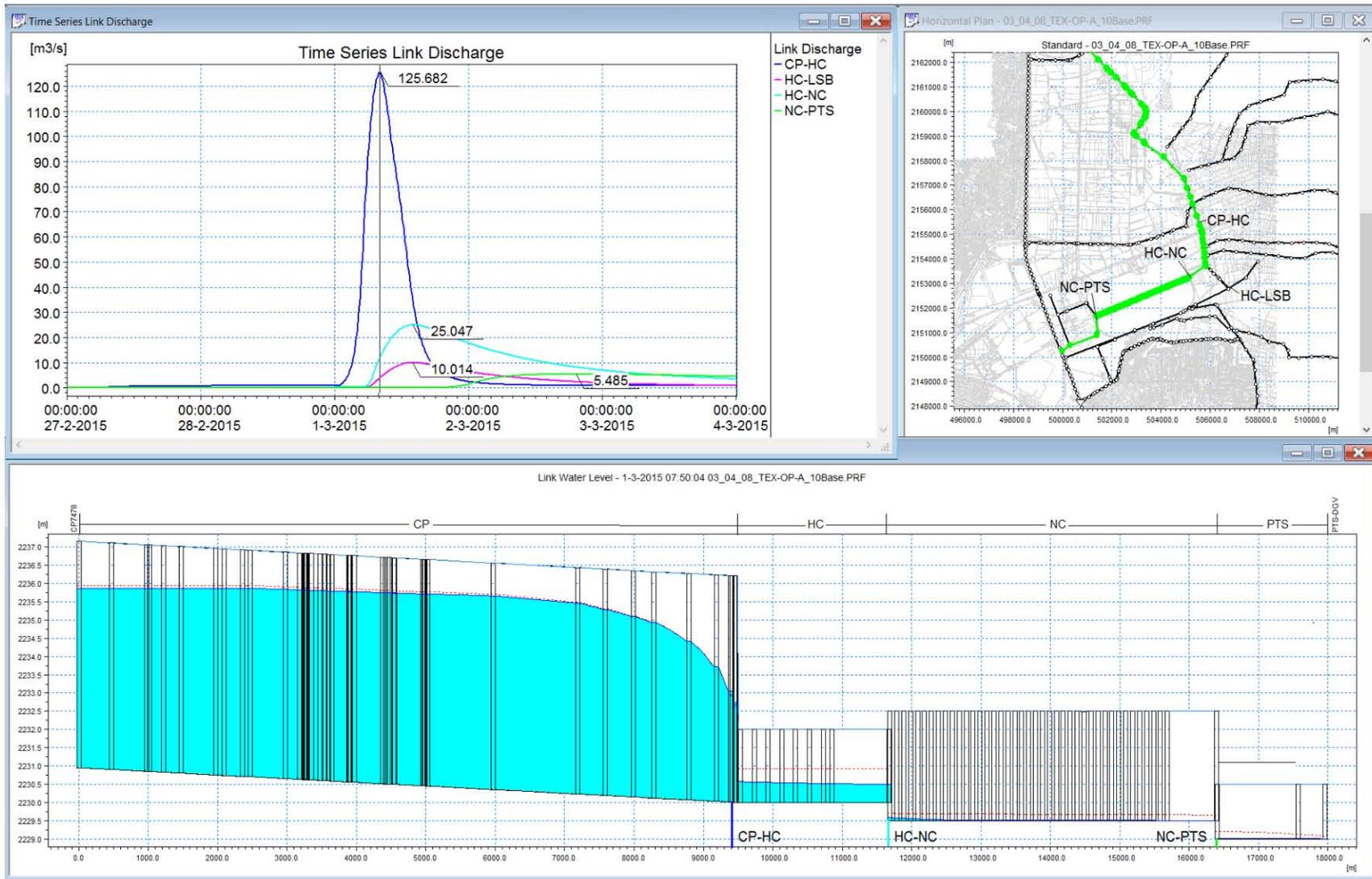


Figura 3.4.8 Resultados de la simulación de la alternativa 2-A.

CASO DE APLICACIÓN: ZONA FEDERAL DEL LAGO DE TEXCOCO

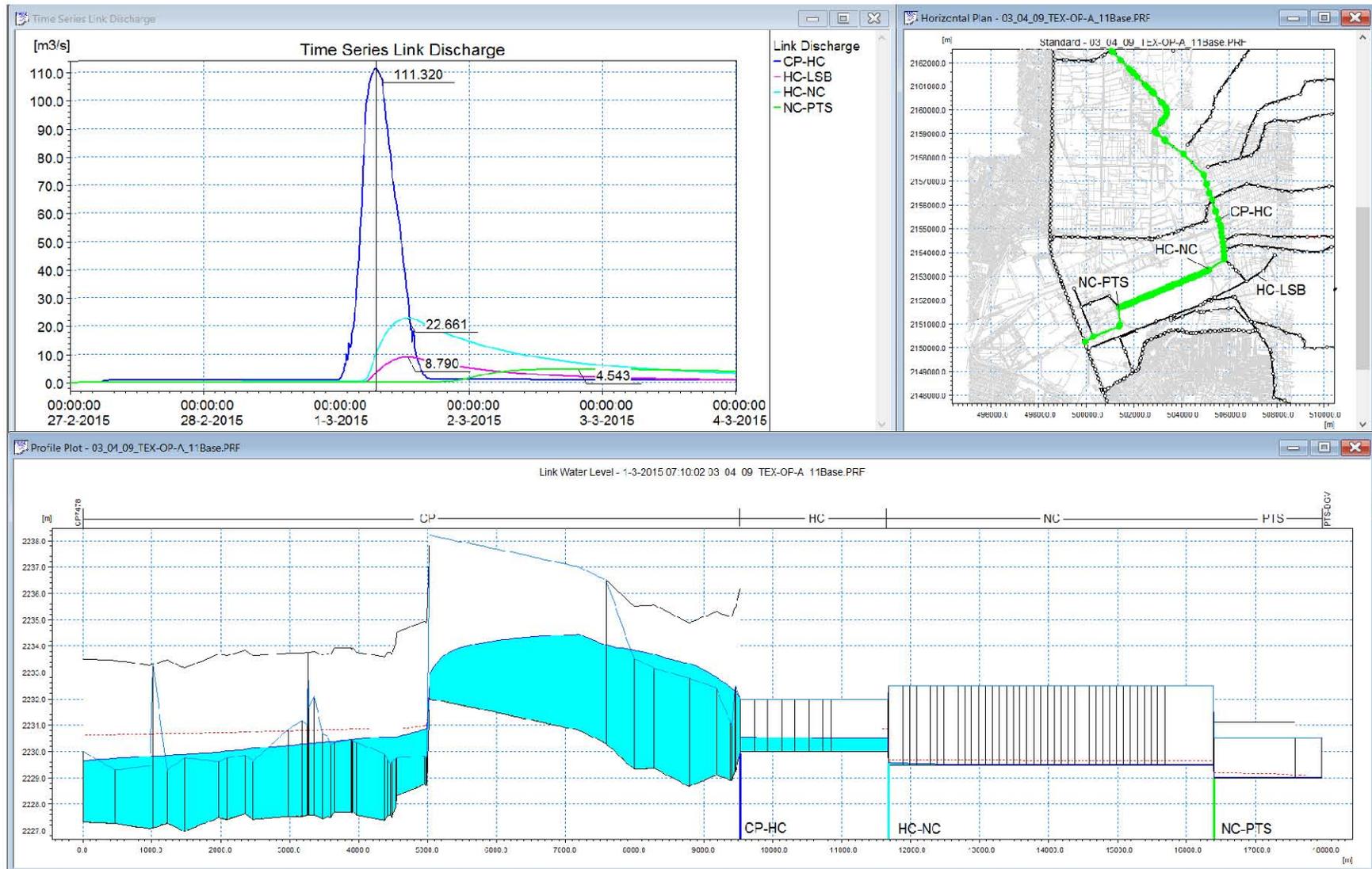


Figura 3.4.9 Resultados de la simulación de la alternativa 2-B.

Conclusiones

De los resultados anteriores se extrajeron las siguientes conclusiones:

- Los cambios en el CP mejoran considerablemente el funcionamiento hidráulico del sistema.
- Se observa que la laguna Hidalgo y Carrizo alcanza casi la mitad de su capacidad; sin embargo las lagunas San Bernardino, Nabor Carrillo y Peñón Texcoco Sur continúan sin ser aprovechadas.
- La mayor parte de los caudales se desalojan por el Dren Chimalhuacán I.
- A la laguna Moño 2 entra un gasto muy pequeño; mientras que en la laguna Moño 1, el gasto de entrada es prácticamente cero.

Modificaciones

Después de probar las alternativas 2-A, 2-B y 2-C, se decidió combinar sus características en una sola alternativa (2-D) de la siguiente manera:

- El río San Juan Teotihuacán descarga al río Papalotla y ambos al Canal Perimetral, sin unirse al Xalapango.
- Se rectifica la plantilla del Canal Perimetral con una pendiente de 0.0001, a partir del punto en el que descargan los cuatro ríos ya mencionados.

El esquema de esta nueva propuesta se presenta en la Figura 3.4.10. En la figura se pueden observar: la propuesta para la rectificación del Canal perimetral, los puntos de entrada de los hidrogramas correspondientes a los ríos de oriente y el armado final de las lagunas y sus conexiones.

Para reducir el tiempo de cálculo, fueron eliminados del modelo todos los nodos y conductos que no participan en la simulación.



Figura 3.4.10 Armado de la alternativa 2-D.

3.4.4. Modificación de las elevaciones de plantilla de las lagunas y escenarios de tirantes ecológicos

Descripción

Se decidió modificar el modelo para mejorar el funcionamiento hidráulico, de manera que las lagunas cumplieran con su función de regulación.

Dado que las plantillas propuestas en las MIA no facilitaban el flujo del agua a través del sistema lagunar, se propuso modificar las elevaciones de plantilla y bordos de algunas de las lagunas, de tal manera que **el sistema fuera "escalonado"**.

Para ello se propuso que hubiera una diferencia de 0.50 m entre lagunas conectadas. Por lo anterior, la elevación de la plantilla de la laguna San Bernardino se bajó 0.50 m y se propuso la elevación de 2229.50 msnm.

Por su parte, se bajó la plantilla de MO2 a la elevación 2229.00 msnm, pues se encontraba muy por encima de la del DCH1, lo que obligaba a que éste tuviera que tomar carga antes de poder regularse mediante la laguna MO2.

En la Tabla 3.4.2 se muestra una comparación entre las elevaciones de plantilla indicadas en las MIA y las elevaciones que fueron simuladas.

Tabla 3.4.2 Modificaciones en las elevaciones de plantilla de las lagunas de proyecto.

LAGUNA	NIVEL DE PLANTILLA (MIA)	NIVEL DE PLANTILLA PROPUESTO
Hidalgo y Carrizo	2230.00	2230.00
San Bernardino	2230.00	2229.50
Peñón Texcoco Sur	2229.00	2229.00
Moño 2	2230.00	2229.00
Moño 1	2227.60	2227.60
Nabor Carrillo	2230.60	2229.50

Escenarios de tirantes ecológicos

Debido a que la ZFLT tiene gran importancia ambiental, al ser hábitat de numerosas especies acuáticas y de aves, se simularon tres combinaciones de tirantes ecológicos, cada uno con una justificación desde el punto de vista ambiental y tomando en cuenta las características del aeropuerto.

El objetivo de esto fue evaluar la posibilidad de mantener todos los cuerpos de agua con un volumen muerto, sin afectar la función de regulación del sistema.

En la Tabla 3.4.3 se resumen los tirantes propuestos en cada una de las lagunas y, por tanto, los niveles a los que se encontrará el espejo de agua.

Tabla 3.4.3 Resumen de niveles de los tres escenarios ecológicos.

	NC	HC	SB	PTS	MO1	MO2
Elevación de plantilla (msnm)						
Plantilla	2229.50	2230.00	2229.50	2229.00	2227.60	2229.00
Escenario I						
Tirante ecológico	1.10	0.75	0.75	0.20	0.20	0.20
Espejo	2230.60	2230.75	2230.25	2229.20	2227.80	2229.20
Escenario II						
Tirante ecológico	1.10	0.40	0.20	0.20	0.20	0.20
Espejo	2230.60	2230.40	2229.70	2229.20	2227.80	2229.20
Escenario III						
Tirante ecológico	1.10	0.50	0.50	0.00	0.00	1.00
Espejo	2230.60	2230.50	2230.00	2229.00	2227.60	2230.00

Hidrología

Nuevamente se simularon los hidrogramas correspondientes a $Tr = 50$ años y $D = 1$ día, afectados por los factores de simultaneidad de 0.550 y 0.698 (Tabla 3.2.3 y Figura 3.2.4).

Resultados

A continuación, en las Figuras 3.4.11 a 3.4.13, se presentan los perfiles que muestran el tirante máximo alcanzados en el tramo CP - HC - NC - PTS - DGV, por ser los de más interés para cumplir con los objetivos de este grupo de simulaciones.

En las gráficas se añadió en azul claro el agua que representa el volumen muerto para cada escenario, con el fin de poder apreciar la capacidad de laguna que realmente está siendo ocupada.

Los hidrogramas añadidos en cada figura representan:

- En azul, el hidrograma de la conexión entre el Canal Perimetral y la laguna Hidalgo y Carrizo.

- En rosa, el hidrograma que se presenta en el tramo que une la laguna Hidalgo y Carrizo con el lago Nabor Carrillo.
- En cyan, el hidrograma del tramo de unión entre Nabor Carrillo y Peñón Texcoco Sur.
- En verde, la descarga de Peñón Texcoco Sur al Dren General del Valle.

CASO DE APLICACIÓN: ZONA FEDERAL DEL LAGO DE TEXCOCO

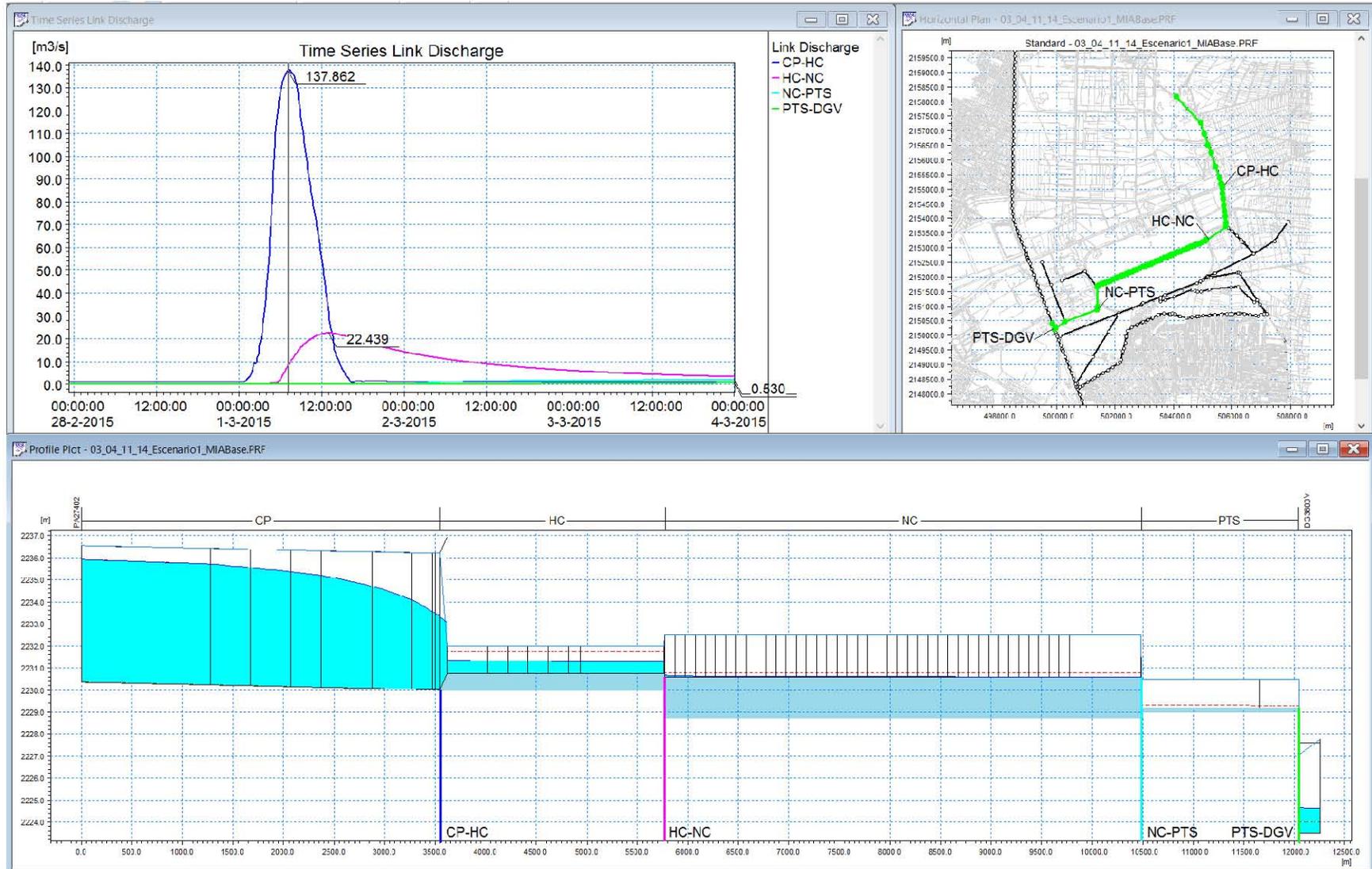


Figura 3.4.11 Resultados del grupo 3 de simulaciones, escenario 1, $D = 1$ día y $Tr = 50$ años.

CASO DE APLICACIÓN: ZONA FEDERAL DEL LAGO DE TEXCOCO

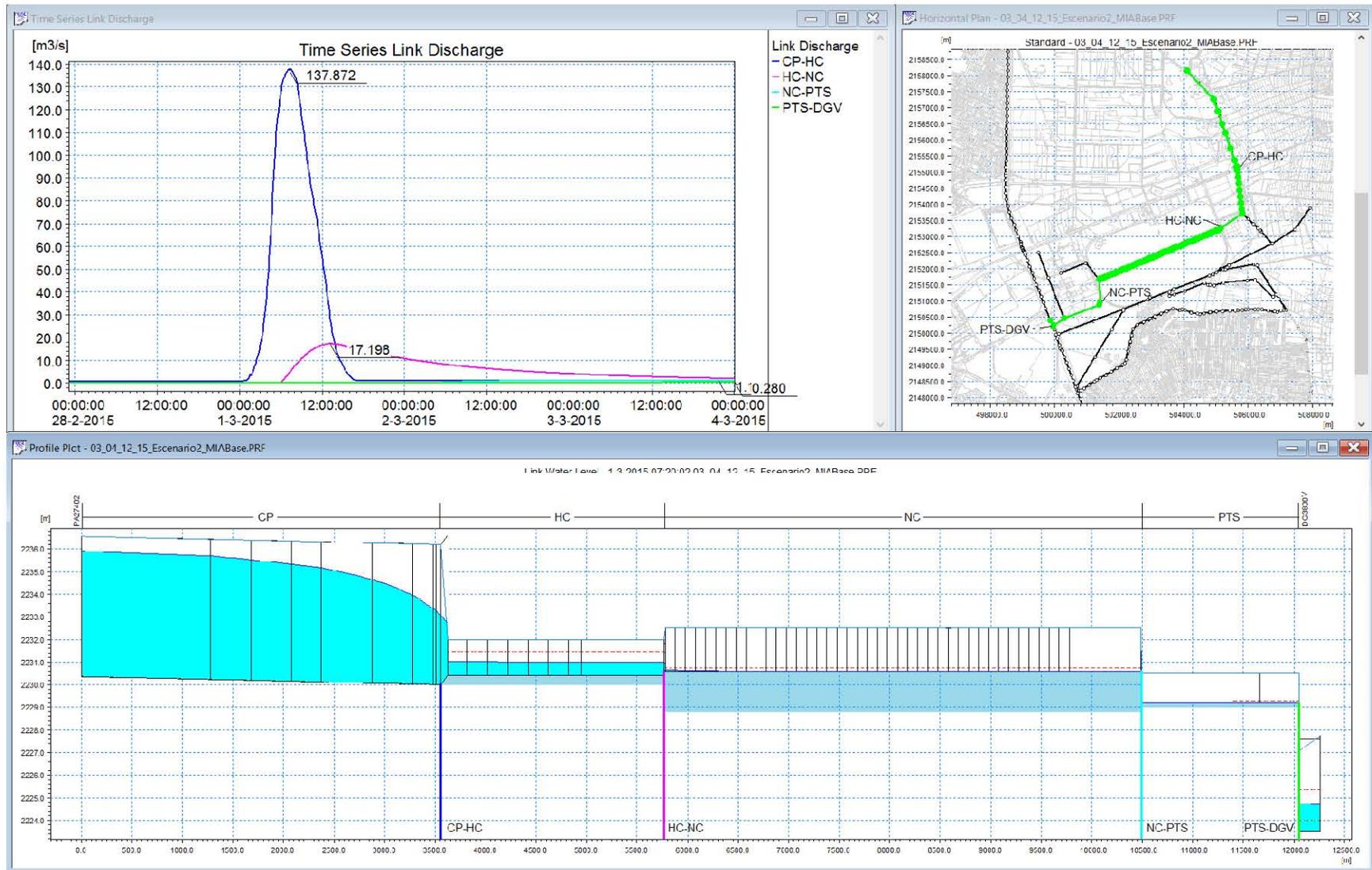


Figura 3.4.12 Resultados del grupo 3 de simulaciones, escenario II, $D = 1$ día y $Tr = 50$ años.

CASO DE APLICACIÓN: ZONA FEDERAL DEL LAGO DE TEXCOCO

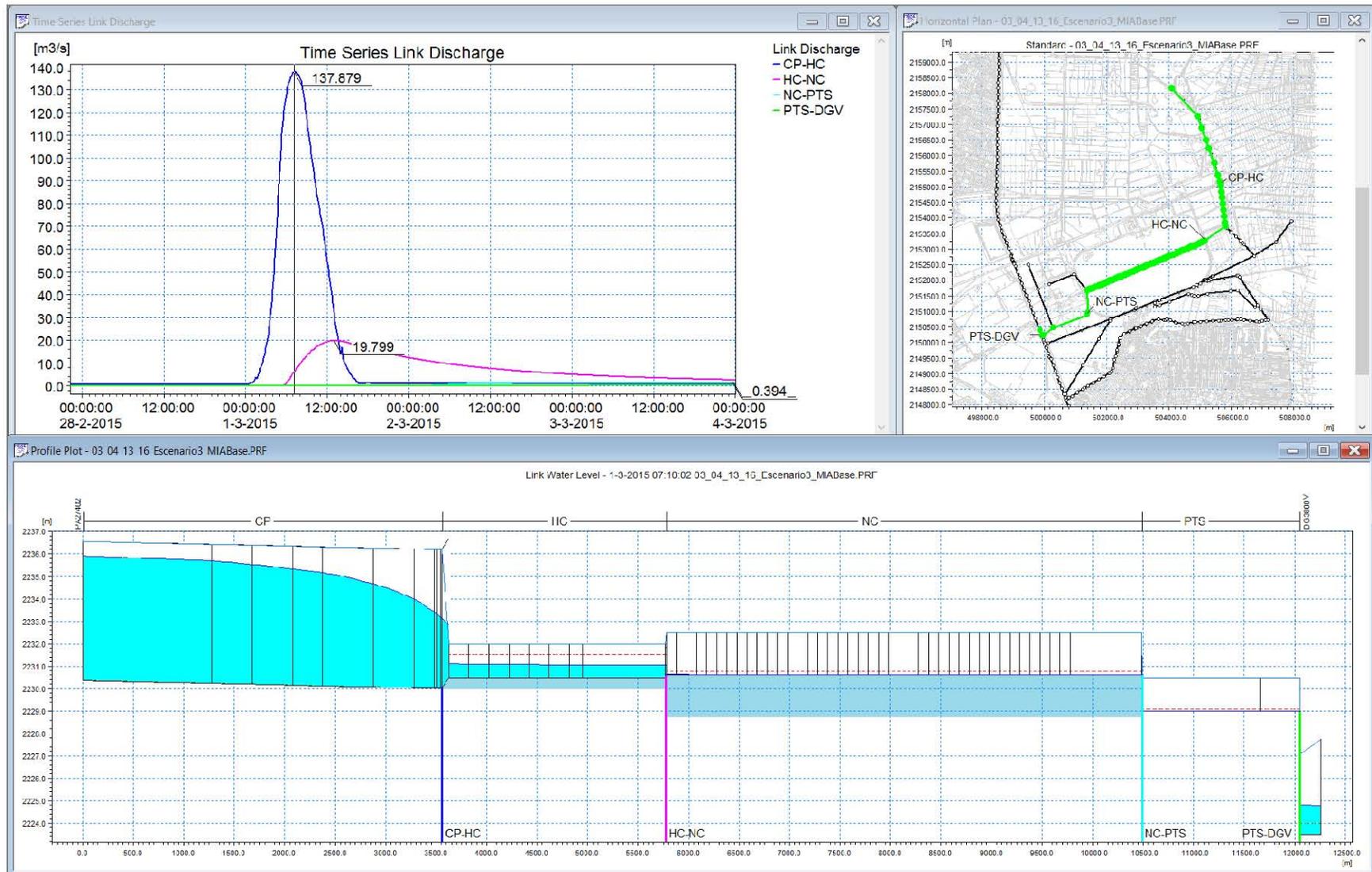


Figura 3.4.13 Resultados del grupo 3 de simulaciones, escenario III, $D = 1$ día y $Tr = 50$ años.

Conclusiones

De los resultados obtenidos en esta sección se concluyó que:

- La modificación en las elevaciones de las plantillas de las lagunas mejoró de forma importante el funcionamiento del sistema, en general.
- Para los tres escenarios propuestos, el nivel en las lagunas y los canales es siempre menor al nivel del borde; sin embargo, la laguna HC se llena hasta un nivel crítico, especialmente en el caso del evento de 1 día de duración, cuyo hidrograma genera un volumen menor pero un gasto pico mucho más alto que el de 8 días.
- Cuando se presenta el tirante máximo, donde inicia el CP, el bordo libre (BL) es de 0.63 en el Escenario I (caso más crítico). Si se reviste el CP con concreto, se puede aumentar dicho BL hasta 2.24 m.
- En este caso, las lagunas Nabor Carrillo, Peñón Texcoco Sur, San Bernardino y Moño 2 regulan un volumen muy pequeño respecto a su capacidad.
- No entra agua a la laguna Moño 1.

3.4.5. Simulaciones con hidrogramas que generan 7.53 (D = 1 día) y 19.22 hm³ (D = 8 días)

Descripción

Al comprobar que el sistema funcionaba sin desbordarse bajo las condiciones propuestas en las simulaciones anteriores, se cambiaron los hidrogramas de entrada por los calculados para generar un volumen de 19.22 hm³, dada la repetición de una tormenta igual durante ocho días consecutivos (Tabla 3.2.6 Figura 3.2.6).

En un inicio se simuló, como se hizo en todos los casos anteriores, que todas las compuertas estaban abiertas; sin embargo, la parte de la laguna PTS1 que se encuentra al norte, no tiene salida ni a la PTS2 (que está al sur de la anterior), ni al DGV, ni a ninguna otra estructura (Figura 3.4.14), sobrepasa el nivel del bordo en:

- Escenario I, con un tirante inicial de 0.20 m en PTS: día 7.
- Escenario II, con un tirante inicial de 0.20 m en PTS: día 7.
- Escenario III, vacía al inicio de la simulación: día 8.

Por lo anterior, para que el sistema pudiera regular la tormenta de 8 días, se consideró que se cierran por completo las compuertas de la laguna PTS1 y el gasto es cero cuando se alcanza el nivel 2230.00 (tirante que permite un BL de 0.50 m).

La modificación anterior permitió terminar la simulación para una duración de 8 días, sin que el nivel del agua sobrepasara los bordos.

Por otra parte, se agregó una estructura de control al inicio del DCH2, que no permite descargar en él más de 4 m³/s, pues es probable que este dren se opere de esta manera en un futuro.

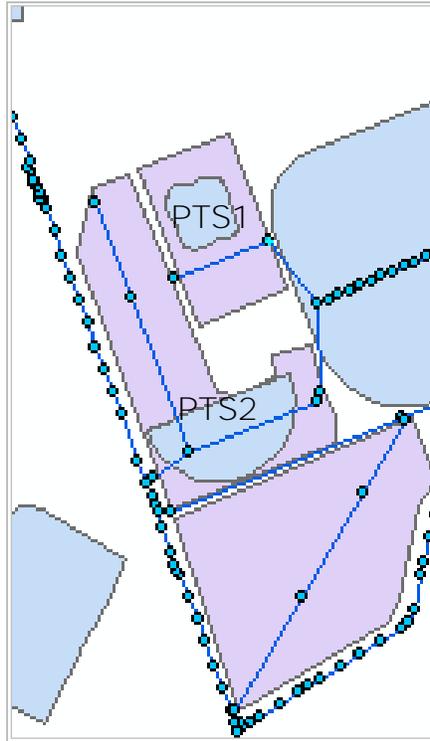


Figura 3.4.14 Laguna Peñón Texcoco Sur.

Resultados 1 (evento D = 8 días)

Las Figuras 3.4.15 a 3.4.17 muestran el tirante máximo alcanzado en el tramo CP-HC-NC-PTS-DGV, en los tres escenarios de tirantes ecológicos, bajo el evento de 8 días de duración.

En las gráficas se añadió en azul claro el agua que representa el volumen muerto para cada escenario, con el fin de poder apreciar la capacidad de laguna que realmente está siendo ocupada.

Los hidrogramas añadidos en cada figura representan:

- En azul, el hidrograma aguas abajo de la descarga de los ríos Teotihuacán y Papalotla.

- En rosa, el hidrograma que se presenta en el tramo que une la laguna Hidalgo y Carrizo con el lago Nabor Carrillo.
- En verde, el hidrograma del tramo de unión entre Nabor Carrillo y Peñón Texcoco Sur.
- En cian, la descarga de Peñón Texcoco Sur al Dren General del Valle.

Por otra parte, se presentan las descargas del sistema de drenaje de la ZFLT al DGV, bajo la suposición de que todas las descargas son libres (Figura 3.4.18). Los hidrogramas representan:

- En rosa, la descarga de PTS - DGV.
- En verde oscuro, la descarga de DCH1 - DGV.
- En azul, la descarga de Moño 1 - DGV.
- En verde claro, la descarga de DCH2 - DGV.

Modificaciones

Aunque el evento de 8 días genera un gran volumen de agua, es importante resaltar que los picos de los hidrogramas no son tan altos como los correspondientes a 1 día de duración (Tabla 3.2.5 y Figura 3.2.5); por lo que a continuación se llevó a cabo la simulación de este evento, con el propósito de garantizar que todas las estructuras tienen la capacidad suficiente para soportar picos tan altos.

En las primeras simulaciones, se detectó que el CP no era capaz de conducir los gastos generados en este evento bajo las condiciones en las que se había simulado anteriormente, por lo que se revistió de concreto en su totalidad.

Resultados 2 (evento $D = 1$ día)

Escenario 1

El sistema no fue capaz de regular el volumen generado en los siete ríos del norte, que en este evento suma un total de 6.39 hm^3 (los otros 1.14 hm^3 corresponden a los ríos Santa Mónica y Coatepec). Aunque una vez revestido el CP tuvo la capacidad suficiente para conducir los caudales de los ríos Teotihuacán, Papalotla, Xalapango y Coxacoaco, la laguna Hidalgo y Carrizo no fue capaz de desalojar el volumen almacenado y se desbordó casi 9 h después de haber iniciado el evento.

Dado que el problema se presenta sólo en HC, se modificaron sus salidas hacia Nabor Carrillo y hacia la laguna San Bernardino; para lo cual se aumentó el número de compuertas e, incluso, se modificó su sección:

- 7 compuertas de 1.22 x 1.52 m ($A = 12.98 \text{ m}^2$).
- 6 compuertas de 1.52 x 1.52 m ($A = 13.86 \text{ m}^2$).

Sin embargo, ninguna de las simulaciones anteriores logró que Hidalgo y Carrizo desalojara a tiempo el volumen almacenado.

Escenario II

Una vez revestido de concreto el CP, el sistema pudo regular los 7.53 hm^3 generados por los ríos de oriente; sin embargo, el bordo libre máximo en Hidalgo y Carrizo fue de tan sólo 0.10 m (Figura 3.4.19).

Escenario III

Además de revestir el CP, este escenario también requirió de modificaciones en sus conexiones con las lagunas Nabor Carrillo y San Bernardino, donde se colocaron seis compuertas de 1.22 x 1.52 m ($A = 11.13 \text{ m}^2$), pero tampoco fueron suficientes. Finalmente, se colocaron seis compuertas de 1.52 x 1.52 ($A = 13.86 \text{ m}^2$), condición para la cual se logró terminar la simulación, aunque la diferencia entre el bordo de la laguna y el nivel máximo alcanzado por el agua es de tan sólo 0.003 m.

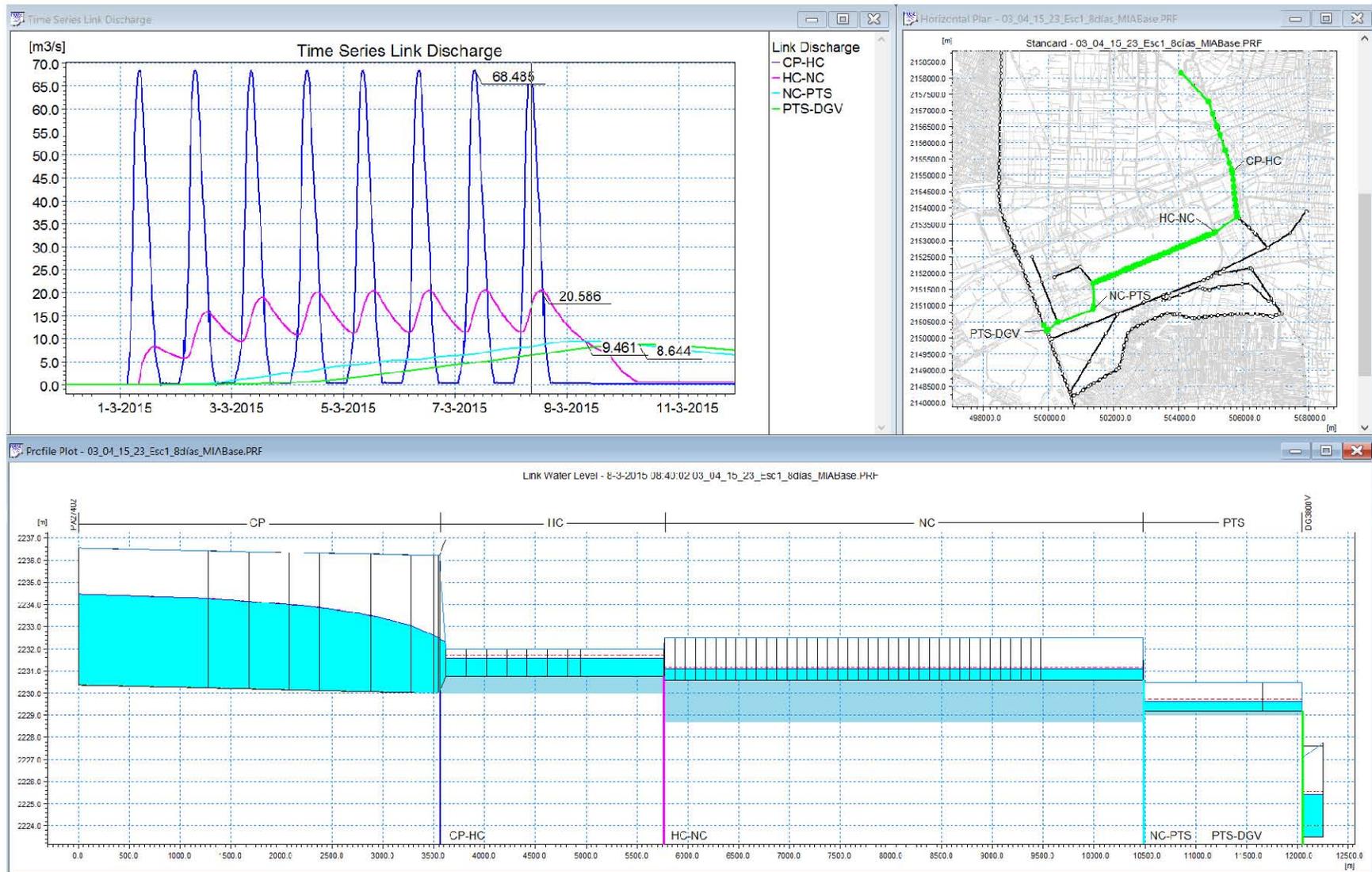


Figura 3.4.15 Resultados del grupo 4 de simulaciones, escenario I, $D = 8$ días y $Tr = 50$ años.

CASO DE APLICACIÓN: ZONA FEDERAL DEL LAGO DE TEXCOCO

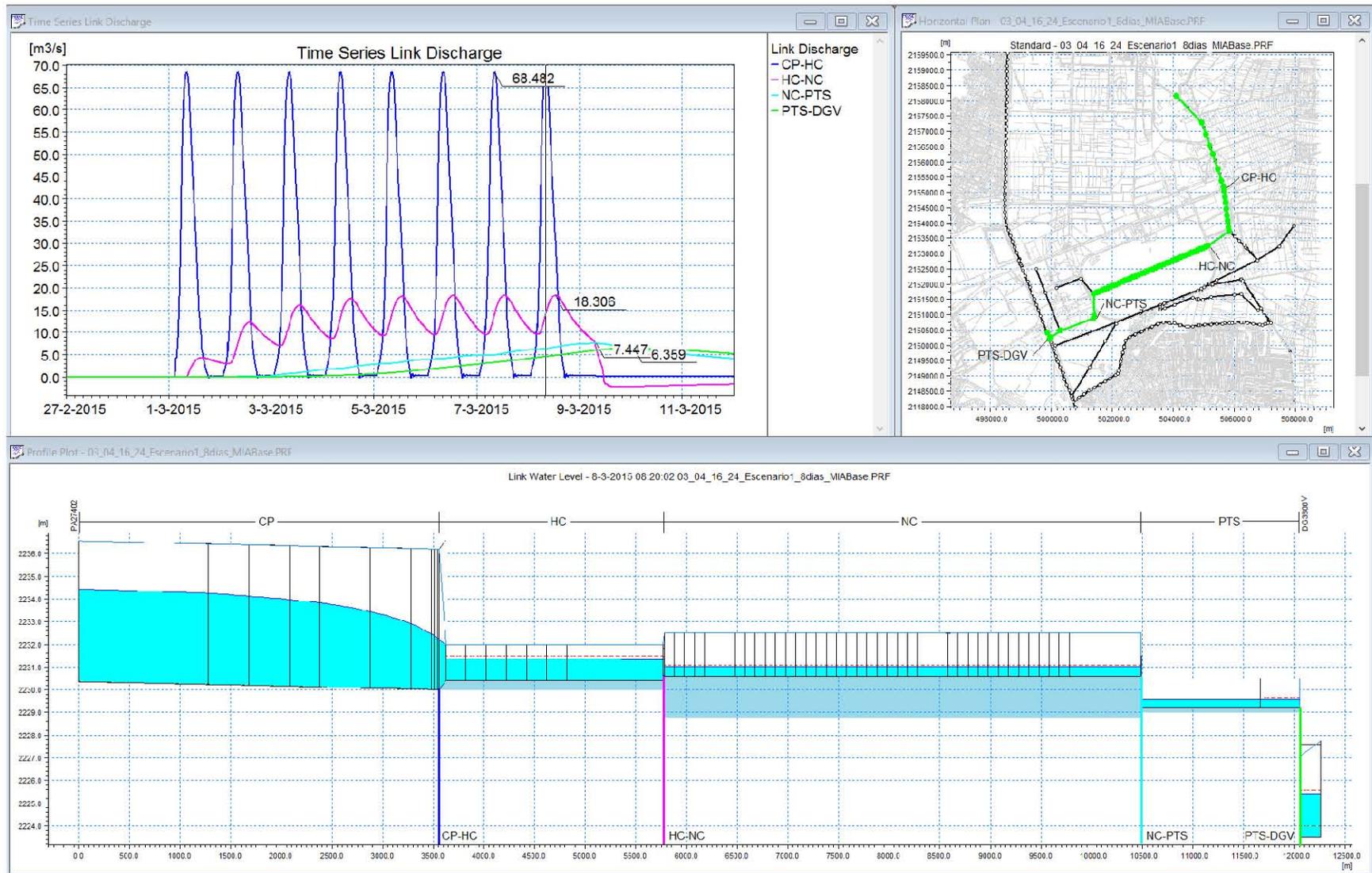


Figura 3.4.16 Resultados del grupo 4 de simulaciones, escenario II, $D = 8$ días y $Tr = 50$ años.

CASO DE APLICACIÓN: ZONA FEDERAL DEL LAGO DE TEXCOCO

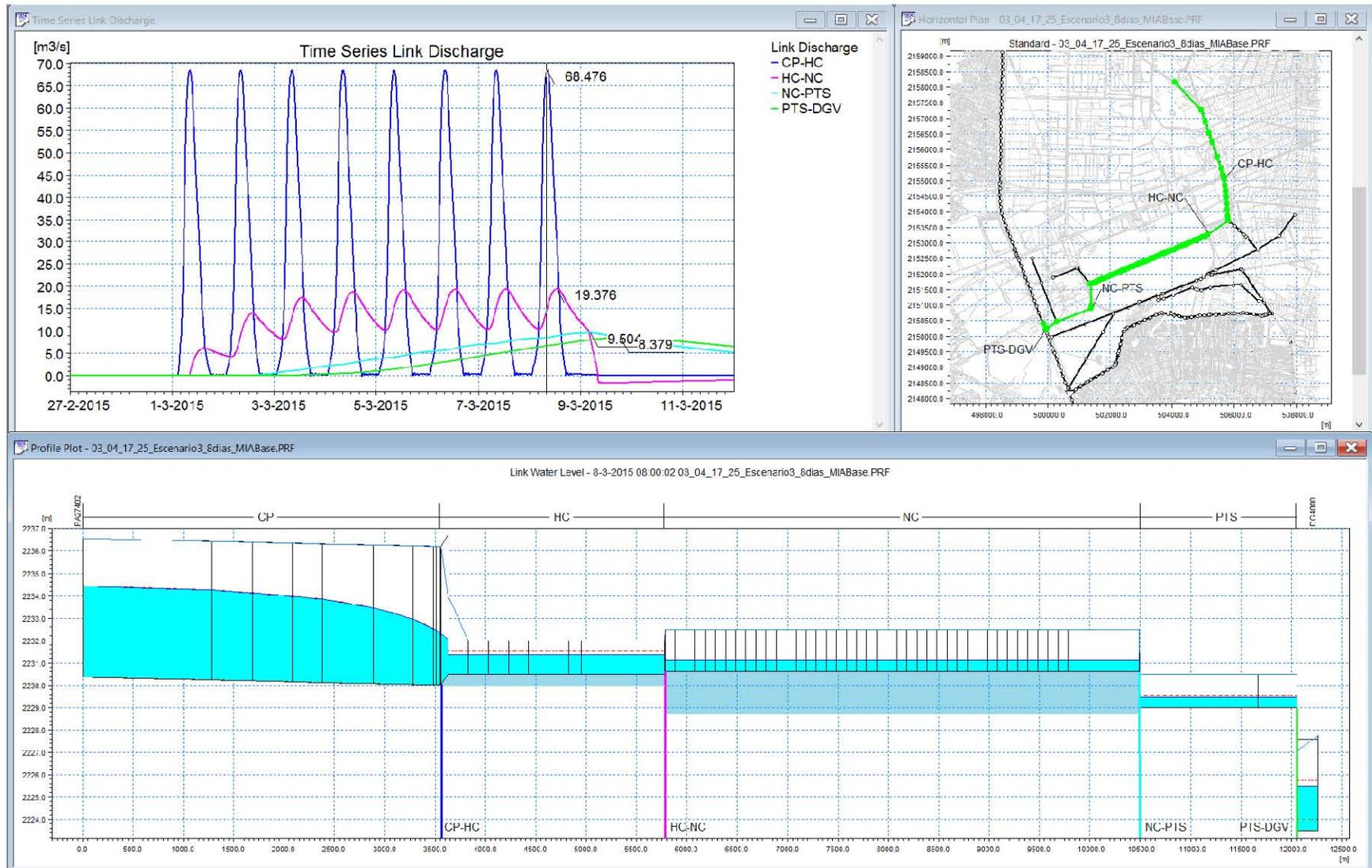


Figura 3.4.17 Resultados del grupo 4 de simulaciones, escenario III, $D = 8$ días y $Tr = 50$ años.

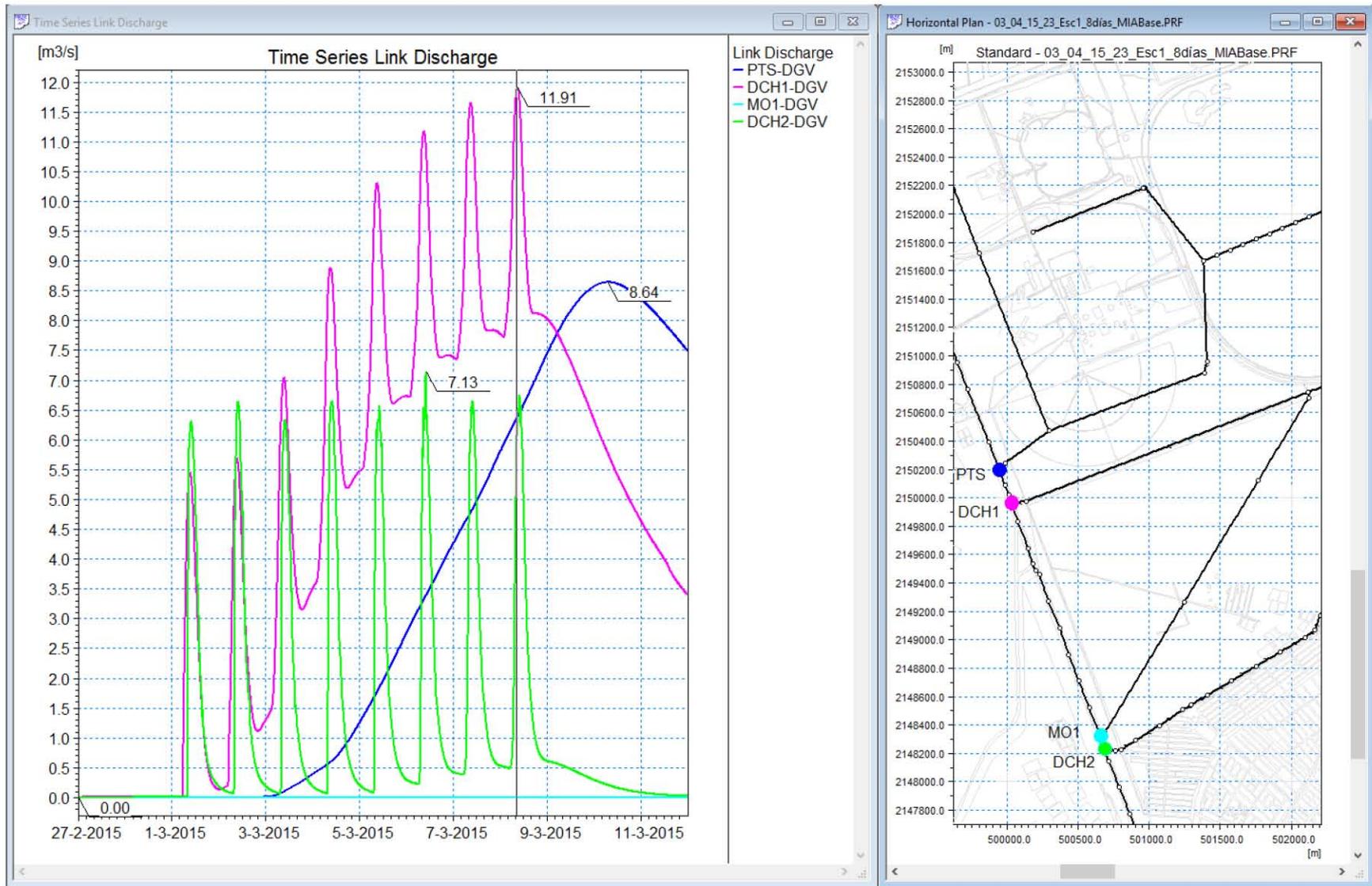


Figura 3.4.18 Hidrogramas de descargas al DGV, para el evento de 8 días de duración.

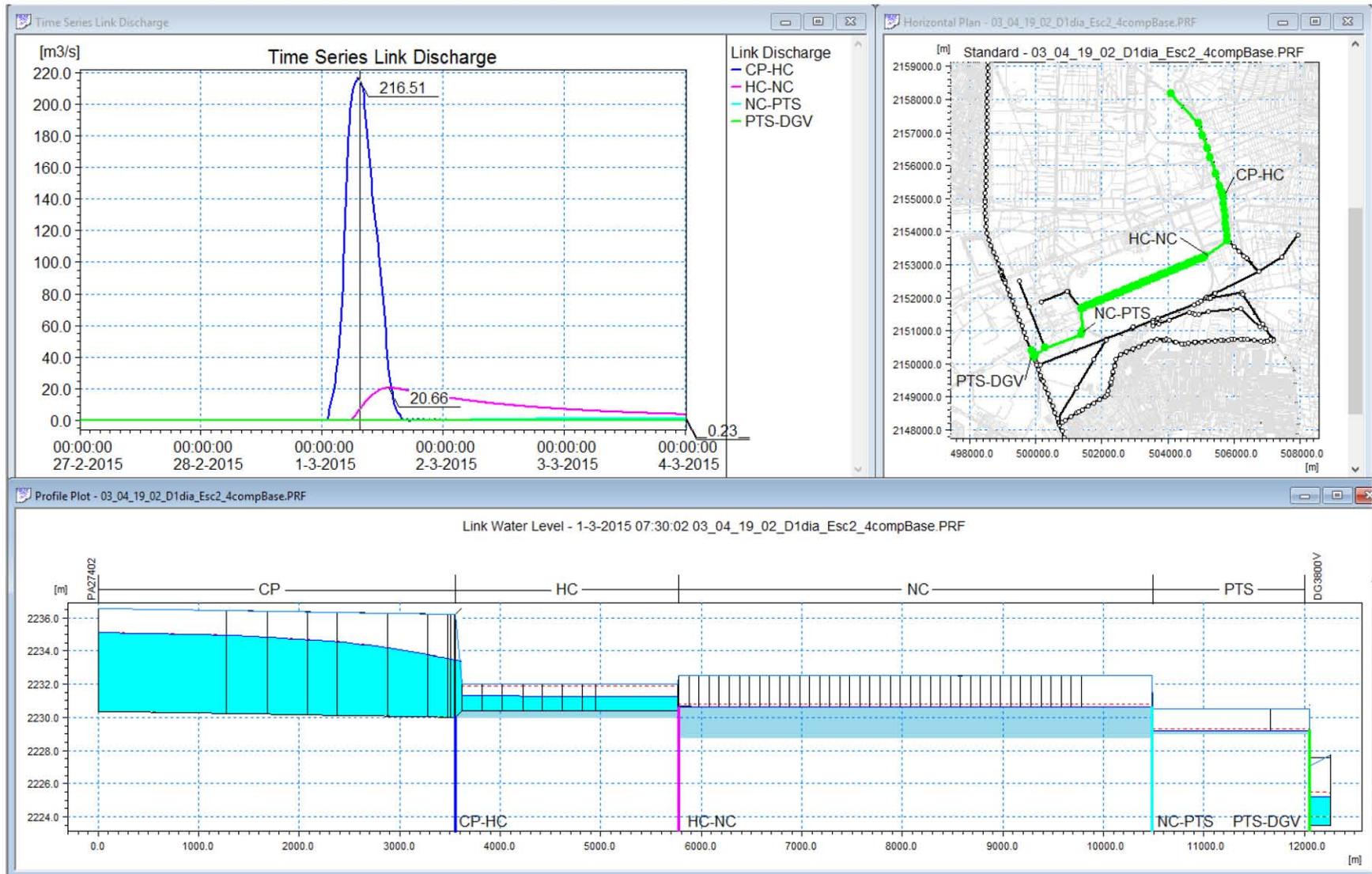


Figura 3.4.19 Resultados del grupo 4 de simulaciones, escenario II, $D = 1$ día y $Tr = 50$ años.

Conclusiones

De las simulaciones correspondientes al evento de $D = 8$ días, se concluyó:

- Para los tres escenarios propuestos, el nivel en las lagunas y los canales es siempre menor al nivel del borde.
- En comparación las simulaciones anteriores, se aprovecha mejor la capacidad de regulación de las lagunas.
- Sólo en el escenario III, que considera que la laguna Moño 1 está vacía, entra un pequeño caudal, pero es prácticamente despreciable.
- Cuando se presenta el tirante máximo, donde inicia el Canal Perimetral, el BL es de 2.10 m, en el caso más crítico que corresponde al Escenario I. Si se reviste el CP con concreto, se puede aumentar dicho BL hasta 3.33 m.
- Para este evento, la descarga más importante es la del Dren Chimalhuacán I; sin embargo, la laguna Peñón Texcoco Sur también descarga un volumen considerable.
- La laguna Moño I continúa sin descargar al DGV.

Mientras que en lo que se refiere al evento de $D = 1$ día, se observó lo siguiente:

- El evento que ASA concluyó como definitivo genera un volumen 36% mayor al que había calculado en un inicio para la duración de 1 día. Este aumento en el volumen sí genera situaciones críticas en el sistema, en especial para los escenarios I y III, cuyos tirantes muertos en HC son de 0.75 m y 0.50 m, respectivamente, mientras que el tirante inicial del escenario II es 0.40 m.
- Esta situación llama la atención sobre la ineficiencia de las conexiones de HC con NC y LSB, las cuales habían sido suficientes en los casos simulados anteriormente, tanto para 1, como para 8 días de duración, pero por un margen muy pequeño.
- Convendría revisar el diseño de las estructuras de las estructuras de conexión, en especial las de HC.
- A pesar del aumento en los gastos pico de los hidrogramas de los ríos del sur, sigue sin emplearse eficientemente la laguna Moño 2. La parte de la laguna que se encuentra aguas arriba sólo aumenta su tirante entre 0.35 y 0.45 metros, según el escenario que se simule.
- El nivel en la laguna Moño 2 de aguas abajo es aún menor que los anteriores.
- La laguna Moño 1 continúa sin aprovecharse.

3.4.6. Precipitación en cuencas aisladas ($D = 1$ día)

Descripción

Los eventos de diseño definidos en el estudio hidrológico y empleados en todas las simulaciones anteriores, suponen una lluvia que ocurre simultáneamente en las nueve cuencas analizadas, por lo que los hidrogramas fueron afectados por factores de simultaneidad. Sin embargo, si lloviera en una sola cuenca, el hidrograma no se vería afectado por dicho factor, por lo que el gasto pico es sensiblemente mayor.

El objetivo de estas simulaciones fue comprobar que el sistema es capaz de regular las avenidas en caso de que la tormenta de diseño se presente en una, o hasta dos, de las cuencas de los ríos de oriente; para lo cual se probó el caso más crítico: cuando llueve sólo en la cuenca del río San Juan, que es el río que genera un mayor volumen de escurrimientos.

En lo que respecta a los ríos del sur (Coatepec y Santa Mónica), no se consideró necesaria su simulación, dado que el sistema conformado por los drenes Chimalhuacán y las lagunas Moño 1 y 2 tienen una capacidad mucho mayor a la requerida para regular dichos ríos.

Hidrología

Los hidrogramas simulados están asociados a una duración de 1 día y periodo de retorno de 50 años, sin considerar factor de simultaneidad (

Tabla 3.2.2 y Figura 3.2.3).

Resultados

En la Figura 3.4.20;Error! No se encuentra el origen de la referencia. se presenta el perfil del tramo CP - HC - NC - PTS – DGV, generado por la descarga del río Teotihuacán cuando sólo llueve en su cuenca, en el momento en el que se alcanza el tirante máximo en la laguna Hidalgo y Carrizo.

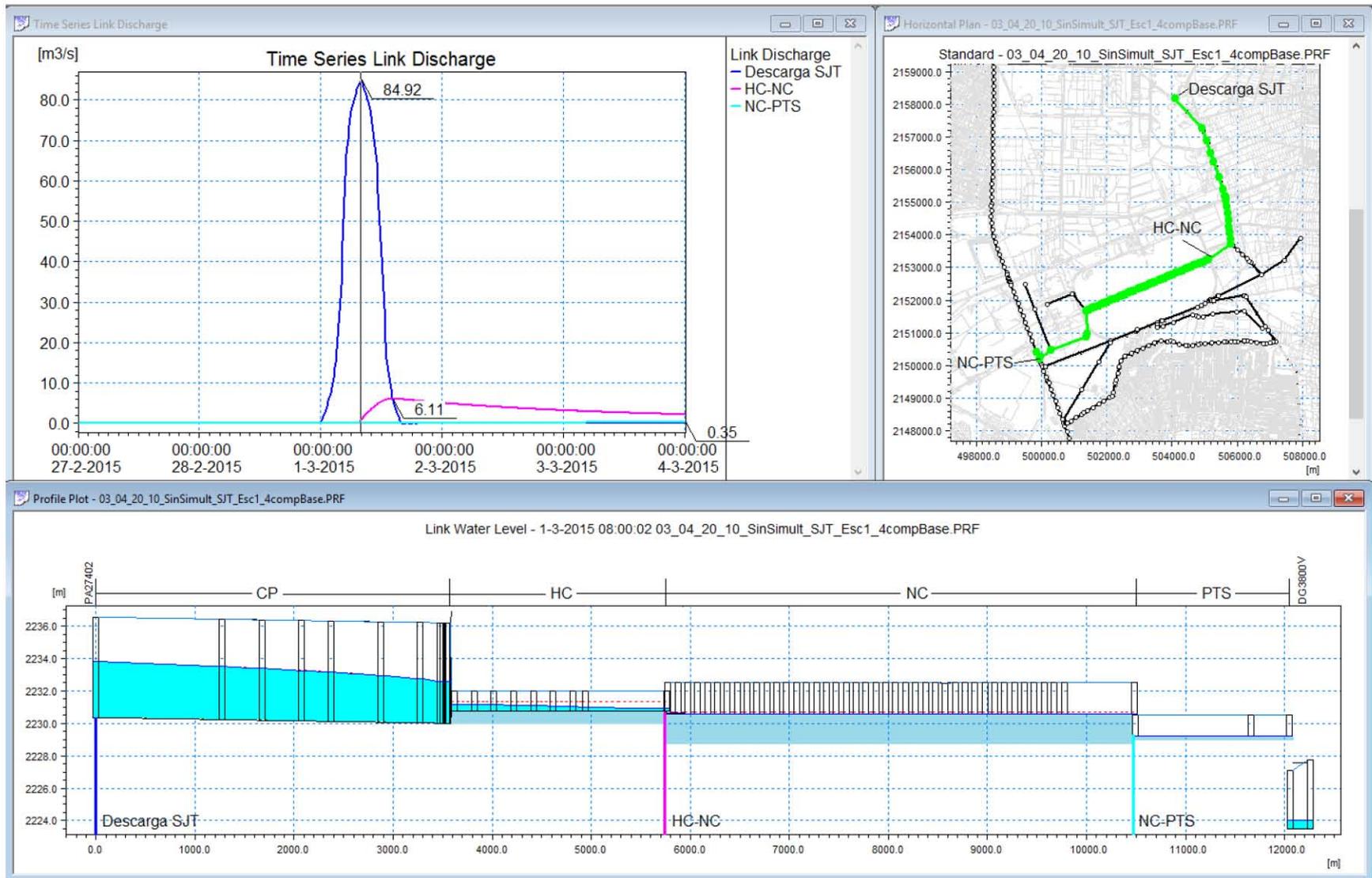


Figura 3.4.20 Resultados para el caso en el que sólo llueve en la cuenca del SJT.

Conclusiones

De esta simulación se concluyó:

- Aunque el gasto pico es mayor al considerar que sólo llueve en una cuenca, el Canal Perimetral sólo tiene que conducir el gasto del SJT; por lo que puede conducir adecuadamente el gasto del Teotihuacán hasta la laguna Hidalgo y Carrizo.
- El sistema de drenaje permite regular completamente el evento.

3.4.7. Modificación del esquema de conexión y detalle de las compuertas

Hasta el grupo 5 de simulaciones, se desconocía casi por completo la geometría de las compuertas de las conexiones entre lagunas; en las MIA sólo se mencionaba que las compuertas eran de 1.22 x 1.52 m, pero sin aclarar el número de compuertas ni la elevación a la que se colocarían.

Después de realizar las simulaciones anteriores, se obtuvo un mayor detalle de las estructuras de conexión entre lagunas y canales; se obtuvieron datos de los canales de interconexión, las dimensiones y el número de compuertas entre lagunas y la ubicación de dos estructuras sobre el Dren Chimalhuacán I, que permitirán que un mayor caudal acceda a las lagunas MO1 y MO2. Aunque se continúa sin saber la elevación de las compuertas y estructuras.

Las estructuras que se incluyeron en el modelo se describen a continuación:

- Descarga CP-HC: Descarga libre.
- Descarga HC-NC. Descarga libre a través de un canal de 27.00 m de ancho y 38.00 m de longitud.
- Conexión NC-PTS: 13 compuertas de 1.50 x 1.52 m y un canal de 15.00 m de ancho y 37.00 m de longitud
- Conexión HC-LSB: Ocho compuertas de 1.50 x 1.52 m y un canal de 14.00 m de ancho y 40.00 m de longitud.
- Conexión LSB-DCH1: Ocho compuertas de 1.50 x 1.52 m.
- Conexión HC-DCH1: Cinco compuertas de 1.50 x 1.52 m y un canal de 1.00 m de ancho y 400.00 m de longitud.

- Conexión DCH1-MO2: Diez compuertas de 1.50 x 1.52 m, además de una estructura sobre el DCH1 de tres compuertas de 1.50 x 1.52 m, cuyo fin es dar carga al DCH1, de manera que derive el agua hacia la laguna MO2.
- Conexión entre las dos secciones de la MO2: Ocho compuertas de 1.50 x 1.52 m.
- Conexión MO2-DCH1: Cinco compuertas de 1.50 x 1.52 m.
- Conexión DCH1- MO1: Diez compuertas de 1.50 x 1.52 m, además de una estructura similar a la que se encuentra a la entrada a MO2, consistente en dos compuertas de 1.50 x 1.52 m
- No se describe la conexión de Nabor Carrillo a PTS1, por lo que se supuso como una estructura de cinco compuertas de 1.5 x 1.52 m.
- Todas las descargas al DGV son libres.

El esquema del armado se puede observar en la
Figura 3.4.21.

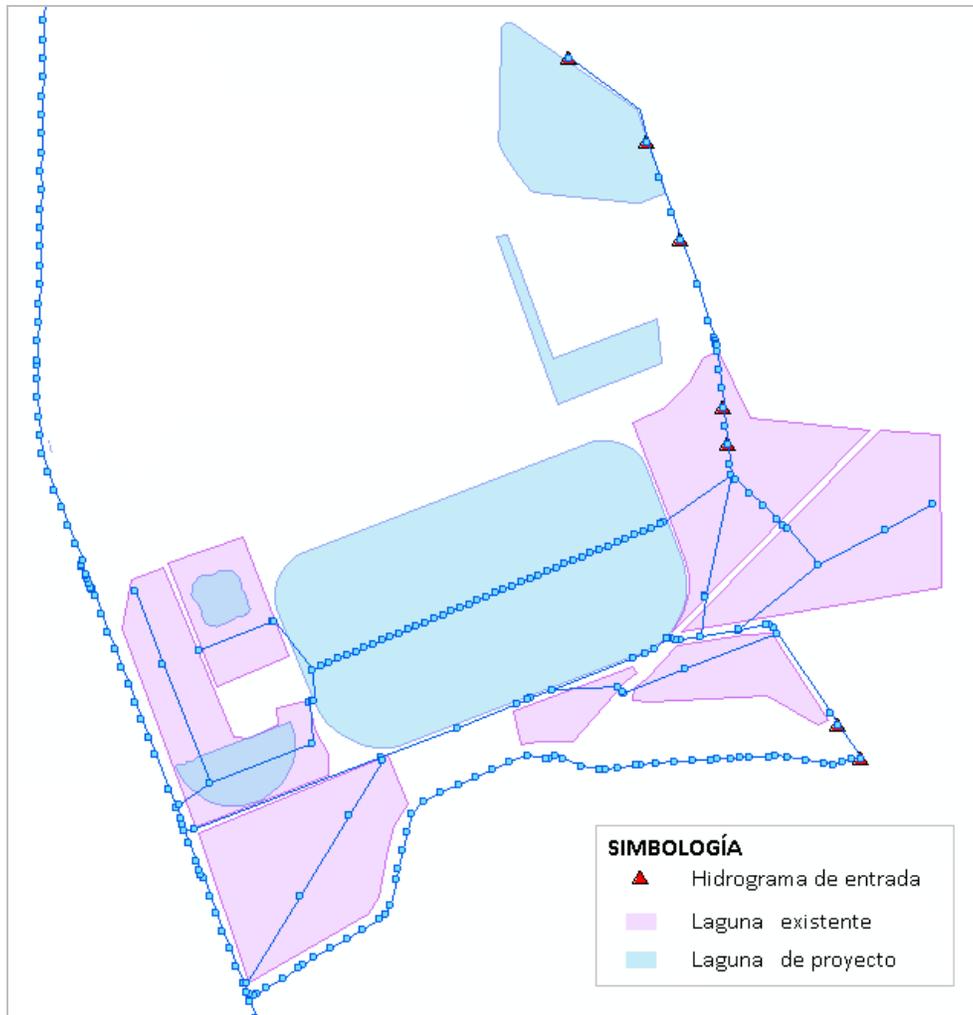


Figura 3.4.21 Esquema del armado del grupo de simulaciones 6.

Dado que no se conocen las elevaciones a las que se encuentran las compuertas y canales, éstas fueron supuestas bajo las mismas condiciones de las simulaciones anteriores; es decir, se encuentran a elevaciones que permiten mantener los tirantes ecológicos propuestos.

El escenario de tirantes ecológicos analizado fue el II, dado que en las simulaciones anteriores se determinó que era el que propiciaba un mejor funcionamiento del sistema.

Hidrología

Se simularon los eventos que generan 7.53 y 19.22 hm³, para duraciones de 1 día (Tabla 3.2.5 y Figura 3.2.5) y 8 días (Tabla 3.2.6 y Figura 3.2.6), respectivamente.

Resultados (D = 8 días y D = 1 día)

En las Figuras 3.4.22 y 3.4.23 se presentan los resultados de las simulaciones 6, para el evento de 8 días de duración, correspondientes a los tramos CP-HC-NC-PTS-DGV y DCH1-MO2-DCH1-MO1-DGV, respectivamente.

De igual manera, en las Figuras 3.4.24 y 3.4.25 se muestran los mismos resultados, pero para el evento de $D = 1$ día.

En el caso del sistema de drenaje norte (Figura 3.4.22 y Figura 3.4.24), se presentan los hidrogramas correspondientes a la descarga CP-HC, el canal de conexión entre HC-NC y la compuerta de NC-PTS. Del lado derecho se aprecian, en planta, los gastos que se presentan en el momento en el que se desarrolla el perfil que aparece abajo, que corresponde al momento en el que se alcanza el tirante máximo en la laguna Hidalgo y Carrizo.

En lo que se refiere al sistema sur (Figura 3.4.23 y Figura 3.4.25), los hidrogramas están asociados a la entrada y salida de las lagunas MO2 (arriba) y MO1 (abajo).

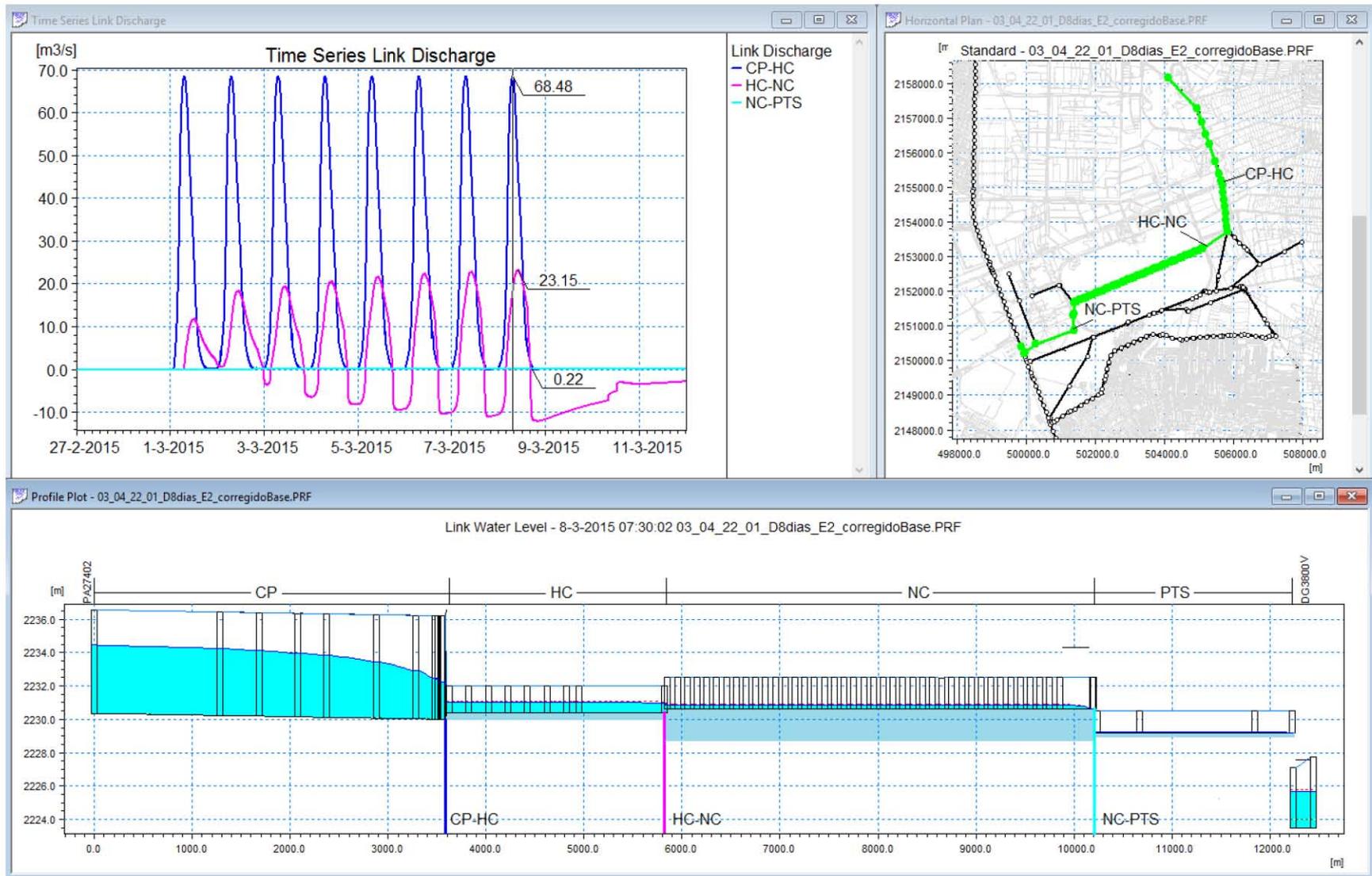


Figura 3.4.22 Resultados del grupo 6 de simulaciones, para el sistema norte, $D = 8$ días.

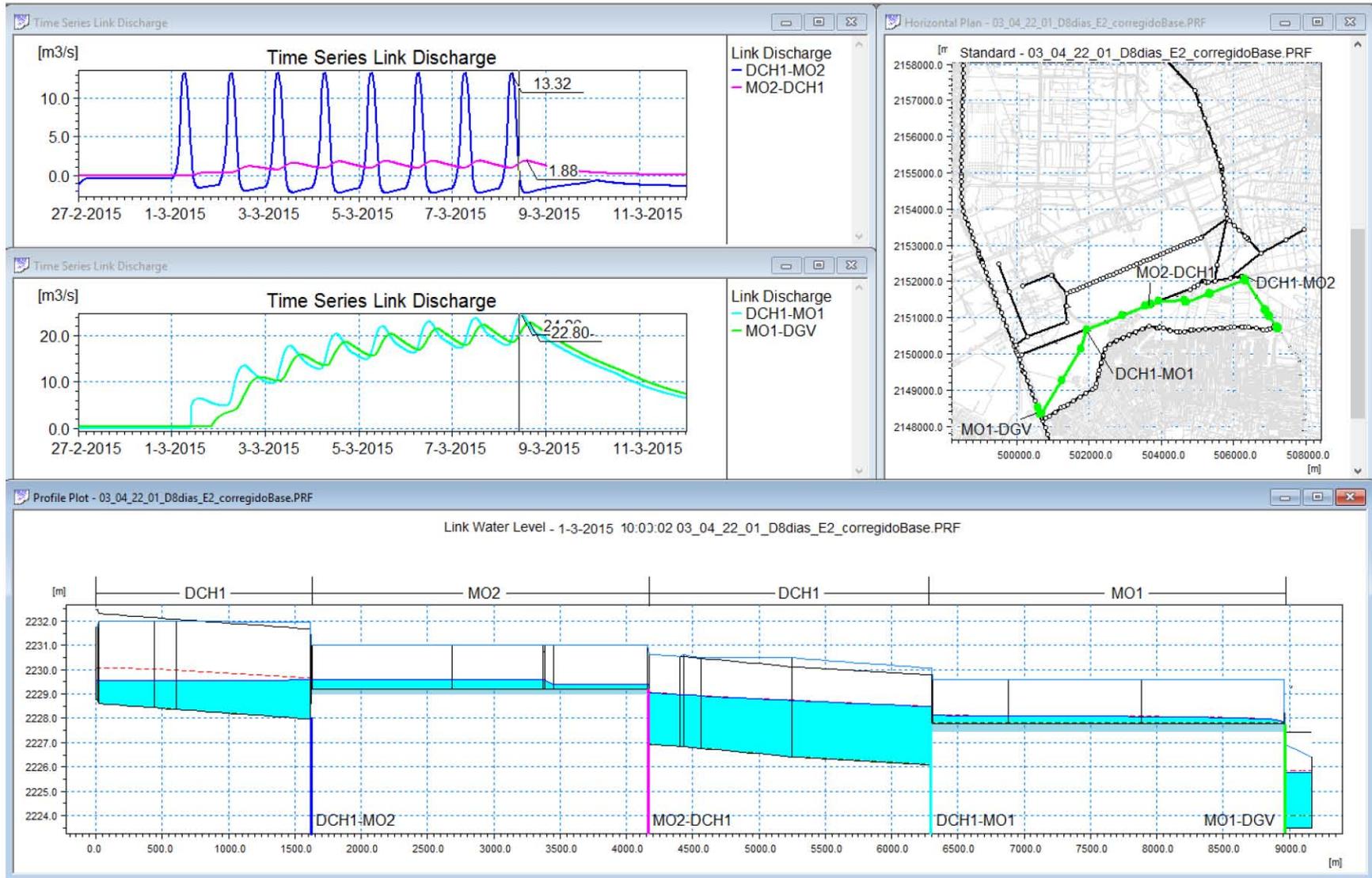


Figura 3.4.23 Resultados del grupo 6 de simulaciones, para el sistema sur, $D = 8$ días.

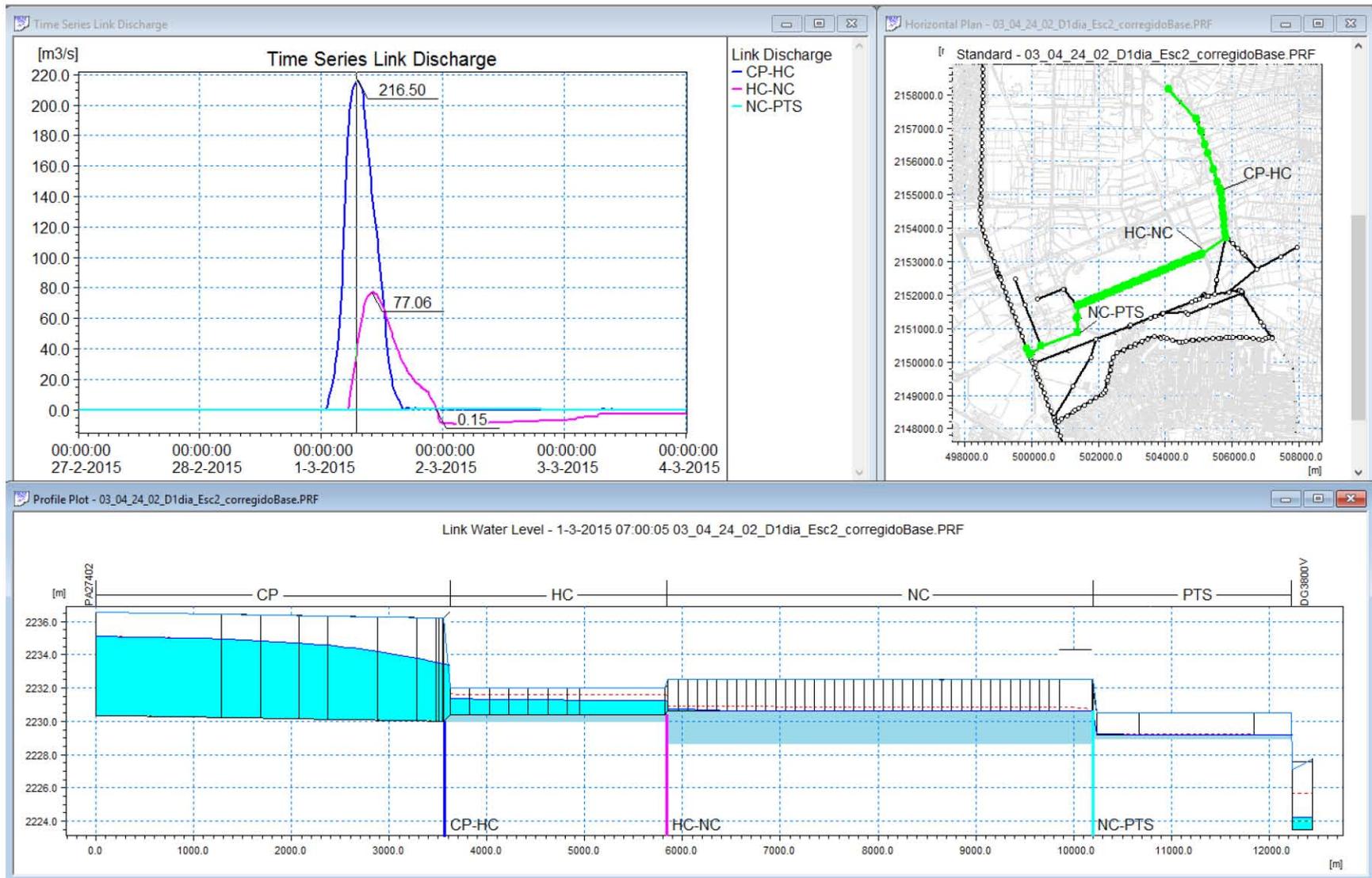


Figura 3.4.24 Resultados del grupo 6 de simulaciones, para el sistema norte, $D = 1$ día.

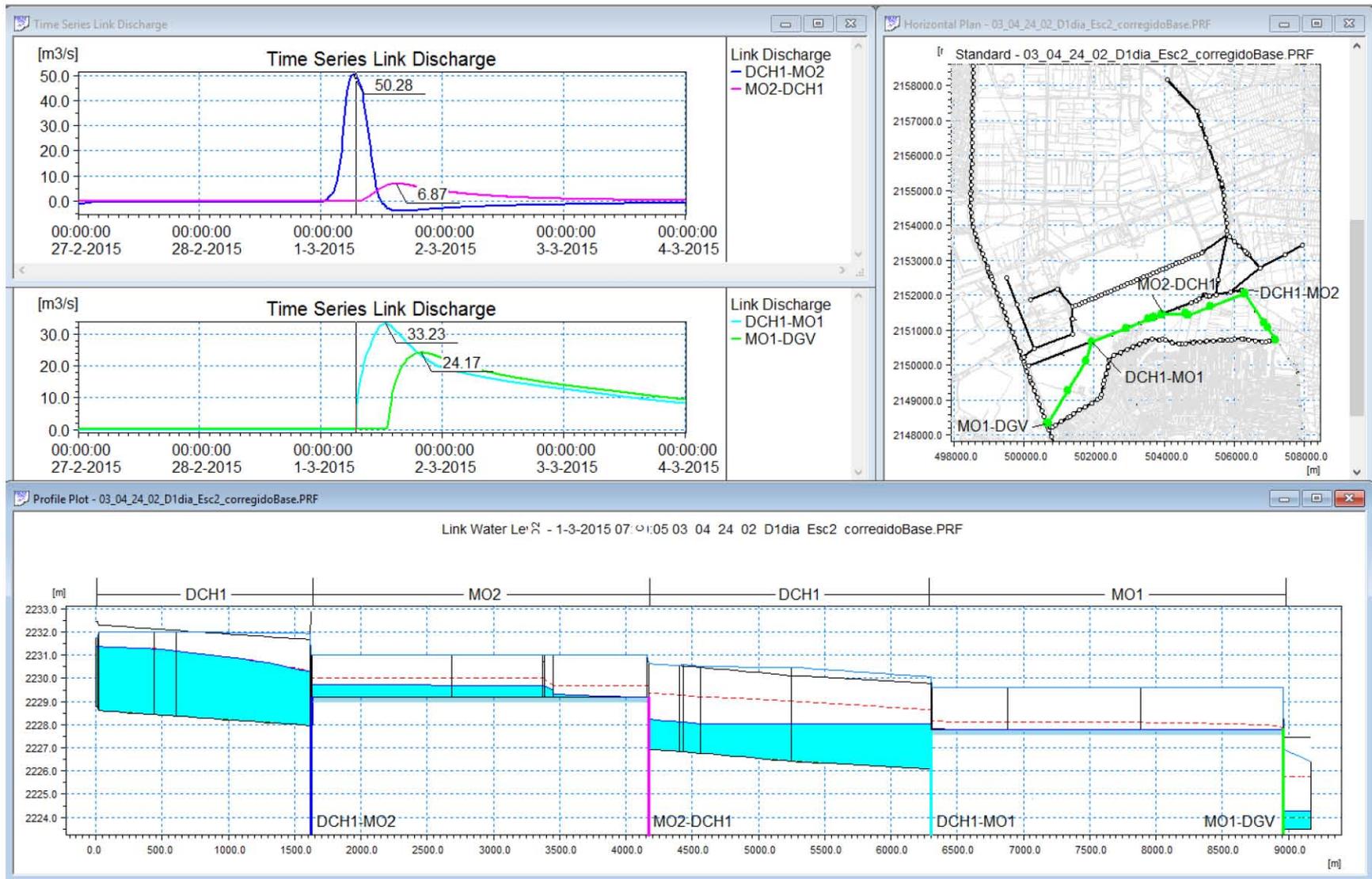


Figura 3.4.25 Resultados del grupo 6 de simulaciones, para el sistema sur, $D = 1$ día.

Conclusiones

Las principales diferencias de este esquema de conexión respecto a los propuestos en las MIA, son que añade una tercera descarga a la laguna Hidalgo y Carrizo y la implementación de dos estructuras de control sobre el DCH1. Bajo este esquema se apreció una gran mejoría en el funcionamiento hidráulico del sistema:

- Debido principalmente a la tercera descarga de la laguna Hidalgo y Carrizo, que conduce parte del agua hacia el Dren Chimalhuacán 1.
- Aunado a lo anterior, en varias de las conexiones el área hidráulica es mayor a la que se había venido considerando.
- Las lagunas Nabor Carrillo y Peñón Texcoco Sur reciben un menor volumen de agua.
- Las compuertas colocadas sobre el Dren Chimalhuacán 1 contribuyen a que el fluya hacia las lagunas MO2 y MO1, de manera que no sea el DCH1 el que conduzca toda el agua hacia el DGV.
- En el evento de $D = 1$ día, el bordo libre mínimo en Hidalgo y Carrizo es de 0.35 m, es decir, 0.25 m mayor que bajo el esquema de conexiones anterior.
- Dado que el evento de 8 días había podido regularse, aun bajo otros esquemas de conexión, dimensiones y número de compuertas, se esperaba que bajo este esquema también se regularan por completo los 19.22 hm^3 que escurren a la ZFLT, como efectivamente ocurrió.
- Lo anterior, junto con los resultados obtenidos en el grupo 3 de simulaciones, permite concluir que bajo los escenarios I y III también funcionaría el sistema de drenaje, aunque con un bordo libre menor en el momento en el que se presente el tirante máximo.
- La laguna Peñón Texcoco Sur descarga un gasto prácticamente nulo al DGV, ya que la mayor parte del agua que llega al sistema se desaloja a través del Dren Chimalhuacán 1.
- Aunque Moño 1 no regula propiamente (no hay una estructura de control a su salida), sí contribuye a desalojar hacia el DGV la mayor parte del caudal que conduce el DCH1.

3.5. Conclusiones sobre el drenaje de la ZFLT

3.5.1. Conclusión general

Al analizar las características hidrológicas de la ZFLT y el estudio hidrológico realizado por ASA, que constituye la base del diseño del sistema de drenaje externo del NAICM, así como el comportamiento hidráulico del conjunto de obras propuestas para desalojar los escurrimientos que arriban al lago de Texcoco por el oriente, se concluyó que el arreglo conceptual del proyecto funciona y permite regular las avenidas antes de descargar en el sistema de drenaje de la ZMVM (siempre y cuando se consideren las observaciones que se enlistan a continuación).

Lo anterior se cumple aun conservando tirantes ecológicos en todas las lagunas de regulación que proporcionarían las condiciones necesarias para fungir como hábitats de diversas especies acuáticas y de aves.

Cabe aclarar que es fundamental que los proyectos ejecutivos de todas las obras que conformarán el sistema de drenaje de la ZFLT se asocien a la misma red de bancos altimétricos, con el fin de evitar errores en el diseño y ejecución de las obras que podrían llevar a un funcionamiento inadecuado del sistema.

A continuación se enuncia una serie de observaciones sobre el presente estudio, con el propósito de resaltar algunos puntos a considerar en el diseño definitivo de las obras.

3.5.2. Descarga de los ríos de oriente

En este estudio se supuso que los caudales de los ríos podían fluir por sus respectivos cauces sin desbordarse y que descargaban libremente en las estructuras correspondientes; sin embargo, convendría revisar si esto ocurre en realidad, pues existen diversas causas por las que los ríos podrían desbordarse antes de descargar en el sistema de drenaje de la ZFLT, por ejemplo:

- Las secciones de los ríos y su profundidad se van reduciendo conforme llegan a la zona plana y se acercan a la ZFLT.
- Si el Canal Perimetral, la laguna Hidalgo y Carrizo o los Drenes Chimalhuacán I y II tuvieran agua antes de que se presentara un evento, la capacidad de descarga de los ríos al sistema estaría limitada e, incluso, podrían formarse remansos importantes en ellos.
- Falta definir cómo se conectarán los ríos con los elementos del nuevo drenaje de la ZFLT.

3.5.3. Estructuras control y conexión

Primer y segundo esquemas de conexión, de acuerdo con las MIA

Uno de los problemas enfrentados al llevar a cabo este estudio, principalmente por la falta de información, fue el de definir cómo considerar las estructuras de control que conectarán a las lagunas entre sí y con los conductos a superficie libre.

En las MIA se mencionan dos tipos de compuertas; no obstante sólo se describe uno de ellos, cuyas características son cuatro compuertas de 1.22 x 1.52 m, por lo que en un inicio se asignaron dichas dimensiones en todas las conexiones. En las simulaciones hidráulicas hechas bajo este esquema, se observó que era necesario modificar las estructuras que conectan a Hidalgo y Carrizo con Nabor Carrillo y San Bernardino, de manera que el agua pueda fluir con mayor facilidad hacia las demás lagunas sin permanecer tanto tiempo en Hidalgo y Carrizo, lo que podría ocasionar su desbordamiento.

Tercer esquema de conexión

Después de obtener más información sobre el detalle de las conexiones entre las lagunas, se modificó el modelo; de esta manera se consideraron tanto las dimensiones y número de compuertas, como los canales de conexión que se indicaban en el nuevo conjunto de información.

Bajo este esquema de conexiones, que propone una salida de la laguna Hidalgo y Carrizo al Dren Chimalhuacán I, además de secciones de compuertas con mayor área hidráulica, se reduce considerablemente el riesgo de que Hidalgo y Carrizo se vea en una situación crítica.

Asimismo, las estructuras que se proponen sobre el Dren Chimalhuacán I, que servirían para darle carga y derivar el agua hacia las lagunas Moño 1 y Moño 2, ayudan a que estas lagunas reciban un volumen mayor al que recibían bajo el otro esquema de conexiones, que era prácticamente nulo.

Se detectó que si la descarga de la laguna Moño 1 al DGV es libre, la laguna conduce el agua hacia el Dren, pero sin regular las avenidas; es decir, aunque no se desborda y el caudal generado por los eventos de diseño se conduce sin problemas hacia el DGV, no se aprovecha la capacidad de regulación; por lo que los gastos descargados en el DGV llegan a ser de más de 20 m³/s. Sería conveniente implementar una estructura de control en la descarga de Moño 1 al DGV.

Aunque este esquema parece funcionar adecuadamente, sería conveniente revisar las elevaciones propuestas para todas las estructuras de conexión, dado que estos datos son desconocidos y los empleados en la simulación se propusieron sólo de manera que garantizaran los tirantes ecológicos de las lagunas.

Bajo ninguno de los dos esquemas se consideró la conexión existente entre el lago Nabor Carrillo y el Dren Chimalhuacán I, ni se requirió para la regulación de los volúmenes aportados por los eventos de diseño. Se puede pensar en esta estructura como un apoyo en caso de emergencia.

3.5.4. Tirantes ecológicos

En este estudio se propusieron y simularon tres escenarios de tirantes ecológicos en las lagunas de regulación. Si se considera el primer esquema de conexiones entre estructuras, para cualquiera de los tres escenarios, la laguna Hidalgo y Carrizo podría estar en una situación sumamente crítica bajo cualquiera de los dos eventos de diseño, pero en especial si ocurre el evento de $D = 1$ día (que genera un volumen de 7.53 hm^3).

Por otro lado, como ya se mencionó, al considerar el segundo esquema de conexiones, el peligro de que se desborde Hidalgo y Carrizo disminuye considerablemente.

Dado que siete de los nueve ríos ingresan al sistema de lagunas por Hidalgo y Carrizo, y ésta es la única laguna del sistema que presenta problemas de desbordamiento bajo las condiciones consideradas en este estudio, se recomienda que el tirante ecológico de Hidalgo y Carrizo sea lo más bajo posible (preferentemente no mayor a 0.20 m), independientemente de los que se manejen en las demás lagunas.

Aunque podría llegar a pensarse en tener las lagunas vacías, con el fin de no disminuir su capacidad de regulación, no se considera ésta como la mejor solución, ya que esto podría ocasionar tolvaneras; por ello se considera necesario mantener siempre con agua todas las lagunas.

3.5.5. Canal perimetral

Otro aspecto que se tomó en cuenta en el desarrollo del presente estudio, se refiere a la topografía que tiene y que tendrá el Canal Perimetral, que además, es uno de los principales elementos del sistema, dado que recibirá y conducirá hacia el sistema de lagunas los caudales de cinco ríos.

La plantilla actual del Canal Perimetral, de acuerdo con la información recolectada de levantamientos topográficos, es sumamente irregular y conduce el flujo hacia el norte, donde está la zona más baja, y no a la zona de lagunas de regulación. Dado que se desconoce la fuente de los levantamientos topográficos y los bancos de nivel a los que están referenciados, sería conveniente verificar si están asociados a la misma red de bancos o, en caso contrario, levantar nuevamente la zona.

Bajo la suposición de que la topografía disponible es adecuada, se propusieron diferentes alternativas para que el Canal Perimetral conduzca el flujo hacia el sur. Cabe mencionar que algunas de ellas se propusieron sin saber que el proyecto del NAICM había sufrido modificaciones y que el trazo de las pistas militares cruzaba el trazo del Canal Perimetral. Sin embargo, la opción que parece más factible y que da mejores resultados para el funcionamiento hidráulico no interfiere con el proyecto del NAICM, aunque se debe revisar que realmente sea la mejor opción la pendiente de 0.0001, con respecto a las elevaciones del terreno y otros factores que influyan en el proceso constructivo.

La sección propuesta en las MIA y empleada en todas las simulaciones es capaz de conducir los gastos que arriban al Canal Perimetral durante un evento de 8 días de duración; sin embargo, ante el evento de $D = 1$ día que genera un volumen de 7.53 hm^3 , se requiere revestir todo el canal de concreto para que logre conducir el gasto correspondiente sin desbordarse.

Asimismo, es importante considerar que si bien el Canal Perimetral, con la topografía propuesta tiene la capacidad de afrontar los eventos de diseño, bajo algunos escenarios se presentan situaciones críticas en las que el borde libre mínimo llega a ser menor a medio metro. Estas simulaciones consideran una sección de 6.2 m de profundidad, cuyo bordo se levanta 3.8 m sobre el terreno natural; con un ancho de plantilla de 9.00 m y un ancho de 29.60 m a la altura de la corona de los bordos.

3.5.6. Cuenca propia

En este estudio no se consideraron los escurrimientos generados en la cuenca propia del NAICM. En algunos documentos, como la MIA Modalidad Regional, elaborada por Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, se ha contemplado que las tormentas máximas de diseño (cuyo periodo de retorno y duración no está especificado) generarán un volumen de escurrimientos del orden de 4 hm^3 en las pistas del aeropuerto. Aunque se desconoce si éste volumen se regulará en las lagunas o si se descargará directamente en el DGV.

3.6. Integración de los modelos de la ZFLT y el SPD-ZMVM

3.6.1. Capacidad de regulación del sistema sin descargar al SPD-ZMVM

Descripción

Puede ocurrir el caso en el que, de forma simultánea al evento en Texcoco, se presente una lluvia que afecte a gran parte de la ciudad y que sature su sistema de drenaje; por ello se consideró necesario determinar si el sistema de la ZFLT será capaz de regular y retener los escurrimientos de los ríos de oriente, sin descargar al SPD-ZMVM, durante los ocho días que

dure el evento. De esta manera, el drenaje de la ciudad tendría tiempo de desalojar los escurrimientos y vaciarse lo suficiente para poder recibir los caudales provenientes de Texcoco.

Dado que este análisis se hizo posterior al hasta ahora descrito, en el tiempo transcurrido el proyecto sufrió algunas modificaciones, principalmente en el Canal Perimetral (ahora más frecuentemente llamado Canal Colector). Aunque se analizaron tres alternativas distintas de la geometría de este canal y sus conexiones con Hidalgo y Carrizo y Nabor Carrillo, aquí sólo se presenta la última geometría propuesta, por ser la analizada en la siguiente sección. Sus características son:

- El CP inicia aguas arriba de la descarga del río Papalotla y se extiende hasta la conexión con HC, con una longitud de 5165.80 m.
- Cuenta con tres secciones tipo:
 - Tramo 1: Cad. 0+000 al 2+960. Sección de 55.0 m de ancho de plantilla.
 - Tramo 2: Cad. 2+960 al 3+800. Sección de 62.0 m de ancho de plantilla.
 - Tramo 3: Cad. 3+800 al 5+165. Sección de 70.0 m de ancho de plantilla.
- La elevación de la LSB se volvió a poner en la indicada en la ingeniería conceptual (2230.00), dado que al parecer esa será la plantilla definitiva, por motivos geotécnicos.
- Las conexiones entre lagunas continúan siendo las del último grupo de simulaciones.

El armado final se puede observar en la Figura 3.6.1.

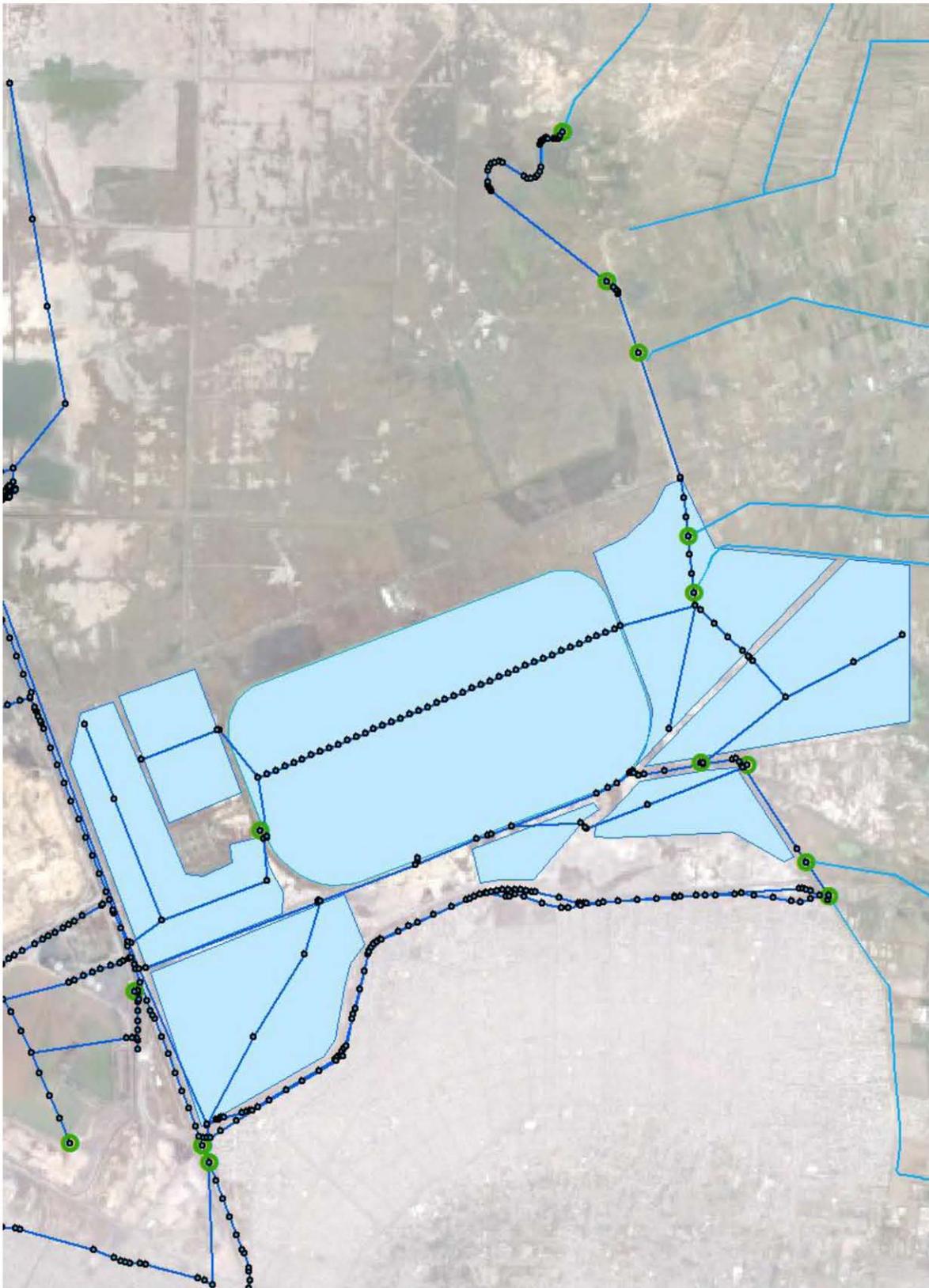


Figura 3.6.1 Armado final del sistema de drenaje externo del NAICM.

Hidrología

Todas estas simulaciones se realizaron con los hidrogramas de la Figura 3.2.7, calculados para un $T_r = 50$ años y $D = 8$ días, que generan un volumen de 19.22 hm^3 y toman en cuenta el hecho de que no llueve igual durante todo el evento, sino que el gasto máximo se presenta en el cuarto día.

Controles de descargas y gastos

Dado que el objetivo principal de estas simulaciones era comprobar que el sistema podía almacenar los escurrimientos de los ríos de oriente durante todo el evento de 8 días, durante este tiempo se mantuvieron cerradas las tres principales descargas del sistema de drenaje de la ZFLT, de norte a sur:

- Peñón Texcoco Sur.
- Dren Chimalhuacán I.
- Laguna Moño 1.

En lo que respecta al Dren Chimalhuacán 2, se permitió su descarga al SPD-ZMVM, pues no es regulado por ninguna de las lagunas y se supuso que en su inicio existe una estructura de control que permite sólo el paso de $4 \text{ m}^3/\text{s}$.

Sin embargo, para lograr lo anterior, fue necesario establecer controles de gasto en algunas estructuras; de lo contrario, la simulación se veía interrumpida por el desbordamiento de algunos de sus elementos.

Es importante mencionar que los controles impuestos no buscaban establecer la política de operación óptima del sistema, sino únicamente lograr que retuviera los volúmenes durante los ocho días que dura el evento. Los controles necesarios fueron:

- Conexión NC-PTS1. Sólo se permitió que la laguna PTS1 recibiera el gasto proveniente de NC hasta el día 9; es decir, una vez terminado el evento. De este modo, se evitó el desbordamiento de la laguna al estar cerrada su descarga al SPD-ZMVM. Después del día 9, el gasto máximo de descarga entre NC y PTS1 fue de $5 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Conexión NC-PTS2. Al igual que el cuerpo de agua anterior, la descarga NC-PTS2 es nula hasta el día 9, a partir del cual se permite desalojar un gasto de $20 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Conexión LSB-DCH1. Esta estructura se cerró hasta el día 5 del evento (después de que se presenta el gasto máximo), después del cual descarga un gasto máximo de $10 \text{ m}^3/\text{s}$.

- En la estructura que se encuentra sobre el DCH1 y obliga a tomar carga a éste, para que entre un gasto mayor en la laguna MO2, se estableció que sólo permitiera pasar el gasto de aguas negras hasta el día previo al inicio del evento. A partir del día 1, el gasto es nulo.
- En la estructura que se encuentra sobre el DCH1 y obliga a tomar carga a éste, para que entre un gasto mayor en la laguna MO1, se permitió que pasara el gasto de aguas negras durante todo el evento. A partir del día 9 se permite que pase un gasto máximo de 15 m³/s.

Lo anterior se resume en la Figura 3.6.2.

Condición	Día de simulación											
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
LLUVIA												
Gasto base												
Lluvia en Texcoco												
Lluvia en ZMVM												
DESCARGA AL SISTEMA DE DRENAJE												
Descarga PTS-DGV												
Descarga DCH1-DGV												
Descarga MO1-L5 TCH												
DCH2-DGV ($Q_{max} = 4 \text{ m}^3/\text{s}$)												
CONTROLES EN TEXCOCO												
Conexión NC-PTS (norte, $Q_{max} = 5 \text{ m}^3/\text{s}$)												
Conexión NC-PTS (sur, $Q_{max} = 20 \text{ m}^3/\text{s}$)												
Conexión Laguna 2 - DCH1 ($Q_{max} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$)												
Estructura DCH1 (Moño2)												
Estructura DCH1 (Moño1)												

Figura 3.6.2 Características de las lluvias y controles de gasto en la simulación definitiva.

Resultados

En la Figura 3.6.3, se presentan los resultados para las estructuras que se encuentran al norte del DCH1. El perfil corresponde a: CP-HC-NC-PTS2.

En esta simulación el BL mínimo que se presenta en el CP (al inicio) es de 0.25 m; mientras que el BL en HC es de 0.32 m. Por otra parte, en Nabor Carrillo se presenta un nivel del agua máximo en 2231.24 m.

Por otra parte, en la Figura 3.6.4, se muestran los resultados correspondientes al sur del sistema; es decir: el perfil del DCH1, desde su inicio hasta su descarga en el DGV y el perfil: DCH1-MO2-DCH1-MO1.

En la figura anterior se observa que el BL mínimo en el DCH1 se presenta justo aguas arriba de la estructura que permite que regule la laguna MO1, con un valor de 0.83 m. Por su parte, la laguna MO2 sigue sin ser aprovechada totalmente, mientras que la laguna MO1 presenta un BL de 0.39 m.

Con el fin de analizar cómo son las descargas al SDP-ZMVM, en la Figura 3.6.5 se muestran los hidrogramas de descarga de las cuatro salidas del sistema.

En ella se observa claramente que PTS2 y MO1 sólo descargan a partir del día 9 (después de terminado el evento de lluvia; mientras que el DCH1 descarga sólo el gasto de aguas negras hasta el día 9, después del cual se abre la última estructura de control ubicada en él. Los gastos máximos que descargan dichas estructuras al SPD-ZMVM son:

- Gasto máximo de descarga de PTS2: 11.8 m³/s.
- Gasto máximo de descarga de DCH1: 15.0 m³/s (controlado).
- Gasto máximo de descarga de Laguna 4: 20.0 m³/s (controlado).
- Gasto máximo de descarga de DCH2: 5.7 m³/s.

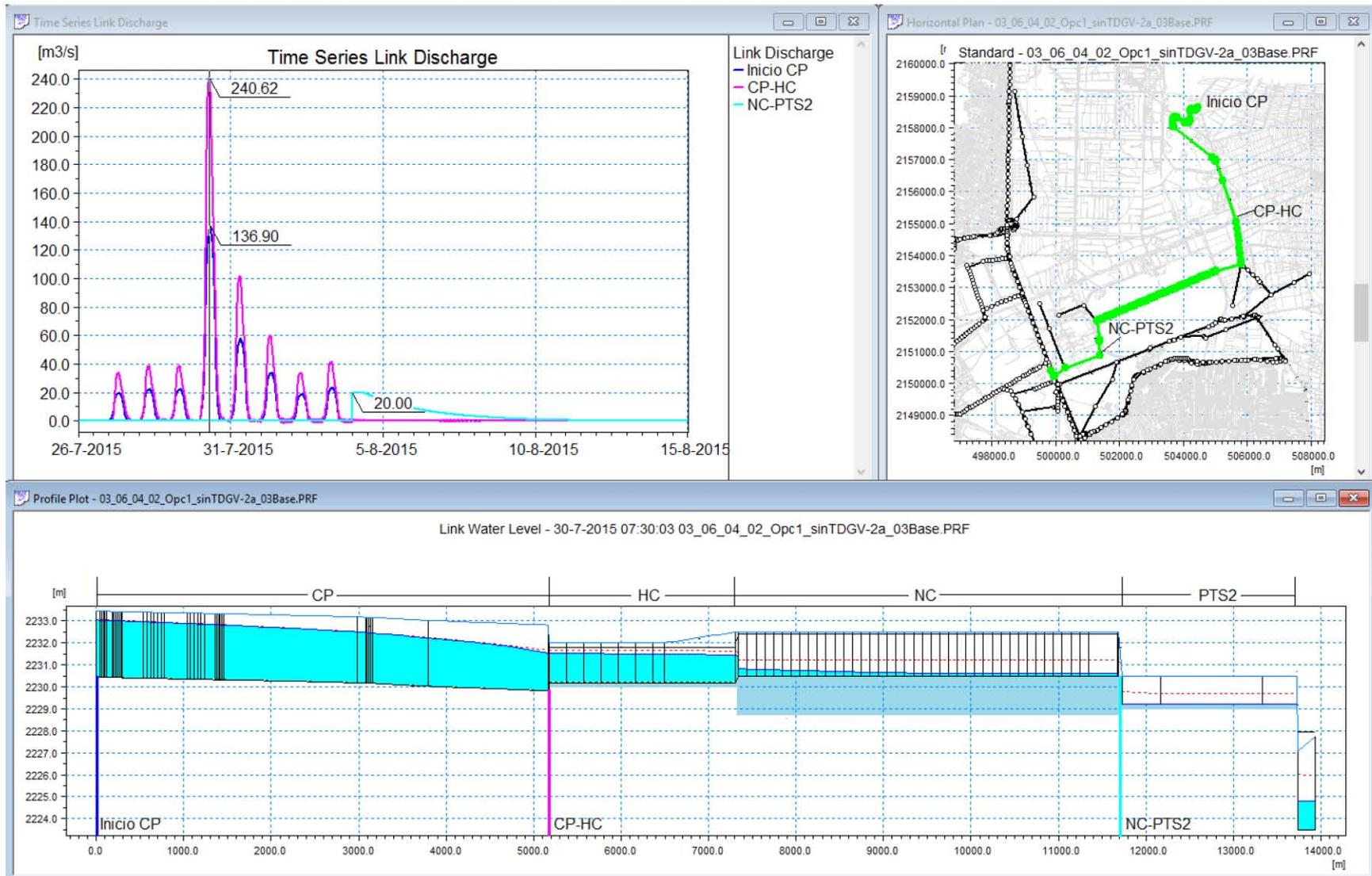


Figura 3.6.3 Resultados de la simulación definitiva de ZFLT, estructuras al norte del DCH1.

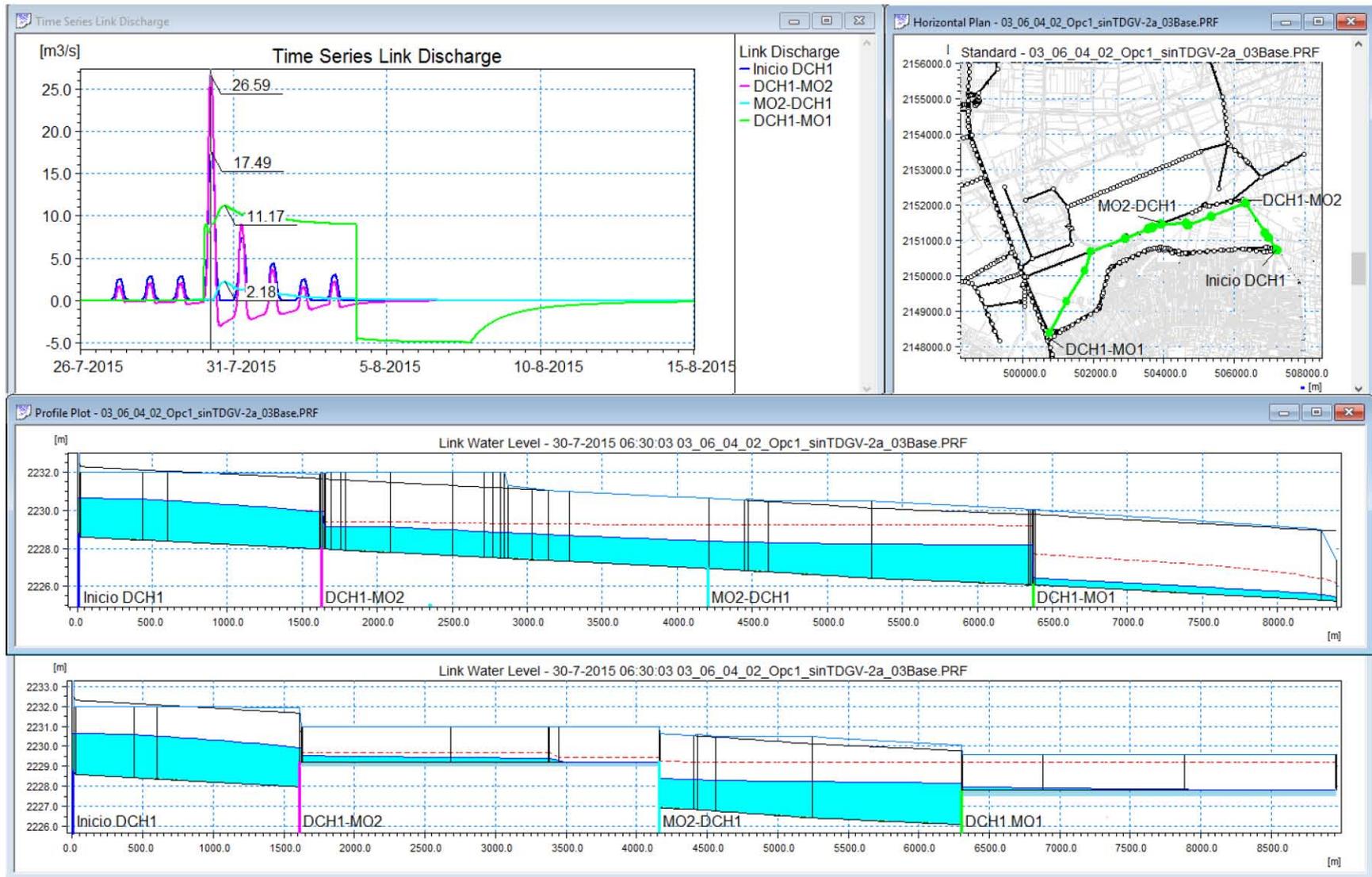


Figura 3.6.4 Resultados de la simulación definitiva de ZFLT, estructuras ubicadas al sur del sistema.

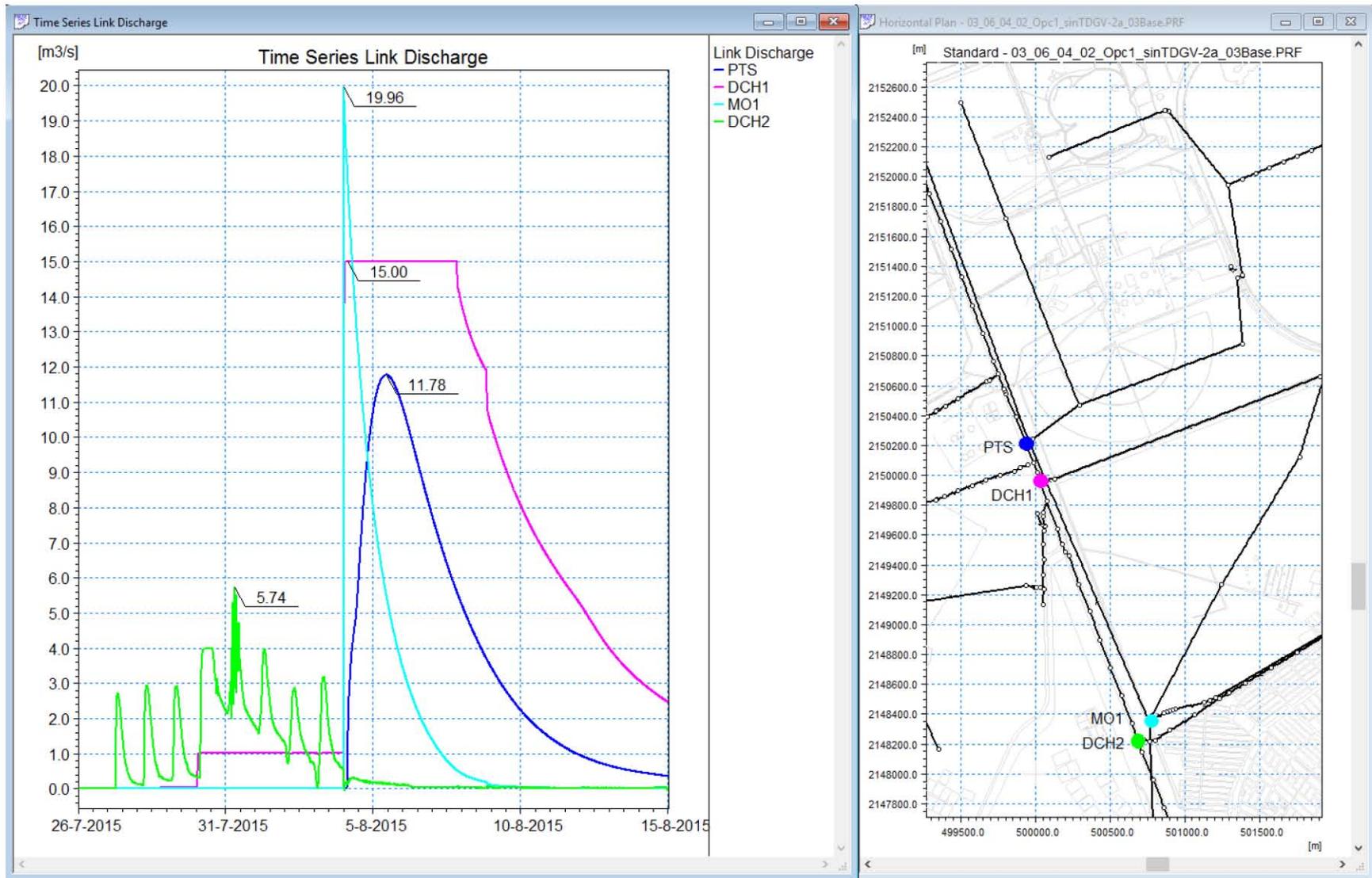


Figura 3.6.5 Descargas del sistema de drenaje de la ZFLT al SPD-ZMVM.

Conclusiones

De estas simulaciones se concluyó que el sistema es capaz de regular los escurrimientos, sin comprometer el Sistema Principal de Drenaje de la Ciudad de México.

- Aunque no se desborda el CP, éste se lleva hasta el límite de su funcionamiento, dado que el BL mínimo es muy pequeño (0.25 m).
- Asimismo, la laguna HC presenta un nivel máximo crítico.
- El lago NC cuenta con mayor capacidad a la aprovechada, aun considerando que se ha establecido la elevación 2231.50 como máxima, para dejar un BL = 1.00 m.
- El DCH1 no tiene ningún problema para conducir los caudales que recibe, aun cuando durante los ocho días del evento sólo descarga al DGV el gasto de aguas negras.
- La capacidad de MO2 aún no está bien aprovechada, la cual debería utilizarse para no saturar la laguna MO1.

3.6.2. Tiempo de vaciado del sistema de drenaje de la ZFLT

Una vez abiertas todas las descargas, era de gran interés determinar en cuántos días se vacía el sistema de drenaje de la ZFLT. En la Figura 3.6.6 se muestra como disminuye el nivel del agua en las lagunas PTS Y MO1 (izquierda y en colores magenta y azul, en gris y sólo como referencia del tiempo de simulación, se puso el hidrograma de entrada del Canal Perimetral).

De manera que el tiempo de vaciado de las lagunas del sistema es:

- Nabor Carrillo, 11 días después de terminada la lluvia alcanza el *tirante ecológico + 0.04 m*.
- En el mismo tiempo, la laguna PTS2 alcanza el *tirante ecológico + 0.06 m*.
- La laguna MO2 se vacía 4 días después de termina la lluvia.
- La laguna MO1, después de 8 días, llega al *tirante ecológico + 0.04 m*.

No se determinó el momento exacto en que el nivel del agua alcanza los valores iniciales porque después de unos días se vuelve asintótico y el tiempo de simulación requerido sería muy grande.

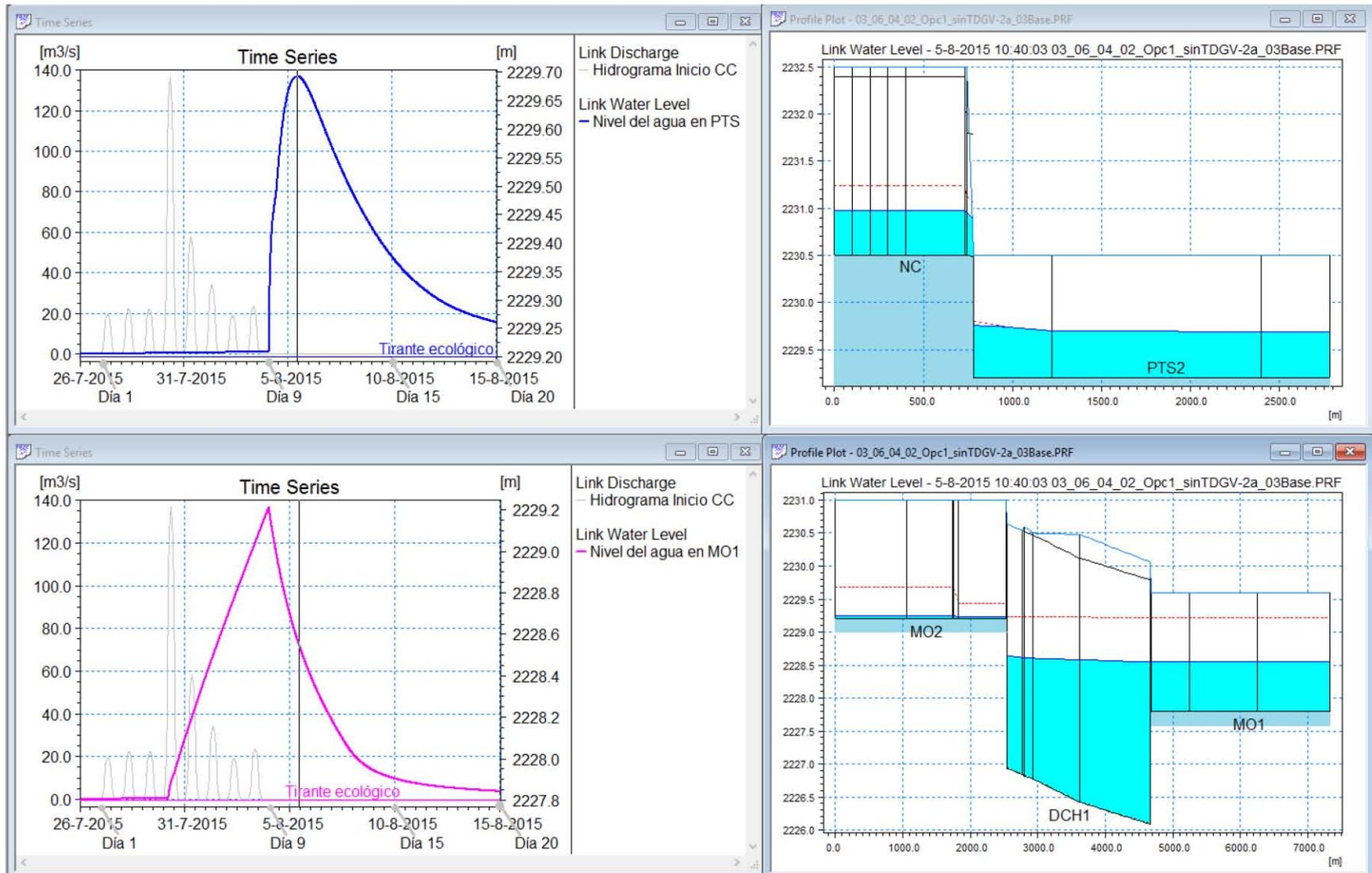


Figura 3.6.6 Vaciado del sistema de drenaje de la ZFLT.

Conclusiones

Si ocurriera otro evento extraordinario menos de 10 días después de terminado el evento de $T_r = 50$ años y $D = 8$ días, el sistema de drenaje de la ZFLT podría verse en una situación crítica.

3.6.3. Integración con el modelo del SPD-ZMVM

Modelo del SPD-ZMVM

Con el propósito de analizar de manera integral el funcionamiento del sistema de drenaje externo del NAICM con el de la Ciudad de México, se unió el modelo descrito en esta sección con un modelo previamente armado que incluye todo el SPD-ZMVM (Figura 3.6.7): sistema profundo, semiprofundo y superficial, lagunas de regulación, estructuras de control y plantas de bombeo.

El modelo es el producto de más de 15 años de trabajo de la empresa Inesproc S.A. de C.V., tiempo en el cual se ha reunido y actualizado constantemente la información y características del drenaje de la ciudad, incluyendo: topografía georreferenciada; trazo, ubicación y geometría de conductos, cauces, vasos reguladores y estructuras; capacidades y niveles de operación en plantas de bombeo y estructuras de control; así como las políticas de operación del sistema.

Este modelo, originalmente armado en el programa MOUSE (antes de su adaptación a MIKE URBAN), se ha empleado en el diseño de varias de las obras de drenaje más importantes de la Cd. de México, entre las que destacan: PB Gran Canal 18+600, PB Río Hondo, Encajonamiento del Gran Canal en el tramo 0+000 al 2+800, Semiprofundo Canal Nacional-Canal de Chalco, PB Casa Colorada Superficial, PB Casa Colorada Profunda, Rectificación del Canal General, Estudio del revestimiento del Emisor Central, Conducto de estiaje Río de La Compañía y el Entubamiento del Río de Los Remedios.

Hoy en día, contando el armado de la ZFLT, cuenta con 6 715 nodos y 6 736 conductos, lo que da como resultado una red de drenaje de más de 700 km, en la cual se ingresan los hidrogramas de 284 cuencas en las que se ha dividido la ZMVM.

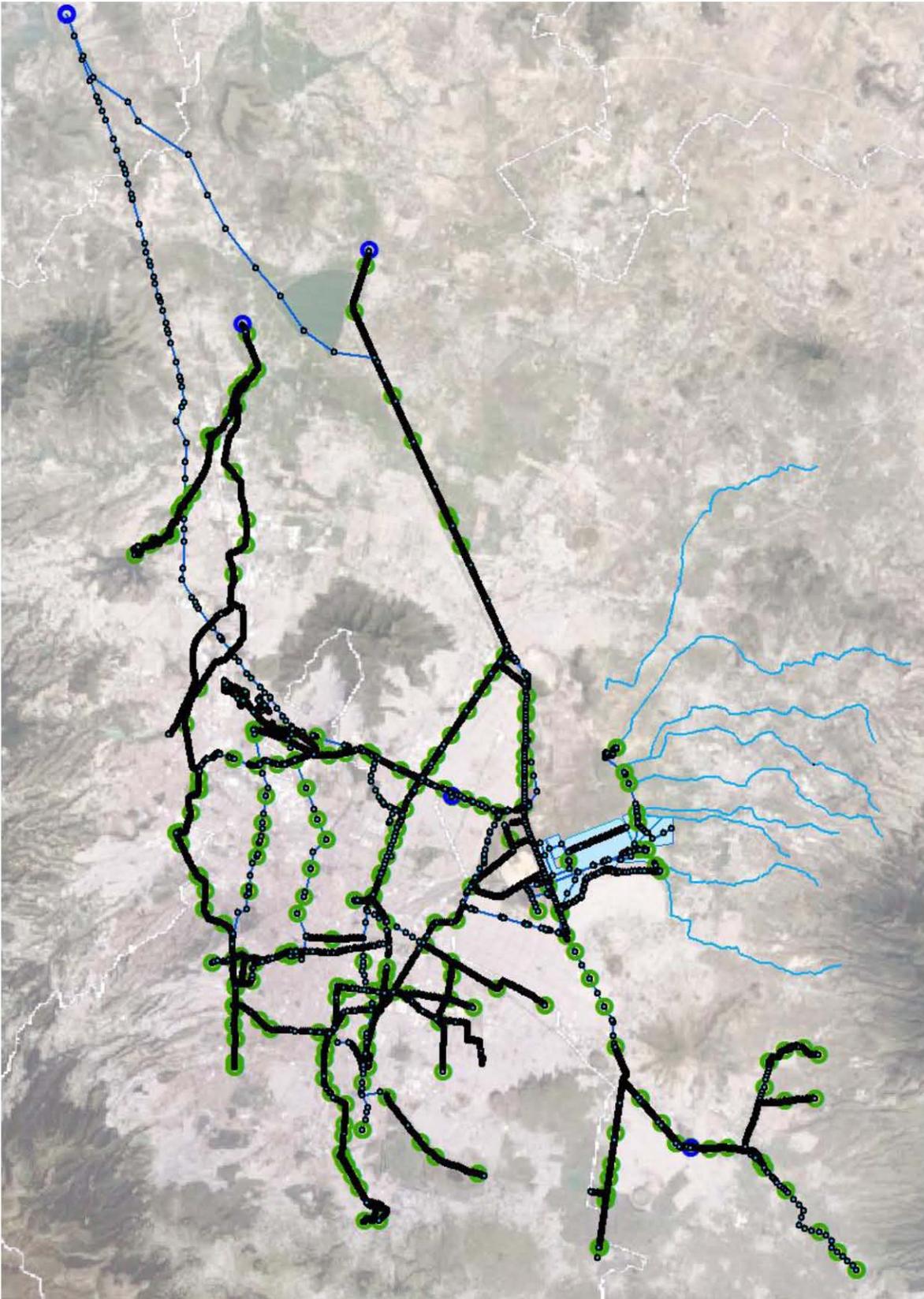


Figura 3.6.7 Armado conjunto de la ZFLT y el SPD-ZMVM.

Alternativas de descarga al SPD-ZMVM

Actualmente se encuentra en proyecto la construcción del Túnel Dren General del Valle, en el cual se planteó descargar todos los gastos provenientes de la ZFLT, para conducirlos hasta la Lumbreira 5 del Túnel Emisor Oriente (L5-TEO); sin embargo, y dado que la construcción del NAICM ya está en marcha, pero no la del TDGV, se analizó lo que pasaría con algunos elementos del SPD-ZMVM considerando tres etapas:

- Etapa 1: antes de que se construya el TDGV. La laguna PTS2, el DCH1 y el DCH2 descargan en el DGV; mientras que la laguna MO1 descarga en un tramo de túnel que la conectaría con el Túnel Churubusco-Xochiaca (TCHU-XOCH, por ahora en construcción), que conducirá el caudal hacia la L5 del Túnel Interceptor Río de Los Remedios (TIRR), el cual lo llevará hasta la L0-TEO.
- Etapa 2: cuando ya se encuentre construido el tramo del TDGV que va desde el TIRR hasta la L5-TEO. La laguna PTS2, el DCH1 y el DCH2 continúan descargando en el DGV y la laguna MO1 en el túnel que la conecta con el TCHU-XOCH, el cual descarga en la L5-TIRR, que descarga en el TDGV y éste en la L5-TEO.
- Etapa 3: una vez concluido el tramo del TDGV que va del DCH2 a la L5-TEO. La laguna PTS2, el DCH1 y la laguna MO1 descargan en el TDGV, que conduce el caudal hasta la L5-TEO.

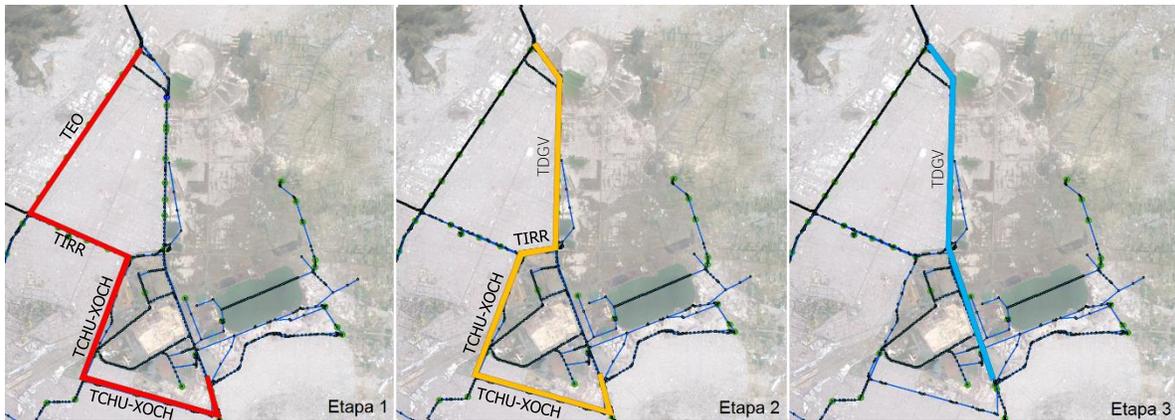


Figura 3.6.8 Alternativas para desalojar el sistema ZFLT mientras se construye el TDGV.

Hidrología

Para el análisis integral de ambos sistemas se propuso una situación crítica: en el modelo se ingresan los gastos de aguas negras hasta que se presenta en Texcoco el evento de diseño, de $Tr = 50$ años y $D = 8$ días, cuyos caudales son retenidos en el sistema de regulación, como se describe en la sección 3.6.1; en los últimos tres días del evento de Texcoco llueve simultáneamente en la Ciudad de México (Figura 3.6.2), de manera que en

el día 9, en el cual se inicia el desalojo de los volúmenes de la ZFLT, el SPD-ZMVM se encuentra parcialmente lleno.

Para la ZMVM se consideró una de las lluvias que activan el Protocolo de Operación de Emergencia del sistema de drenaje de la ciudad, el cual se activa cuando se acumula un promedio de 8 mm de lluvia en determinadas estaciones (definidas por el Sistema de aguas de la Ciudad de México), en un tiempo menor a 6 horas.

Considerando lo anterior se calcularon los hietogramas de manera que los 8 mm se acumulen en: 1, 2, 3, 4, 5 y 6 horas. Cabe mencionar que en análisis previos se detectó que el sistema presenta diversos problemas si los 8 mm se acumulan en menos de 1 hora, pero funciona adecuadamente si se acumulan en 2 horas. Por lo tanto, y con el fin de analizar el evento más crítico, se consideró el evento en el que se acumulan los 8 mm en sólo 2 horas.

Como referencia, en las Figuras 3.6.8 a 3.6.10 se muestran los hietogramas en los que se acumulan los 8 mm en 1, 2 y 6 horas.

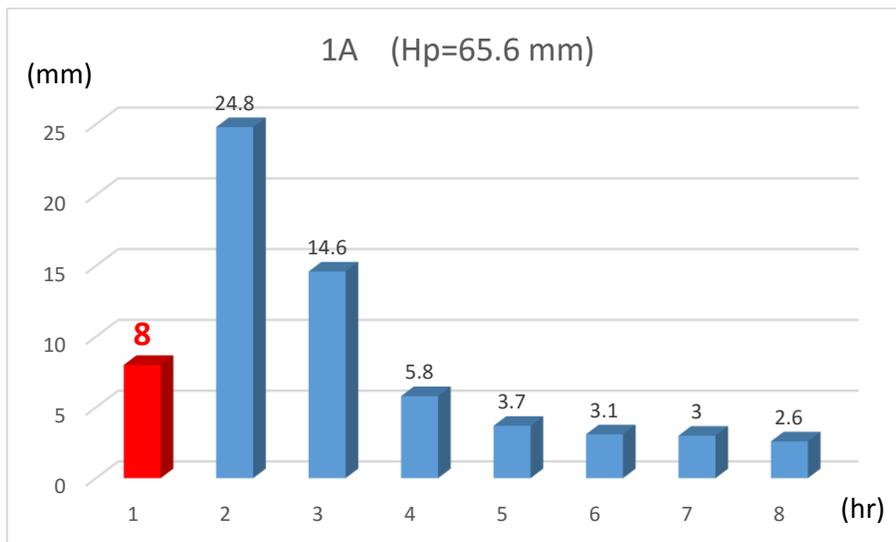


Figura 3.6.9 Hietograma de la lluvia que acumula 8 mm en 1 h.

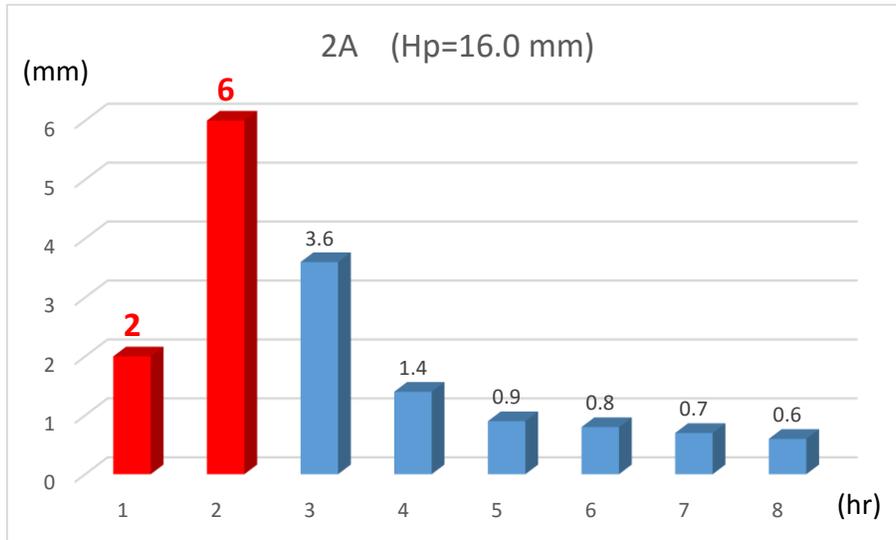


Figura 3.6.10 Hietograma de la lluvia que acumula 8 mm en 2 h.

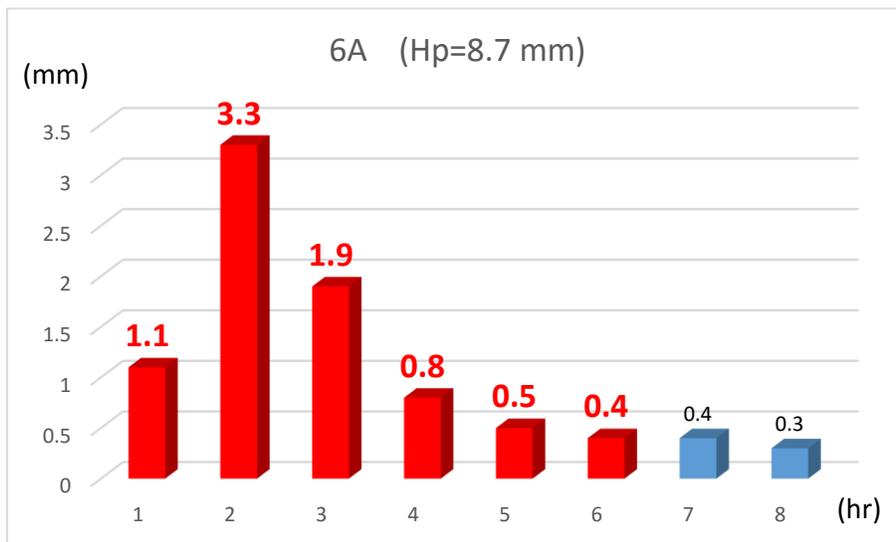


Figura 3.6.11 Hietograma de la lluvia que acumula 8 mm en 6 h.

Resultados

En las Figuras 3.6.12 a 3.6.14 se presentan los perfiles de los elementos por los que se propone conducir la mayor parte de las descargas de la ZFLT hasta la L5-TEO:

- Etapa 1: TCHU-XOCH-TIRR-TEO.
- Etapa 2: TCHU-XOCH-TIRR-TDGV.
- Etapa 3: TDGV.

En las figuras anteriores se observa que, al menos en los elementos por los que se conducirán las descargas de la laguna MO1, las tres etapas son viables y funcionan sin problemas; sin embargo, es necesario analizar cómo se ve afectado el funcionamiento de ciertos elementos, con el fin de garantizar que el SPD-ZMVM no se encontrará en una situación crítica.

A continuación se presentan los resultados de los elementos más afectados: el DGV, el TIRR y el TEO, en el tramo comprendido entre la L0 y la L5.

Dren General del Valle

En la Figura 3.6.15 se muestra el perfil del DGV, desde 1000 m aguas arriba de la descarga del DCH2, hasta la PB Canal de Sales, bajo las condiciones de las etapas 1 y 2, en las cuales el caudal que recibe el DGV es igual.

En la misma figura, se muestran los hidrogramas correspondientes a tres puntos: aguas arriba de la primera descarga de la ZFLT (DCH2), aguas abajo de la última descarga de la ZFLT (PTS2) y el último punto del perfil, justo aguas arriba de la PB Canal de Sales. A través de estos hidrogramas se puede visualizar cómo se modifica el gasto que conduce el DGV a lo largo de él y a través del tiempo.

Se observa que el cauce se desborda en varios puntos o tramos, debido a las descargas que recibe de la ZFLT. En el punto más crítico, el nivel del agua llega a una elevación de 0.14 m más que la corona del bordo.

Después del evento que se presenta en la ZMVM, hay un incremento importante en el gasto que conduce el DGV, debido a que es el momento en el que empieza a descargar la ZFLT. Aguas arriba del DCH2, el DGV conduce un gasto del orden de los 6 m³/s; mientras que aguas abajo de PTS2, se presenta un máximo de casi 30 m³/s. No obstante, aguas arriba de la PB Canal de Sales, el gasto se mantiene entre los 10 y los 17 m³/s, debido a que la laguna Regulación Horaria contribuye a regular el dren.

Por otra parte, la Figura 3.6.16 muestra el mismo perfil, pero bajo las condiciones dadas en la etapa 3, en la que sólo recibe la descarga del DCH2.

Aunque el cauce se encuentra en una situación crítica, no llega a desbordarse. En el punto más crítico, el bordo libre es de 0.20 m.

En los hidrogramas generados en la simulación de la etapa 3, se observa que el nivel del agua es muy similar en los tres puntos analizados.

Túnel Interceptor Río de Los Remedios

La Figura 3.6.17 muestra la comparación entre los perfiles desarrollados en el TIRR, en el tramo que va de la L0-TEO hasta la L6-TIRR, bajo las tres etapas. En la esquina superior izquierda se muestra uno de los hidrogramas de entrada de la ZFLT sólo como referencia temporal, indicando el instante de la simulación en el que se obtuvieron los perfiles (día 9).

En la figura anterior se observa más claramente que el TIRR funciona adecuadamente tanto en la etapa 1, como en la 2, que son las etapas que ocupan el TIRR para desalojar los gastos de la ZFLT. El TIRR ni siquiera llega a tomar carga y en el caso más crítico (etapa 1), el nivel máximo del agua queda 0.83 m por debajo de la clave del túnel.

Túnel Emisor Oriente, de la Lumbrera 0 a la Lumbrera 5

Este tramo del TEO recibirá los caudales provenientes de la ZFLT durante la etapa 1, por lo que se analizó cuánto variaría su tirante en comparación de la etapa 2, en la que el TIRR descarga en el TDGV.

La Figura 3.6.18 muestra los perfiles del TEO, en el tramo que va de la L0 a la L5, así como el hidrograma de descarga del TIRR a la L0-TEO.

Se observa que la variaciones en este conducto, entre una y otra etapa, no son considerables. En la etapa 1 el gasto máximo de descarga TIRR-TEO es sólo 3.65 m³/s mayor al de la etapa 2; en cuanto al tirante, varía menos de 0.20 m entre ambas simulaciones.

CASO DE APLICACIÓN: ZONA FEDERAL DEL LAGO DE TEXCOCO

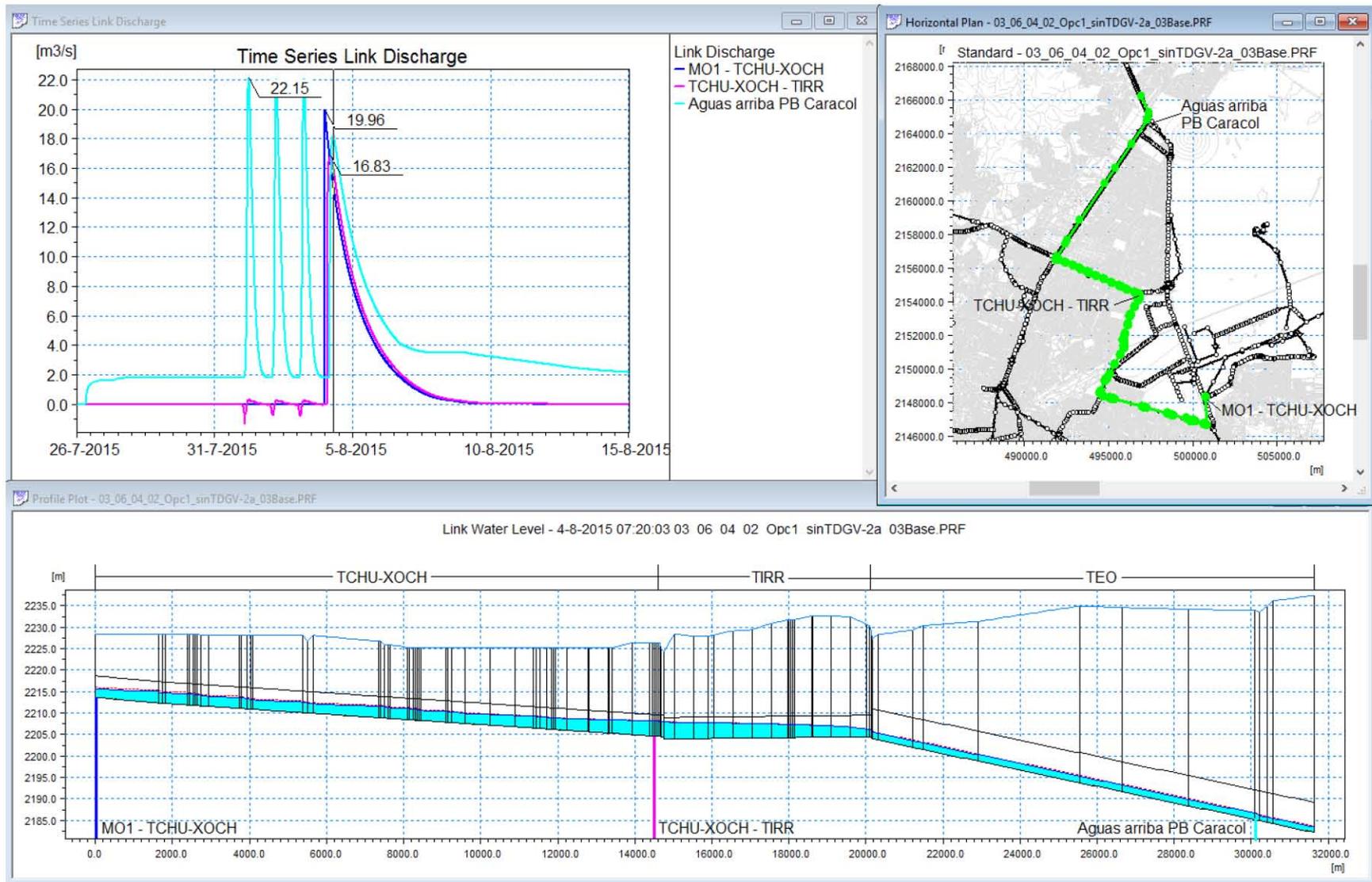


Figura 3.6.12 Resultados de la descarga de a ZFLT al SPD-ZMVM, etapa 1.

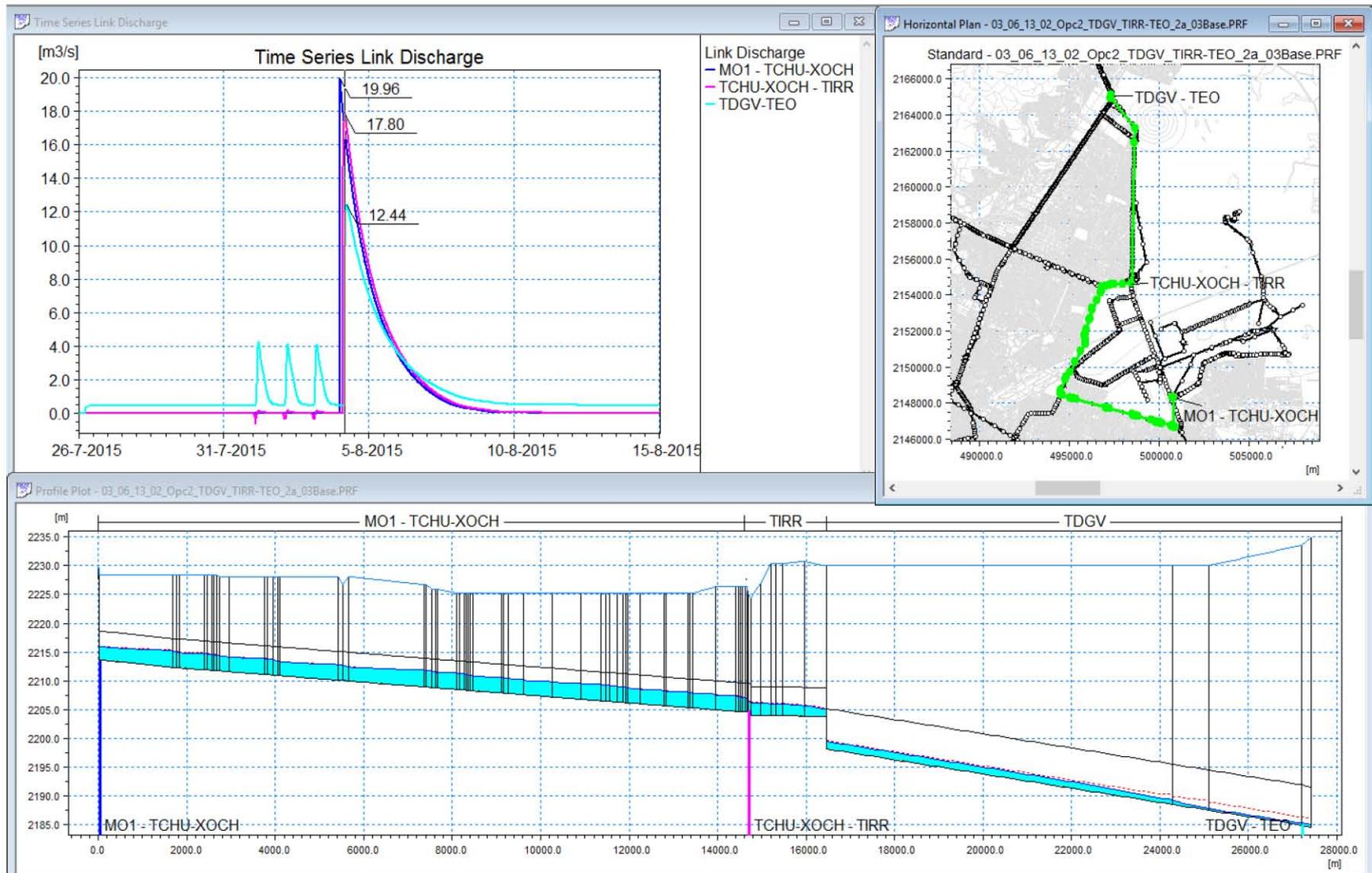


Figura 3.6.13 Resultados de la descarga de a ZFLT al SPD-ZMVM, etapa 2.

CASO DE APLICACIÓN: ZONA FEDERAL DEL LAGO DE TEXCOCO

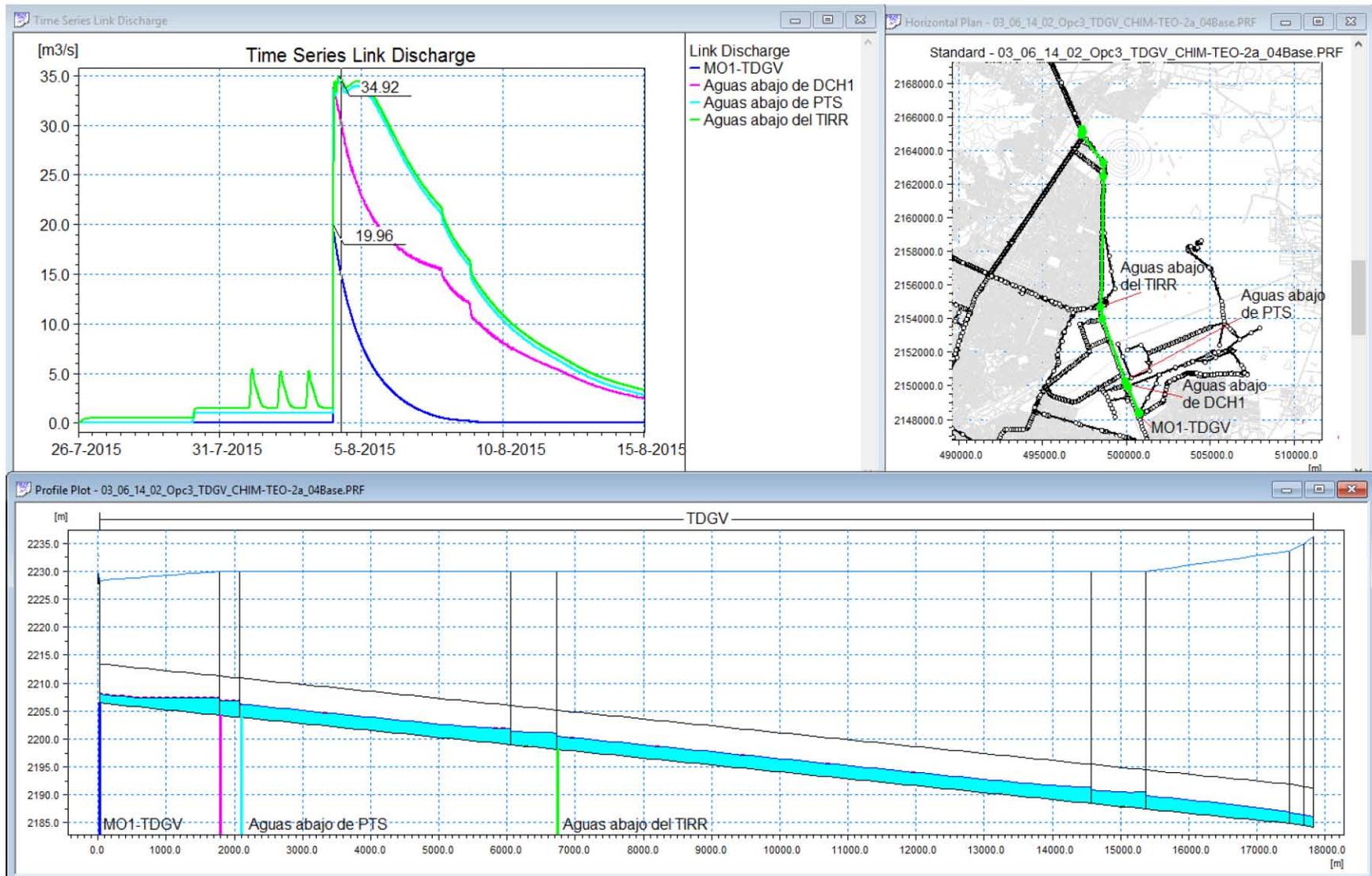


Figura 3.6.14 Resultados de la descarga de a ZFLT al SPD-ZMVM, etapa 3.

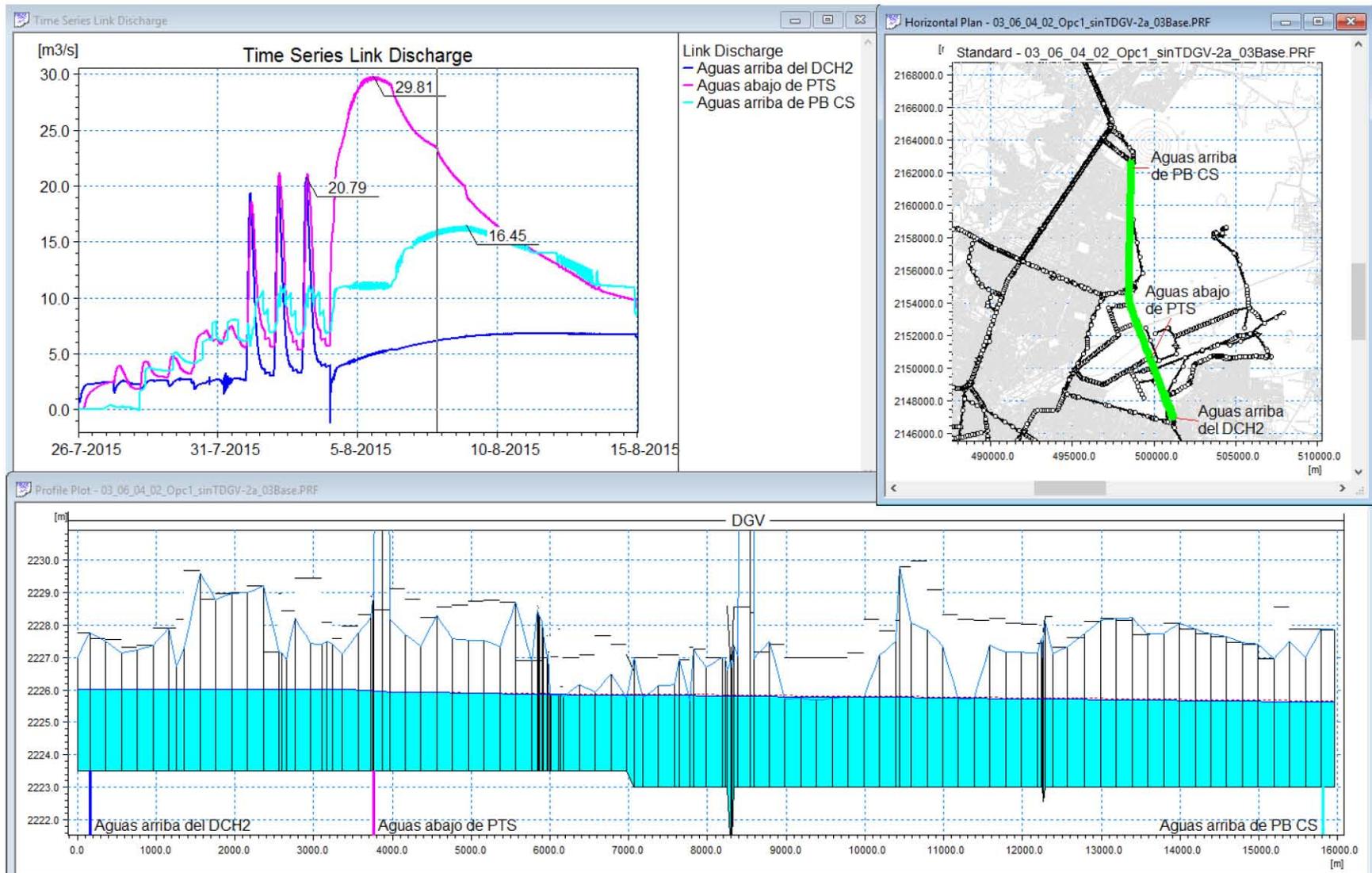


Figura 3.6.15 Perfil del DGV, en las etapas 1 y 2.

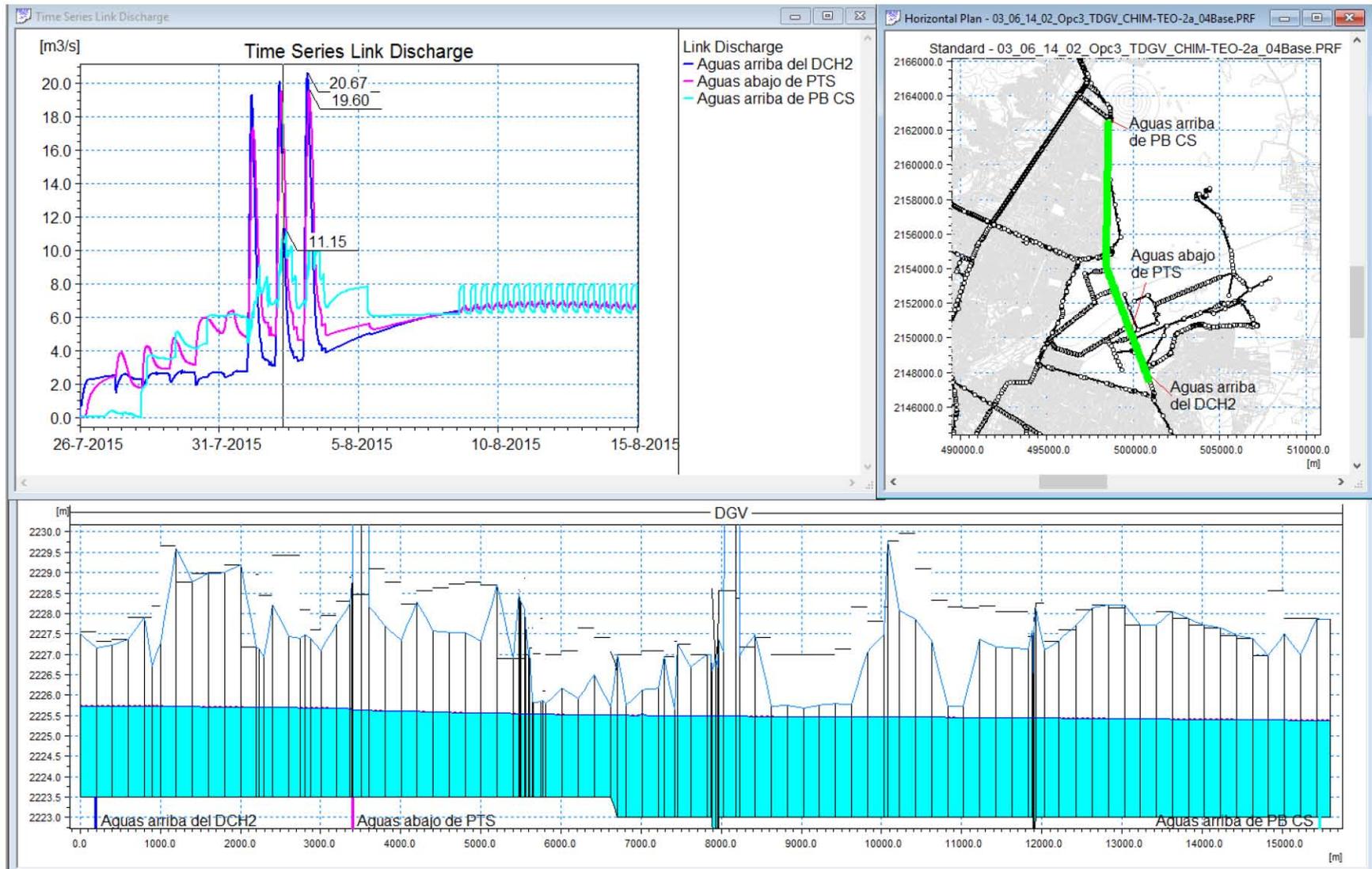


Figura 3.6.16 Perfil del DGV, en la etapa 3.

CASO DE APLICACIÓN: ZONA FEDERAL DEL LAGO DE TEXCOCO

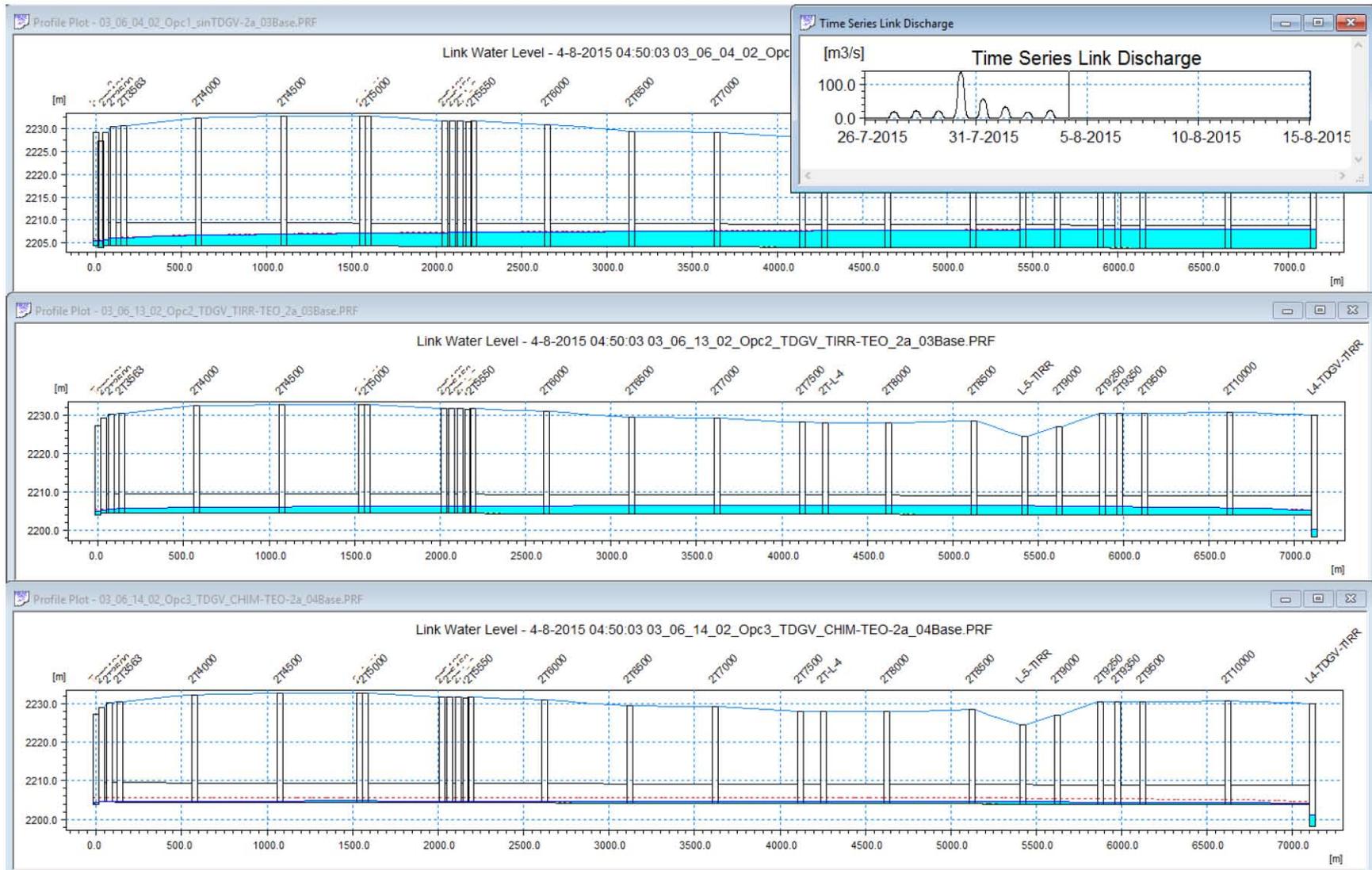


Figura 3.6.17 Perfiles del TIRR, en las tres etapas consideradas.

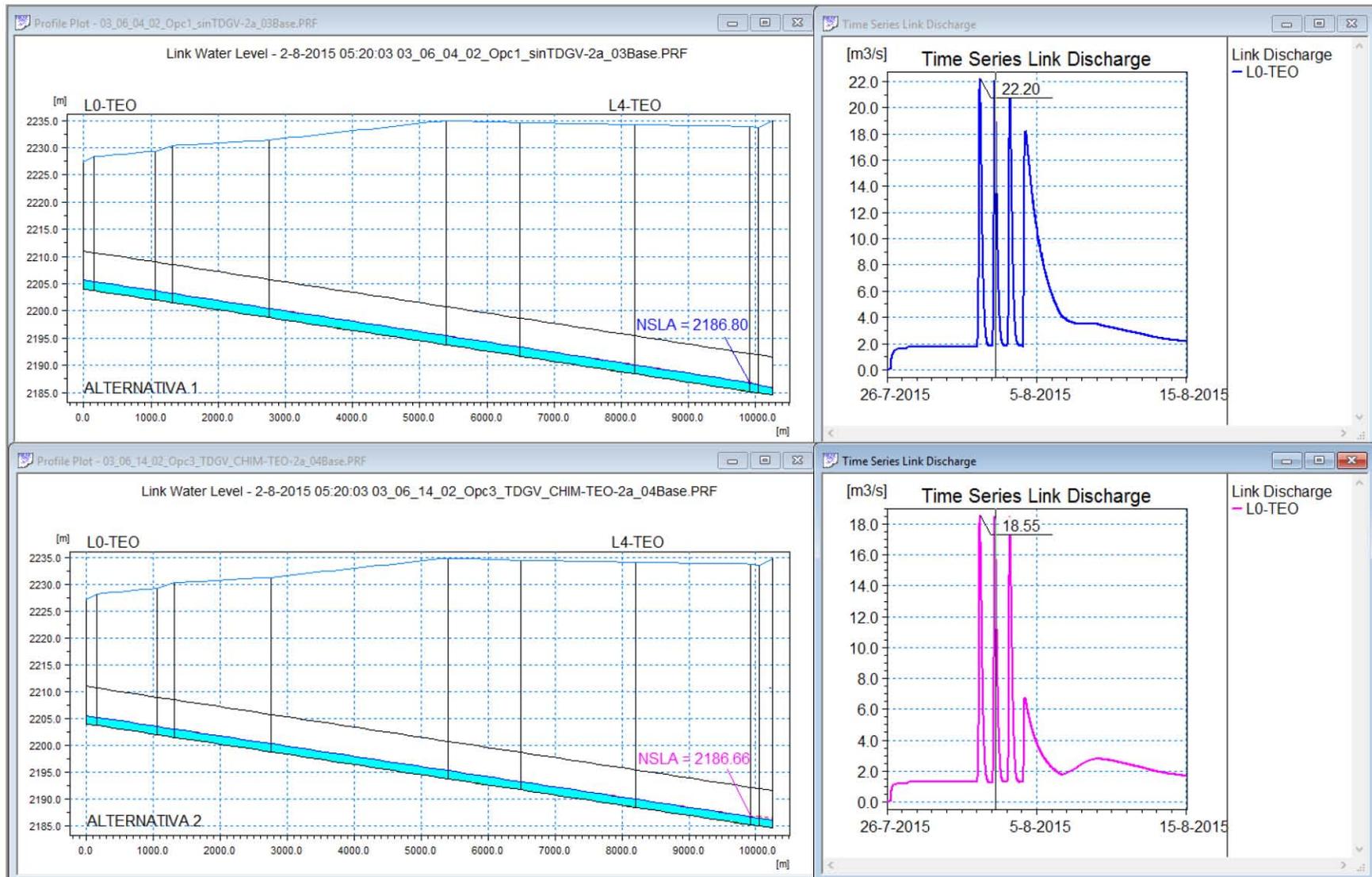


Figura 3.6. 18. Perfiles del TEO, tramo L0-L5, en las etapas 1 y 2.

Conclusiones

De la modelación integral de los sistemas de drenaje de la ZFLT y de la ZMVM se concluyó:

- Que el drenaje de la Ciudad de México es capaz de recibir los escurrimientos provenientes de la ZFLT, aun cuando haya ocurrido una lluvia importante en la ciudad.
- No obstante, sobre todo antes de que se construya el TDGV, es necesario establecer una política de operación que evite la saturación del DGV, dado que es el elemento que se ve más comprometido al recibir parte de las descargas de la ZFLT.
- El TIRR funciona adecuadamente bajo las tres condiciones analizadas, sin llegar a tomar carga. Aunque en el caso de la etapa 1, el BL mínimo alcanza los 0.83 m.
- Las variaciones de gasto y nivel de agua en el TEO, entre las lumbreras 0 y 5, bajo las condiciones de operación 1 y 2, son pequeñas; sobre todo en relación a la capacidad disponible del túnel.
- Por lo tanto, aunque se puede lograr por un tiempo que el sistema funcione recibiendo las descargas de la ZFLT, aun sin el TDGV, algunos de los elementos, como el DGV y el TIRR estarían funcionando cerca del límite.

4. CONCLUSIONES GENERALES

4.1. Conclusiones sobre la modelación de sistemas de canales y lagunas

Los avances en el cálculo y la modelación numéricos, así como en la capacidad y velocidad de las computadoras han permitido que la modelación se convierta en una herramienta de gran utilidad en la ingeniería hidráulica.

Se ha hecho un gran esfuerzo por desarrollar modelos cada vez más amigables con el usuario, a tal grado que hoy en día existen programas que pareciera que casi cualquier persona puede utilizar; sin embargo, no se debe perder de vista que el usuario debe poseer los conocimientos necesarios en hidráulica, modelación y métodos numéricos que le permitan emplearlos adecuadamente, de manera que:

- Los datos que ingrese al modelo, describan el fenómeno real de la mejor manera en la que lo pueda representar el modelo.
- Tenga la capacidad de detectar incongruencias y posibles errores.
- Sea capaz de interpretar los resultados.

Asimismo, el tener unas bases sólidas sobre el funcionamiento de los modelos hidráulicos, permite al usuario decidir cuál es el mejor modelo para el estudio de un problema en específico, tomando en cuenta sus recursos: los modelos existentes y a su alcance, ya sean de uso libre o con licencia; la información y datos disponibles sobre la zona en estudio y el proyecto; el tiempo para el desarrollo del modelo y el análisis de resultados; el personal a su disposición (si es el caso) para la obtención de información, pre y post-procesamiento; el alcance propio del estudio y el nivel de detalle deseado en los resultados.

En este sentido, se empleó un modelo unidimensional para el estudio de un problema que involucra tanto estructuras en las que el flujo es meramente unidimensional (canales), como estructuras en la que se presenta flujo bidimensional (lagunas). Este planteamiento se hizo consciente de que el modelo unidimensional sería una simplificación del sistema real.

El empleo de un modelo de dos dimensiones para simular el comportamiento del flujo en una laguna, es conveniente si se considera que: la laguna tiene una entrada y una salida en extremos opuestos, de manera que el agua fluya en una sola dirección; la plantilla de la laguna es regular; se tiene que representar de modo que los conductos del modelo representen lo mejor posible la forma real de laguna, cuidando que no sólo el área total sea equivalente, sino tratando de reflejar los ensanchamientos y estrechamientos. De esta manera, la laguna funcionaría como un canal muy ancho.

Se consideran aceptables los resultados, dadas las suposiciones en las que se basa la deducción de las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión.

- No se consideran variaciones en la densidad del agua, dado que no se están analizando los efectos de la calidad del agua, ésta se considera homogénea.
- El flujo en las lagunas es paralelo al fondo, el cual, como ya se mencionó, presenta una plantilla constante.
- Considerando lo anterior, se cumple perfectamente que el coseno entre el fondo y la horizontal es igual a 1.
- No se analiza el transporte de sedimentos en ninguno de los elementos del sistema, por lo que el fondo es fijo.
- Dada la forma regular de las lagunas, se espera que no se presenten grandes zonas de recirculación del flujo. Y aun cuando se presentaran, éstas no influirían de manera importante en los resultados.

Puesto que las hipótesis básicas que se realizan para la deducción y solución de las ecuaciones de Saint Venant se cumplen en las lagunas del sistema analizado, se estima que los resultados obtenidos, en cuanto a tirantes máximos y gastos de descarga, no están alejados de la realidad.

La modelación de un sistema de canales y lagunas mediante un modelo unidimensional, permite llevar a cabo la construcción del modelo en un tiempo menor que el que implicaría la unión de un modelo unidimensional con otro bidimensional. Lo que a su vez agiliza el análisis de un gran número de alternativas, geometrías y políticas de operación.

Es importante mencionar que esta simplificación es útil si lo que se requiere es conocer la capacidad de conducción del sistema, y por lo tanto, sólo se necesita obtener los niveles máximos, el tiempo de llenado y vaciado correspondiente a las estructuras de entrada y salida y una estimación de los gastos y las velocidades del flujo. No obstante, si lo que se requiere es un análisis detallado del flujo dentro de la laguna, es necesario emplear un modelo bidimensional.

4.2. Conclusiones sobre la modelación del drenaje de la ZFLT

La aplicación de un modelo unidimensional en el caso en estudio, fue de gran utilidad, dadas las características del sistema y del estudio en sí.

Para tener una idea integral del sistema en un tiempo razonable, se utilizó un modelo unidimensional. Por otra parte, el estudio no tenía como objetivo analizar el flujo dentro de las lagunas, sino la capacidad de conducción y regulación, en general, de todo el sistema de drenaje de la ZFLT. Se verificó que el sistema en su conjunto era capaz de conducir los

caudales de los ríos de oriente hasta el SPD- ZMVM, regulándolos de manera que ninguno de los dos sistemas se viera en una situación crítica.

Por lo tanto, del modelo unidimensional se obtuvieron los niveles máximos alcanzados en cada uno de los canales y lagunas del sistema y los gastos de descarga al SPD-ZMVM; asimismo se establecieron algunas políticas de operación que, si bien no son las óptimas, sí permiten que el sistema de drenaje de la ZFLT cumpla con su propósito de regular las avenidas de los ríos de oriente de 8 días de duración y 50 años de periodo de retorno.

De la revisión de la capacidad de conducción del sistema se concluyó que el arreglo conceptual del proyecto funciona y permite regular las avenidas de diseño antes de descargar en el sistema de drenaje de la ZMVM, aunque se hicieron algunas observaciones que mejorarían el funcionamiento general del drenaje de la ZFLT.

En cuanto al sistema de drenaje de la ciudad, se determinó que éste es capaz de recibir y desalojar las aguas provenientes de Texcoco, aun después de la ocurrencia de un evento crítico en la ZMVM.

Como en todo modelo, lo más conveniente sería llevar a cabo una calibración del mismo una vez que el sistema de drenaje de la ZFLT haya sido construido e instrumentado. En lo particular, esto sería de gran utilidad para el siguiente fin del modelo: la determinación de las políticas de operación óptimas, tanto del sistema de drenaje de la ZFLT, como del sistema de la ciudad. Y en general, la calibración serviría para evaluar de una forma más tangible, qué tan preciso es el modelado de un sistema de este tipo mediante un modelo unidimensional y, en caso de ser necesario, establecer las recomendaciones necesarias para que la modelación sea más eficiente.

REFERENCIAS

Abbot, M.B.; Ionescu, F. (1967) *On the numerical computation of nearly-horizontal flows*. J. Hyd. Res., 5, pp. 97-117.

Abbot, M.B. (1991) *Hydroinformatics. Information technology and the aquatic environment*. Averbury Technical. Billing & Sons Ltf, Worcester.

Aeropuertos y Servicios Auxiliares (2013). *Estudio Hidrológico de los Ríos de Oriente del Valle de México*. México.

Bladé, E. (2005). *Modelación de flujo en lámina libre sobre cauces naturales. Análisis integrado con esquemas en volúmenes finitos en una y dos dimensiones. Tesis doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya, Departament d'Enginyeria Hidràulica, Marítima i Ambiental*. Barcelona, España.

Cea, L.; Bladé, E. (2008). *Modelización matemática en lecho fijo del flujo en ríos. Modelos 1D y 2D en régimen permanente y variable*. Jornadas Técnicas sobre Hidráulica Fluvial, CEDEX – Ministerio de Fomento. Madrid, España.

Conagua (2012). **"Parque Ecológico Lago de Texcoco: rescate del último reducto lacustre"**. Vertientes. Revista de comunicación interna de la Conagua. Número 198. Octubre de 2012.

Conagua (2014). *MIA Proyectos de regulación de avenidas del lago de Texcoco*.

Conagua (2014). *MIA Proyectos de regulación de avenidas y protección de centros de población en la zona del lago de Texcoco*.

Conagua (2014). *MIA Proyectos de regulación y saneamiento de los ríos de oriente del lago de Texcoco*.

Cunge, J.A. (1989). *Review of recent developments in river modelling*. In Hydraulic and Environmental Modelling of Coastal, Estuarine and River Waters. Proceedings of the International conference. R.A. Falconer, P. Goodwin and R.G.S. Matthew editors. University of Bradford.

DHI (2013). *MIKE 1D, DHI Simulation Engine for MOUSE and MIKE 11. Reference Manual*.

DHI (2013). *MIKE 21 FLOW MODEL. Hydrodynamic Module. Scientific Documentation*.

IGH (2015). *Evaluación técnica y ambiental de los impactos por cambios de vocación hidrológica en la cuenca del lago de Texcoco. Resumen ejecutivo*.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2014). *Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México. Ocho propuestas arquitectónicas*. Arquine. México.

ANEXO A. Abreviaturas

<i>ASA</i>	Aeropuertos y Servicios Auxiliares.
<i>BL</i>	Bordo libre.
<i>CHA</i>	Río Chapingo.
<i>COA</i>	Río Coatepec.
<i>COX</i>	Río Coxacoaco.
<i>CP</i>	Canal Perimetral o Canal Colector.
<i>DCH1</i>	Dren Chimalhuacán I.
<i>DCH2</i>	Dren Chimalhuacán II.
<i>DGV</i>	Dren General del Valle.
<i>HC</i>	Laguna Hidalgo y Carrizo.
<i>LSB</i>	Laguna San Bernardino.
<i>MIA</i>	Manifestación de Impacto Ambiental.
<i>MO1</i>	Laguna Moño 1.
<i>MO2</i>	Laguna Moño 2.
<i>NAICM</i>	Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.
<i>NC</i>	Lago Nabor Carrillo.
<i>PAP</i>	Río Papalotla.
<i>PB CS</i>	Planta de Bombeo Canal de Sales.
<i>PTS</i>	Peñón Texcoco Sur, comprende dos cuerpos de agua, uno rectangular al norte y otro en forma de L al sur.
<i>PTS1</i>	Parte norte de la laguna Peñón Texcoco Sur.
<i>PTS2</i>	Parte sur de la laguna Peñón Texcoco Sur.
<i>SIG</i>	Sistema de Información Geográfica.
<i>SBE</i>	Laguna San Bernardino.
<i>SJT</i>	Río San Juan Teotihuacán.
<i>SMO</i>	Río Santa Mónica.
<i>SPD-ZMVM</i>	Sistema de Drenaje Principal de la Zona Metropolitana del Valle de México.
<i>TCHU-XOCH</i>	Túnel Churubusco-Xochiaca.
<i>TDGV</i>	Túnel Dren General del Valle.
<i>TEO</i>	Túnel Emisor Oriente.

ANEXO A. Abreviaturas

<i>TEX</i>	Río Texcoco.
<i>TIRR</i>	Túnel Interceptor Río de Los Remedios
<i>XAL</i>	Río Xalapango
<i>ZFLT</i>	Zona Federal del Lago de Texcoco.
<i>ZMVM</i>	Zona Metropolitana del Valle de México.