



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

MODELO DE SIMULACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL  
SISTEMA DE DRENAJE DEL ÁREA METROPOLITANA DEL VALLE DE  
MÉXICO. APLICACIÓN A LAS POLÍTICAS DE OPERACIÓN.

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
**DOCTOR EN INGENIERÍA**

PRESENTA:

**BERNARDO ECHAVARRÍA SOTO**

TUTOR PRINCIPAL  
DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
COMITÉ TUTOR  
DR. RAFAEL BERNARDO CARMONA PAREDES, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
DR. GABRIEL ECHÁVEZ ALDAPE, FACULTAD DE INGENIERÍA  
DR. CARLOS A. ESCALANTE SANDOVAL, FACULTAD DE INGENIERÍA  
DR. GUSTAVO ADOLFO PAZ SOLDÁN CÓRDOVA, FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. ABRIL 2013

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Echávez Aldape Gabriel  
Secretario: Dr. Escalante Sandoval Carlos A.  
Vocal: Dr. Domínguez Mora Ramón  
1<sup>er</sup>. Suplente: Dr. Carmona Paredes Rafael Bernardo  
2<sup>do</sup>. Suplente: Dr. Paz Soldán Córdova Gustavo Adolfo

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

**TUTOR DE TESIS:**

Dr. Domínguez Mora Ramón

-----  
**FIRMA**

*A los habitantes del Valle de México.*

*A los habitantes del Valle de México.  
Los que estuvieron, estamos y estarán.*

*A los habitantes del Valle de México.  
Los que estuvieron, estamos y estarán.  
Porque todos somos uno y lo mismo.*

BES

## **Agradecimientos**

Mi más profundo agradecimiento a las personas e instituciones que, como tú, de una manera directa o indirecta, me acompañaron en el camino para lograr con éxito la culminación del objetivo marcado: compartir conocimiento. El doctorado es nuestro.

Con afecto, Bernardo.

# ÍNDICE

I. INTRODUCCIÓN	1
II. OBJETIVO	7
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	8
1.1. SISTEMAS DE DRENAJE EN ZONAS METROPOLITANAS	9
1.2. MODELOS MATEMÁTICOS: HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS	13
1.2.1. Modelos hidrológicos	14
1.2.2. Modelos hidráulicos	15
1.3. POLÍTICAS DE OPERACIÓN	16
1.4. HIPÓTESIS DE PARTIDA	18
2. ANTECEDENTES	19
2.1. MÉTODOS PARA GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS	19
2.1.1. Clasificación	20
2.1.2. Métodos tradicionales	21
2.1.3. Métodos regionales	22
2.1.4. Generación de hidrogramas con registros de tormentas en tiempo real	31
2.1.5. Hidrogramas con registros sintéticos de tormentas	34
2.1.6. Modelos concentrados y modelos distribuidos	36

2.2. MODELOS MATEMÁTICOS DE SIMULACIÓN DEL TRÁNSITO DE AVENIDAS	36
2.2.1. Bases teóricas	37
2.2.2. Modelos matemáticos del Instituto de Ingeniería	43
2.2.3. Modelo matemático MOUSE	46
3. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE Y CONTROL DE INUNDACIONES DEL VALLE DE MÉXICO (SDVM)	53
3.1. POBLACIÓN Y HUNDIMIENTOS DEL TERRENO	53
3.2. DATOS FISIAGRÁFICOS	55
3.3. INFRAESTRUCTURA	59
3.3.1. Sistema Poniente	63
3.3.2. Sistema Sur	65
3.3.3. Sistema Oriente	69
3.3.4. Sistema de Drenaje Profundo	71
3.4. INTERCONEXIONES	73
3.5. INTERCONEXIONES CONSIDERADAS PARA EL ANÁLISIS DE POLÍTICAS DE OPERACIÓN	76
3.5.1. Estructuras donde se varió la política de operación	76
3.5.2. Estructuras donde permaneció constante la política de operación	78
4. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS	79
4.1. INTRODUCCIÓN	80

4.2. REVISIÓN DE REGISTROS PLUVIOGRÁFICOS	83
4.2.1. Base de datos	84
4.2.2. Estaciones con registros adecuados	85
4.2.3. Estaciones con registros incorrectos que requieren interpolación	87
4.3. METODOLOGÍA PROPUESTA PARA LA RECONSTRUCCIÓN DE DATOS DE LLUVIA	95
4.3.1. Definición de estaciones colindantes	95
4.3.2. Método del inverso de la distancia (IDW)	97
4.3.3. Validación de la metodología propuesta	100
4.4. RESULTADOS	106
4.4.1. Aplicación a la tormenta del 16 de julio de 2007	106
4.4.2. Hietograma medio de la cuenca	108
4.4.3. Curva masa media de la cuenca	109
4.4.4. Distribución espacial de la tormenta	110
4.4.5. Análisis de las 10 tormentas consideradas	112
4.5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	113
4.6. HIDROGRAMAS CAPTURADOS	114
4.6.1. Hidrogramas con tormentas históricas	115
4.6.2. Hidrogramas con regionalización	116

5. CALIBRACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO	118
5.1. MEDICIONES DE NIVELES Y GASTOS EN EL SISTEMA	119
5.2. CALIBRACIÓN REALIZADA EN 1997	123
5.3. CALIBRACIÓN REALIZADA EN 2006	125
6. SIMULACIONES PARA DEFINIR POLÍTICAS DE OPERACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE DEL VALLE DE MÉXICO	136
6.1. ANTECEDENTES	136
6.2. SIMULACIONES DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL SDVM CON LA FILOSOFÍA GENERAL	138
6.2.1. Filosofía general de las políticas de operación	139
6.2.2. Resultados de las simulaciones	142
6.2.3. Conclusiones de la aplicación de la filosofía general	151
6.3. SIMULACIONES DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL SDVM EMPLEANDO LAS 10 TORMENTAS Y 5 POLÍTICAS DE OPERACIÓN	152
6.3.1. Consideraciones del análisis	152
6.3.2. Análisis con cinco políticas de operación para la tormenta 8 (30 de agosto de 2005)	154
6.3.3. Análisis de barras para las 10 tormentas	157
6.3.4. Conclusiones de la política de operación escalonada	167

6.4. SIMULACIONES DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL SDVM EMPLEANDO LA TORMENTA 10 (22 DE AGOSTO DE 2007) Y 17 POLÍTICAS DE OPERACIÓN	168
6.4.1. Consideraciones de análisis	169
6.4.2. Análisis con 17 políticas de operación para la tormenta 10 (22 de agosto de 2007)	174
6.4.3. Análisis con 17 políticas de operación, variando las elevaciones de apertura. Para la tormenta 10 (22 de Agosto de 2007)	185
6.4.4. Conclusiones de las 17 políticas de operación escalonadas	186
6.5. SUBPROTOCOLOS	186
6.6. POLÍTICA DE OPERACIÓN RECOMENDADA	190
7. METODOLOGÍA PROPUESTA Y APLICACIÓN	196
7.1. METODOLOGÍA GENERAL	196
7.1.1. Hidrología	196
7.1.2. Sistema de drenaje	197
7.1.3. Hundimientos	198
7.1.4. Modelo matemático de funcionamiento hidráulico	198
7.1.5. Políticas de operación	199
7.1.6. Análisis de resultados hidrológicos	200
7.1.7. Análisis de resultados del funcionamiento hidráulico	201
7.2. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A LA TORMENTA DEL 6 DE SEPTIEMBRE DE 2009	202
7.2.1. Análisis hidrológico	202
7.2.2. Análisis hidráulico	208
7.2.3. Conclusiones y recomendaciones del análisis hidrológico e	

hidráulico de la tormenta del 6 de septiembre de 2009	217
7.3. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA	
A LA TORMENTA DEL 30 DE JUNIO DE 2011	218
7.3.1. Análisis hidrológico	218
7.3.2. Análisis hidráulico	224
7.3.3. Conclusiones y recomendaciones del análisis hidrológico e hidráulico de la tormenta del 30 de junio de 2011	233
7.4. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA CON LA	
REGIONALIZACIÓN DE TORMENTAS DEL VALLE DE MÉXICO	234
7.4.1. Análisis hidrológico	234
7.4.2. Análisis hidráulico	235
7.4.3. Conclusiones y recomendaciones del análisis hidrológico e hidráulico de la tormenta generada con la regionalización	243
8. APORTACIONES, CONCLUSIONES	
Y RECOMENDACIONES	245
8.1. APORTACIONES	245
8.1.1. Políticas de operación propuesta para el SDVM	246
8.1.2. Calibración de los modelos matemáticos	248
8.1.3. Metodología propuesta para la reconstrucción de datos de lluvia	249
8.2. INFORMACIÓN PARA ALIMENTAR	
LOS MODELOS MATEMÁTICOS	251
8.3. PROPUESTAS DE LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	254
9. REFERENCIAS	256

## I. INTRODUCCIÓN

La Ciudad de México, Guadalajara y Monterrey conforman las zonas metropolitanas más grandes (en extensión y población) de la República mexicana. Son centros que atraen constantemente a los habitantes de zonas rurales, convirtiéndolos así en sitios para el progreso del país pero, al mismo tiempo, en áreas con una impresionante demanda de servicios básicos para el desarrollo humano, como son agua potable, drenaje, energía, escuelas, hospitales, entre muchos otros. De esos servicios, la presente tesis contempla el análisis del funcionamiento hidráulico y las políticas de operación de los sistemas de drenaje, tal como se describe en el capítulo 1: “Planteamiento del problema”.

En particular, el Sistema de Drenaje y Control de Inundaciones del Valle de México<sup>1</sup> (SDVM) —que da servicio a la Zona Metropolitana de la Ciudad de México (ZMCM)— se ha convertido, en las últimas décadas, en uno de los sistemas más complejos del mundo, y las políticas de operación (en plantas de bombeo y estructuras de compuertas) son primordiales para el correcto desalojo y regulación de los escurrimientos pluviales para evitar inundaciones.

Las políticas de operación analizadas son las acciones que consisten, por un lado, en encender y apagar plantas de bombeo (uno o todos los equipos de bombeo) y, por otro, la apretura y cierre (parcial o total) de estructuras de compuertas. Se proponen criterios de aplicación de las políticas de operación que permitan determinar la condición de lluvia o escurrimiento en los cuales se debería cambiar de una política a otra.

---

<sup>1</sup> Con el afán de homologar la nomenclatura utilizada en la tesis, se propone este nombre para denominar al Sistema de Drenaje del Valle de México.

La tesis que se presenta consiste en la aplicación de un modelo matemático de funcionamiento hidráulico para el análisis de las políticas de operación. Para alimentar al modelo matemático se emplearon, por un lado, los métodos hidrológicos desarrollados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Domínguez et al., 1982; Domínguez, 1997), que se describen en el capítulo 2, “Antecedentes”, mismos que han sido aplicados satisfactoriamente en casos prácticos; y, por otro lado, se implementó la geometría de los conductos del SDVM (Echavarría, 2006), como se muestra en el capítulo 3: “Descripción del Sistema de Drenaje del Valle de México”.

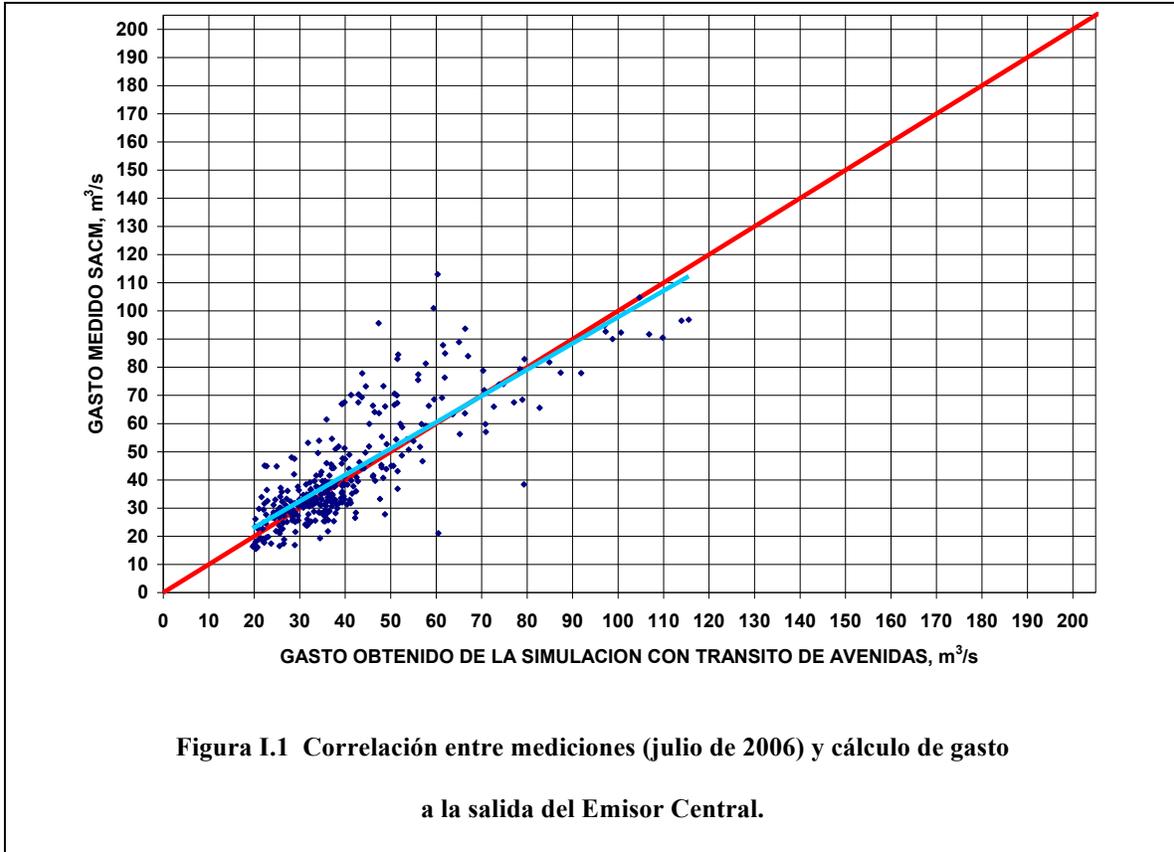
Estos modelos matemáticos —el que se describe en el capítulo 4, “Generación de hidrogramas”, y el que se presenta en el capítulo 5, “Calibración del modelo matemático de funcionamiento hidráulico”— han sido continuamente validados mediante la comparación de resultados de simulaciones con base en las mediciones de gasto y niveles disponibles durante los últimos 20 años.

En un análisis previo al desarrollo de la tesis se generó la figura I.1, que muestra, para el mes de julio de 2006, la correlación entre las mediciones y el valor obtenido del cálculo de gasto representado por el hidrograma de salida del Emisor Central, en El Salto. Se emplearon las herramientas que son objeto del presente trabajo y —tomando en cuenta las incertidumbres que inducen los datos de las mediciones de lluvia, gasto y niveles, así como los escasos registros de las políticas de operación efectuadas en cada tormenta<sup>2</sup>— se consideró que dicha correlación era alentadora para continuar un trabajo de

---

<sup>2</sup> En general, la información ha ido mejorando con el paso de los años y, conforme se toma conciencia, se van incrementando tanto el número de sitios como la calidad de los registros. Podría ser tema de otras tesis analizar la calidad y cantidad de los registros de lluvia, gastos y niveles en el SDVM. Se recomienda considerarlo como una nueva línea de investigación y desarrollo tecnológico.

investigación sobre el efecto de tormentas desfavorables en el SDVM bajo diferentes políticas de operación.



También se considera lo que Domínguez (1994) establece respecto a las políticas de operación del SDVM:

La operación adecuada del Sistema puede generar una capacidad adicional para el control de las avenidas, aprovechando que muchas tormentas se concentran en una o en dos zonas; así, las zonas con menor carga podrían auxiliar a aquellas donde se concentren las tormentas. Sin embargo, esta forma de operación sólo se recomienda cuando se cuente con los mecanismos de control pertinentes y un sistema automatizado de medición, de tal manera que se conozca en todo momento el estado real del Sistema (es decir, las precipitaciones en la cuenca y los niveles y gastos en sitios estratégicos).

La cita anterior reflejaba, desde entonces, la necesidad de analizar las políticas de operación del SDVM, lo cual dio origen al presente trabajo. Del año 1994 a la fecha se han realizado diversos trabajos de investigación y aplicación sobre el tema, mismos que son considerados de alguna manera dentro de esta tesis. En el capítulo 6, “Simulaciones para definir políticas de operación del Sistema de Drenaje del Valle de México”, se presenta la síntesis de los resultados de las simulaciones seleccionadas como representativas.

En el capítulo 7, “Metodología”, se presenta un ejemplo de aplicación para la tormenta del 30 de junio de 2011, considerada como una de las más desfavorables en el Área Metropolitana de la Ciudad de México en los últimos 25 años. Ahí se establece la secuencia de cálculos para reconstruir la información hidrológica y las simulaciones para diferentes políticas de operación, de tal forma que puedan ser aplicadas para otras tormentas. Esa metodología general también podría ser empleada para otras ciudades con sistemas de drenaje complejos. Por último, se incluye el capítulo 8 de “Conclusiones y recomendaciones”.

Durante el progreso de este trabajo se desarrollaron diversas aportaciones, por ejemplo:

- Una, de índole académica, fue involucrar a alumnos de licenciatura interesados en los métodos para la obtención de los parámetros hidrológicos requeridos para el cálculo de hidrogramas. A los alumnos de maestría se les aportaron herramientas para el cálculo del tránsito de avenidas y de los factores que más importancia tienen en el estudio.

- Una aportación científica relevante fue en lo concerniente al análisis de los registros de lluvia del Valle de México (archivos PLU), que se complementan — cuando estos son deficientes— con la aplicación de modelos hidrológicos como el TVM (Tormentas del Valle de México) y el HPTRE (Hidrogramas en Tiempo Real). Se plantean nuevas líneas de investigación dirigidas a emplear la información hidrológica disponible para generación de tormentas sintéticas, así como la revisión de tormentas con diferentes periodos de retorno.
- Las simulaciones de funcionamiento hidráulico, empleando las tormentas seleccionadas, permitieron analizar las políticas de operación bajo una amplia gama de criterios. Se determinaron condiciones adversas de funcionamiento hidráulico para el SDVM mediante la implementación, en el modelo matemático, de políticas de operación “sencillas pero ineficientes”, que permitieron establecer parámetros de comparación respecto a simulaciones hidráulicas que involucran políticas de operación “complejas pero con resultados más eficientes”.
- Se analizaron los parámetros y coeficientes hidrológicos e hidráulicos que generalmente implican un cierto grado de incertidumbre en los resultados de los análisis, no sólo para el Valle de México, sino para cualquier ciudad que cuente con sistemas de drenaje pluvial complejos. Lo anterior considerando que se requiere seguir avanzando tanto en la calibración del modelo matemático como en las mediciones efectuadas en el prototipo (SDVM) y el registro de las políticas de operación.

- La aplicación práctica se logró al establecer recomendaciones de políticas de operación de estructuras de compuertas y plantas de bombeo que podrían ser aprovechadas para la elaboración de los protocolos de operación que se propongan en un futuro.

## II. OBJETIVO

Mediante una investigación exhaustiva de los efectos de tormentas históricas y sintéticas en el funcionamiento hidráulico del SDVM, se determinarán criterios para la aplicación de políticas de operación de las principales estructuras de compuertas y plantas de bombeo, que permitan aprovechar la capacidad de drenaje y regulación de los escurrimientos que se generan en la Ciudad de México, reduciendo así los riesgos de inundación en zonas altamente urbanizadas.

## 1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En esta tesis se analizan los sistemas de drenaje pluvial y el control de inundaciones en zonas urbanas mediante la aplicación de modelos matemáticos, hidrológicos e hidráulicos, para determinar políticas de operación que permitan utilizar de manera eficiente la capacidad de desalojo y regulación.

Se describe la forma en que las zonas urbanas tienden a crecer, lo que provoca una complicación en los sistemas de drenaje, y da origen a sistemas con interconexiones que requieren establecer políticas de operación de sus estructuras de compuertas y plantas de bombeo, para un drenaje eficiente durante tormentas extraordinarias. El caso particular que se emplea es el Sistema de Drenaje y Control de Inundaciones del Valle de México (SDVM) que da servicio a la Zona Metropolitana de la Ciudad de México (ZMCM).

Se exponen las incertidumbres que se tienen para determinar las condiciones de simulación más adecuadas, de tal manera que representen sensiblemente la realidad de los efectos causados por eventos hidrológicos y los elementos requeridos para una correcta simulación matemática.

Por último, en el presente capítulo se enumeran las hipótesis de partida del trabajo de tesis que se establecieron para analizar las políticas de operación del SDVM.

## 1.1. SISTEMAS DE DRENAJE EN ZONAS METROPOLITANAS

La Ciudad de México, Guadalajara y Monterrey —es decir, las zonas metropolitanas más grandes de la República mexicana— son centros que atraen constantemente a los habitantes de zonas rurales, convirtiéndolos en sitios para el progreso del país pero, al mismo tiempo, en áreas con una impresionante demanda de servicios básicos para el desarrollo humano. De esos servicios, se analiza la problemática del drenaje sanitario y pluvial.

Originalmente las condiciones de cualquier cuenca eran totalmente naturales (antes de que se estableciera la primera civilización), y los escurrimientos recorrían hacia los ríos, siguiendo las mismas trayectorias que en la actualidad pero sin causar afectaciones ya que no existían asentamientos humanos.

Con la fundación de los primeros centros urbanos se comenzaron a alterar las características de la cuenca, particularmente el grado de permeabilidad y, por consiguiente, se creó una cercana interacción entre el hombre y los escurrimientos pluviales. Al crecer la población, esta interacción se convirtió en un asunto de seguridad de los habitantes ya que el correcto desalojo reduce los riesgos de inundaciones.

Comencemos a analizar el problema del drenaje desde el origen: por ejemplo, las descargas sanitarias de una casa habitación y la lluvia se vierten en una *red secundaria*. Ésta, a su vez, descarga en conductos de una *red primaria* que drena una colonia o un conjunto de casas.

Conforme aumenta el caudal acumulado, se requiere de una *red principal* (interceptores o drenes) que conducen el agua hasta los emisores (conductos que ya no reciben aportaciones, su función es conducirla hasta el sitio de disposición final).

El sistema de drenaje —originalmente natural—, en esas nuevas condiciones de urbanización, requiere de estructuras de control en sitios estratégicos que permitan la transferencia de caudales de un conducto a otro, o bien a zonas para regulación con el fin de evitar desbordamientos en conductos comprometidos.

Cuando los conductos para realizar el drenaje, ahora artificiales, son insuficientes debido a que el centro urbano ha crecido —a tal magnitud que gran parte de la cuenca se convirtió en una superficie impermeable—, es necesario incorporar elementos dentro del drenaje que permitan conducir eficientemente el agua hacia su descarga (drenes artificiales), proteger zonas cercanas a los conductos (bordos), y regular las avenidas durante el paso de los eventos hidrológicos (presas o lagos de regulación). El correcto desalojo del agua en cuencas parcialmente naturales y en gran medida urbanizadas, sin provocar inundaciones, requiere de políticas de operación en estructuras de compuertas y plantas de bombeo que se anticipen a la saturación de un conducto para reducir el riesgo de daños en vidas humanas y materiales.

El caso que se analiza en esta tesis es el sistema de drenaje de la ZMCM, el cual ha crecido a tal magnitud que su complejidad en las interconexiones deriva en la importante necesidad de contar con herramientas científicas para determinar la forma en la que funciona hidráulicamente bajo diferentes escenarios de políticas de operación.

En la figura 1.1 se muestra la cuenca del Valle de México<sup>1</sup>, que cuenta con una extensión aproximada de 9,600 km<sup>2</sup>, donde se resalta lo que en algún momento pudo ser el nivel máximo de los lagos que se formaban (elevación 2,250)<sup>2</sup> descargando hacia el norte, ya que la cuenca se cerró al sur por la formación de la Sierra del Chichinautzin hace millones de años. Sin embargo, la evaporación en el valle provocaba que los lagos quedaran prácticamente secos y los escurrimientos fueran hacia el Lago de Texcoco. Se aprecia también el crecimiento de la superficie urbana en años recientes, que ha dado lugar a la actual ZMCM.

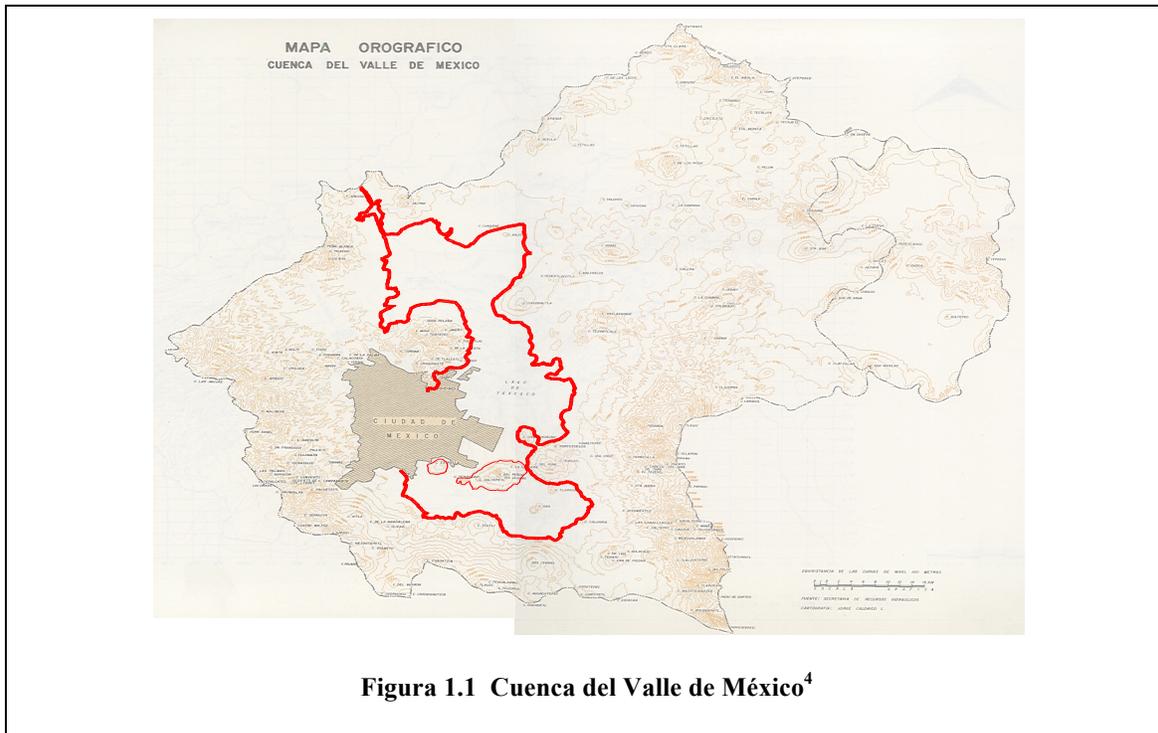
Como resultado de las frecuentes inundaciones ocurridas en la ciudad entre 1553 y 1600, el 23 de octubre de 1607 se decreta solemnemente la ejecución de la obra para el desagüe del Valle de México<sup>3</sup>, la cual consistió originalmente en un túnel subterráneo. En 1637 deciden tirar la bóveda de Huehuetoca —como se le conoce comúnmente—, dando origen a lo que conocemos como el Tajo de Nochistongo, obra que concluye en 1789.

---

<sup>1</sup> La figura 1.1 representa la cuenca del Valle de México completa, sin embargo, una parte de ésta queda descartada de los análisis hidrológicos e hidráulicos porque sus escurrimientos no tienen influencia sobre el SDVM.

<sup>2</sup> Esta es una hipótesis que se basa en que la cuenca era cerrada y rebasando ese nivel se tendrían escurrimientos hacia el Estado de Hidalgo.

<sup>3</sup> Decisión que ha provocado el desequilibrio de la sustentabilidad del Valle de México y que requerirá de una labor milenaria para revertirlo. En tanto no exista la conciencia del impacto de esa decisión y un plan para frenar el crecimiento urbano, se seguirán generando soluciones enfocadas al drenado de los escurrimientos pluviales fuera de la cuenca para protección de sus habitantes. En opinión del autor, es más conveniente conservar los escurrimientos dentro del Valle de México, sin embargo, el crecimiento de la población lo impide.

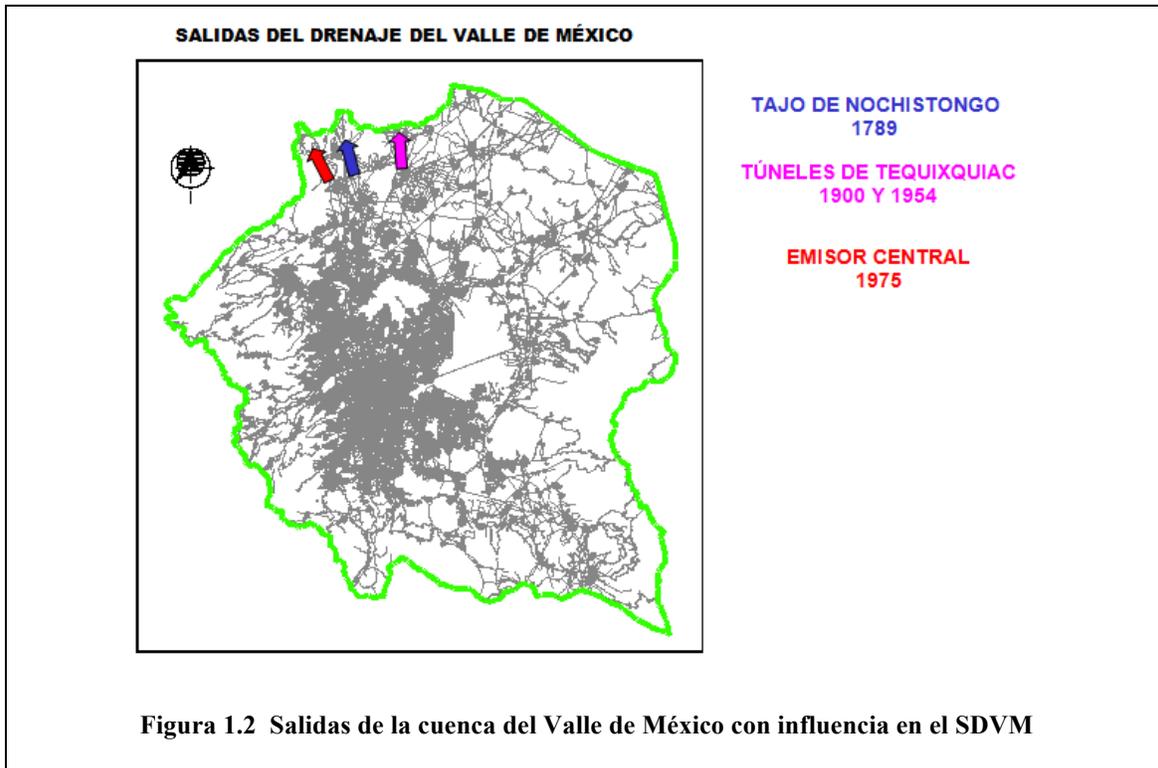


En 1900 se construye el Gran Canal del Desagüe que descarga en el Túnel de Tequixquiac. En 1954 se construye el segundo Túnel de Tequixquiac. En 1975 entra en operación el Emisor Central y el Sistema de Drenaje Profundo.

En la figura 1.2 se muestra la cuenca que tiene influencia sobre el SDVM de la ZMCM, que, para fines de esta tesis, se considera con una extensión de 6,840 km<sup>2</sup>. Se indica, además, el sitio de las salidas artificiales del drenaje, construidas hasta antes del año 2011.

---

<sup>4</sup> Fuente: *Memoria de las Obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal*, Tomo IV, 1975.



En los próximos años se concluirá el Túnel Emisor Oriente que representará una cuarta salida del SDVM. Se tienen contempladas otras obras de drenaje que complementarán y, por consiguiente, complicarán las políticas de operación<sup>5</sup>.

## 1.2. MODELOS MATEMÁTICOS: HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

Los modelos matemáticos hidrológicos son los que, mediante análisis estadísticos, permiten aprovechar la información de los registros de lluvia para generar modelos lluvia-escorrentamiento. Los modelos matemáticos hidráulicos son los que, mediante

<sup>5</sup> Los esfuerzos que se han hecho hasta el momento para desarrollar herramientas de cálculo (hidrológico e hidráulico) para apoyar en la definición de criterios y políticas de operación, deberán ser aprovechados para dar continuidad y actualización permanente mediante el desarrollo de tesis de licenciatura, maestría y doctorado. De lo contrario, podría llegar el momento en que se desconozca la forma en que funciona el SDVM, incrementando así los riesgos de inundación y de afectaciones para la población.

aproximaciones de las ecuaciones del movimiento del agua (Saint-Venant), permiten analizar el efecto del escurrimiento en conductos de drenaje mediante el tránsito de avenidas. Son estos modelos los que se emplean para analizar diversos escenarios de políticas de operación bajo el efecto de cualquier tormenta.

### 1.2.1. Modelos hidrológicos

Las lluvias son eventos aleatorios cuya intensidad y frecuencia depende de las condiciones climáticas de la región donde se presentan. Para estimar la cantidad de lluvia en un área determinada existen técnicas de medición ampliamente usadas como los pluviómetros y pluviógrafos.

Mediante la asociación de la altura de lluvia en áreas determinadas con las cuencas de drenaje es posible asignar parámetros hidrológicos, como son el tiempo de concentración y coeficientes de escurrimiento, para generar modelos lluvia-escurrimiento. El producto de un análisis hidrológico es el hidrograma de escurrimiento de una cuenca que ingresa al sistema de drenaje analizado.

La problemática que se desprende del análisis hidrológico es la incertidumbre en ciertos parámetros, de los que se distinguen algunos a continuación:

- La cantidad y calidad de la información de los registros de lluvia.
- La distribución de la lluvia en el tiempo y el espacio.
- La forma de los hidrogramas unitarios.
- La correcta selección del coeficiente de escurrimiento.

- La aproximación en el cálculo del tiempo de concentración.

En la tesis se describen las técnicas empleadas que han permitido reducir la incertidumbre en la estimación de dichos parámetros y se desarrollan nuevas técnicas que se proponen para su aplicación en el Valle de México.

### 1.2.2. Modelos hidráulicos

Las ecuaciones de Saint-Venant para resolver el tránsito de avenidas en sistemas de drenaje son ampliamente aplicadas en el mundo. Las diferentes aproximaciones y la aplicación de los métodos numéricos para resolverlas son actualmente aceptados como válidos para cálculo hidráulico.

Normalmente, el coeficiente de rugosidad que representa al material de las paredes que forman un conducto y las condiciones físicas en que se encuentra es el parámetro más importante para obtener resultados cercanos a las mediciones disponibles, por lo que éste representa el parámetro a calibrar. Los factores que más influyen en la selección de un modelo matemático para el tránsito de avenidas están asociados con:

- Aproximación de las ecuaciones.
- Métodos numéricos.
- Coeficiente de rugosidad.

En la tesis se discuten los modelos matemáticos disponibles en la literatura, desarrollados tanto en el Instituto de Ingeniería de la UNAM como en el extranjero.

Estas herramientas son suficientes para desarrollar una investigación exhaustiva del funcionamiento hidráulico del SDVM.

### 1.3. POLÍTICAS DE OPERACIÓN

La concepción de las políticas de operación que se plantean en esta tesis tiene su origen en el *Protocolo de operación*<sup>6</sup> que se establece cada año para coordinar a las dependencias responsables del SDVM.

Los sistemas de drenaje (descritos en el inciso 1.1) se convierten en sistemas complejos en su arreglo geométrico ya que los conductos se encuentran a diferentes elevaciones de plantilla respecto de un plano horizontal de comparación. Si consideramos esta condición en la interconexión entre dos conductos (y, por consiguiente, entre dos sistemas) observamos que, en ocasiones, se requiere de plantas de bombeo para elevar el agua y, en otras, será conveniente contar con estructuras de compuertas que permitan enviar el agua hacia elevaciones más bajas. Estas interconexiones le dan flexibilidad de funcionamiento hidráulico a los sistemas de drenaje.

---

<sup>6</sup> El *Protocolo de operación* es un documento que se firma cada año por las dependencias responsables del manejo hidráulico en el Valle de México: la Comisión Nacional del Agua, el Sistema de Aguas de la Ciudad de México y la Comisión del Agua del Estado de México. En él se establecen los criterios para la aplicación de políticas de operación.

En particular, el SDVM cuenta con un número considerable de estructuras de compuertas y plantas de bombeo entre los que se encuentran el Sistema de Drenaje Profundo (SDP) y el Sistema de Drenaje Superficial (SDS)<sup>7</sup>.

Una situación clara de operación se da cuando ocurre una tormenta en el poniente de la ZMCM y escasa o nula presencia de lluvia en el centro. La política de operación más conveniente en ese caso sería drenar por la infraestructura del poniente y, sólo en caso de saturación, aliviar hacia el SDP (que estaría libre).

Otro caso, más complejo que el anterior, es que la tormenta se presentara en el centro y oriente, mientras que en el poniente la lluvia fuera ligera o nula. Ahí la política de operación recomendable sería aislar el poniente y estar atentos para definir la mejor política de operación en el centro y oriente, ya sea drenar todo por el SDP o todo por el SDS, o por ambos<sup>8</sup>. Las decisiones ya no son tan simples y directas. Esta condición requiere que las estructuras de compuertas y las plantas de bombeo cuenten con criterios de lluvia o escurrimiento para definir el cambio en la política de operación para el adecuado funcionamiento hidráulico de los conductos que realizan la regulación y el desalojo.

Las políticas de operación se podrían definir como la acción de apertura y cierre (total o parcial) de las estructuras de compuertas; mientras que las políticas de operación para las plantas de bombeo consisten en el encendido y apagado, en forma secuencial, de los equipos que la conforman, ya sea para alcanzar una capacidad parcial o la total instalada.

---

<sup>7</sup> En el capítulo 3 se hace una descripción de los dos sistemas mencionados: SDP y SDS.

<sup>8</sup> Se verá en el capítulo 6 que ésta corresponde a la Filosofía General de las Políticas de Operación.

Bajo este razonamiento, el criterio en el protocolo de operación vigente es la altura de lluvia que se presenta en un tiempo determinado (11 u 8 mm acumulados en las últimas 6 horas) y/o la elevación del agua en varios sitios estratégicos distribuidos en el SDVM.

#### 1.4. HIPÓTESIS DE PARTIDA

En esta tesis se partió de la hipótesis<sup>9</sup> de que **el efecto del escurrimiento en los conductos podría ser más relevante que la altura de lluvia para determinar el criterio de operación y que ese criterio podría ser la elevación del agua en la Lumbrera “0” del Emisor Central.**

Otra hipótesis fundamental para el desarrollo de este trabajo fue que **las estructuras que se consideraron en los análisis numéricos son las que tienen mayor efecto sobre los conductos principales del SDVM, y su correcta operación reduce los riesgos de inundaciones de grandes dimensiones.** Existen otros sitios con estructuras de compuertas y plantas de bombeo que fueron considerados de importancia local por lo que requieren de análisis propios de la zona que impactan, esto es como subprotocolos de operación<sup>10</sup>.

La investigación arrojó resultados que podrían complementar los criterios del protocolo de operación actual y su aplicación, tal como se describe a lo largo del trabajo y se sintetiza en las conclusiones.

---

<sup>9</sup> Que complementa a las consideradas en el protocolo de operación, ya que se busca investigar sobre criterios y sus consecuencias en el funcionamiento hidráulico del SDVM.

<sup>10</sup> Tal es el caso de las presas del poniente y del río de la Compañía.

## 2. ANTECEDENTES

La representación de fenómenos físicos con modelos matemáticos es confiable, partiendo de la premisa de que el modelo seleccionado es el adecuado para el problema que se aborda y que se cuenta con información apropiada en cantidad y calidad para alimentarlo.

En la tesis se emplean primordialmente dos tipos de modelo matemático: hidrológico (para cálculo de hidrogramas de entrada) e hidráulico (para tránsito de avenidas). En el presente capítulo se describen los modelos matemáticos que se emplean más comúnmente en la práctica, con experiencias de aplicación en el SDVM.

### 2.1. MÉTODOS PARA GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS

Se describen los métodos tradicionales; se presenta la regionalización de tormentas para obtener la altura de precipitación en el Valle de México (Franco, 1998); se describen los formatos de los registros de lluvia que se reciben en tiempo real y la forma en que se aplican para la generación de hidrogramas, de los cuales es posible generar hidrogramas sintéticos con base en análisis estadísticos.

Finalmente, se hace una revisión del estado del arte de los modelos concentrados y distribuidos.

### 2.1.1. Clasificación

Cuando se tienen estaciones hidrométricas en una cuenca, la forma de los hidrogramas se obtiene de los registros de escurrimiento de dichas estaciones. Para el caso de zonas urbanas (como la ZMCM), se requeriría de una gran cantidad de sitios de medición<sup>1</sup> que permitieran tener confiabilidad en los datos. Los métodos hidrológicos contemplan el uso de la precipitación y las características de la cuenca para estimar la forma y volumen de los escurrimientos.

El análisis de la precipitación, ligado al tamaño de la cuenca, ha cobrado importancia en los últimos años y se ha aplicado en el diseño y revisión de estructuras para el control de avenidas. En Domínguez et al. (1982) se distinguen dos métodos y en Méndez (2005) se agrega uno más; en esta tesis se propone un cuarto para la obtención y aplicación de la altura de lluvia:

- Tradicionales
- Regionales
- Distribuidos
- Tiempo Real (archivos PLU)

Los métodos tradicionales se basan en la información de áreas y duraciones pequeñas y normalmente se emplea una sola estación climatológica. Mientras que los métodos regionales, al estar basados en toda la información disponible en una cuenca grande,

---

<sup>1</sup> La información de registros hidrométricos en el Valle de México requiere de un análisis detallado para determinar los sitios ideales para la instalación de nuevos equipos de medición.

permiten uniformar criterios de diseño para el área (o subcuenca) de influencia de la tormenta, además de obtener parámetros para duraciones y periodos de retorno consistentes con la región. Por su parte, los métodos distribuidos plantean el empleo de datos de lluvia y de las características de la cuenca en cada punto con base en Sistemas de Información Geográfica (SIG). Los registros en Tiempo Real permiten calcular los hidrogramas de entrada simultáneamente con la ocurrencia de la tormenta con base en la información pluviográfica.

#### 2.1.2. Métodos tradicionales

Los métodos tradicionales analizan las precipitaciones tomando en cuenta una estación — generalmente la más cercana— y, mediante análisis estadísticos, se generan curvas de intensidad-duración-periodo de retorno (i-d-Tr). Al tratarse de áreas grandes, donde el sitio de análisis está alejado de la estación climatológica, se generan curvas de precipitación-área-duración (hp-A-d). En Domínguez et al. (1982) y Aparicio (1994) se explica el procedimiento para generar ambas curvas.

Si la información disponible es escasa y no se requiere precisar la forma del hidrograma de escurrimiento con gran detalle, se puede utilizar un hidrograma unitario triangular para modelar la transformación de la lluvia en escurrimiento, el cual, para definirlo, sólo se requiere conocer las principales características físicas de la cuenca.

### 2.1.3. Métodos regionales

Un estudio regional permite aprovechar muchas de las características que comparten todos los puntos de una región. Regionalizar equivale a obtener fórmulas o procedimientos que puedan aplicarse a toda una cuenca con la ventaja de aprovechar las características comunes y señalar la forma en la que influyen las que no lo son. Por ejemplo, una característica que varía es la altura de lluvia y una en común son los factores de reducción por área de influencia o duración de la tormenta.

A continuación se describen los parámetros que se emplean para generar los hidrogramas: a) Precipitación, b) Distribución de la lluvia en el tiempo, c) Coeficiente de escurrimiento, d) Tiempo de concentración, y e) Forma de los hidrogramas.

#### **a. Precipitación**

La literatura reporta el desarrollo de métodos hidrológicos regionales desde la década de los sesentas, y el trabajo considerado como más clásico quizá sea el de Bell (1969).

Domínguez et al. (1982) llevó a cabo la primera regionalización para el Distrito Federal con la información pluviográfica disponible hasta ese momento. Posteriormente, Franco (1998) incorporó más años de registro con lo que realizó un análisis regional de las lluvias convectivas en el Valle de México, donde además se presenta una revisión literaria amplia de las investigaciones efectuadas con los métodos regionales.

En la figura 2.1 se muestra el plano de isoyetas, o de regionalización, para una tormenta que se presentara en  $1 \text{ km}^2$ , con duración de 1 hora y un periodo de retorno de

10 años, obtenido por Franco (1998). En la figura 2.2 se presentan los factores de reducción por área, duración y periodo de retorno, mismos que se muestran en la tabla 2.1.

Por área		Por duración		Por periodo de retorno	
A (km <sup>2</sup> )	FRA	d (h)	FACTOR	Tr (años)	FACTOR
1	1	0.5	0.78	2	0.67
135	0.86	1	1	5	0.88
143	0.84	2	1.17	10	1
323	0.74	8	1.27	25	1.14
676	0.64	24	1.52	50	1.24
1,352	0.58			100	1.34
2,400	0.49			500	1.55
4,800	0.45				
9,600	0.41				

Fuente: Franco, 1998.

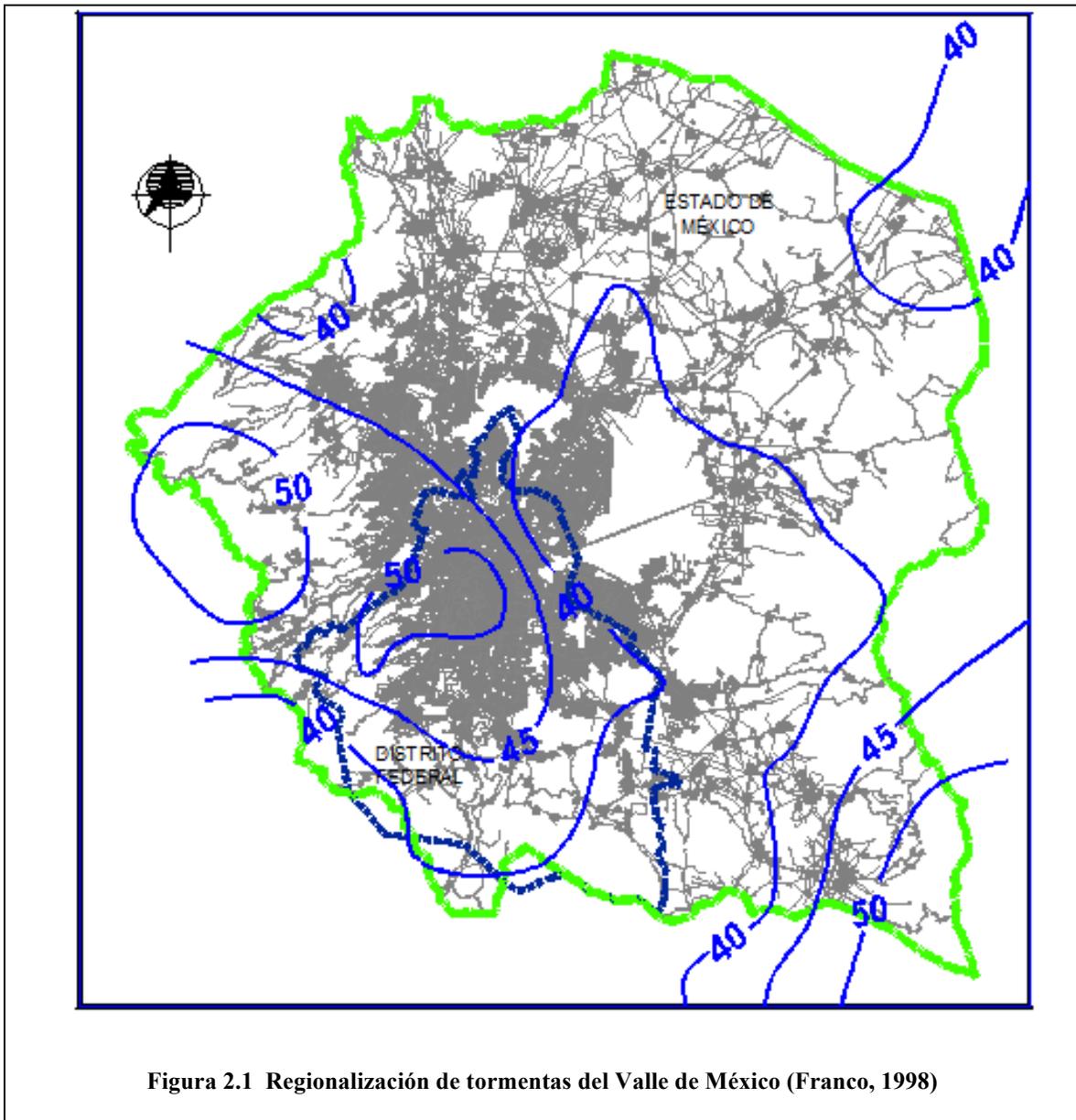


Figura 2.1 Regionalización de tormentas del Valle de México (Franco, 1998)

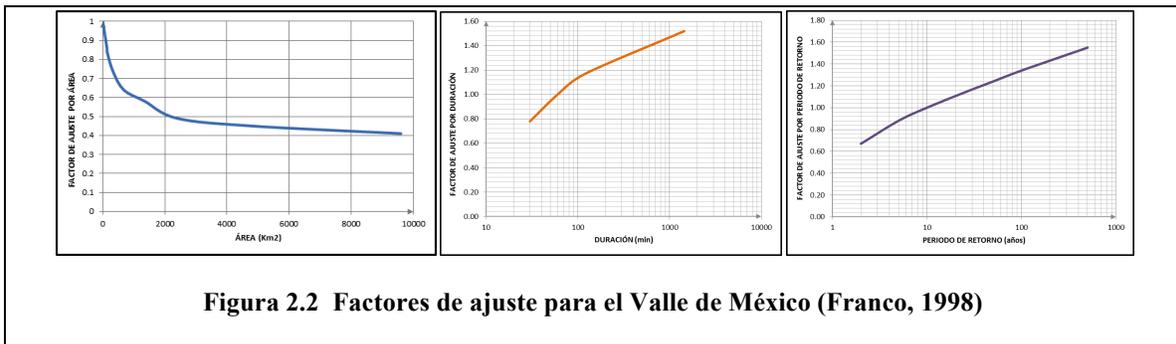


Figura 2.2 Factores de ajuste para el Valle de México (Franco, 1998)

## b. Distribución de la lluvia en el tiempo

Para obtener la distribución de la lluvia en el tiempo, Domínguez et al. (1982), describe tres métodos representativos, de concepciones teóricas distintas, con los cuales es factible calcular el hidrograma deseado:

- Método basado en una curva de altura de precipitación-duración.
- Método utilizado para la ciudad de Chicago.
- Método utilizado en Gran Bretaña.

Básicamente, los tres métodos plantean que la forma de las tormentas históricas y su análisis estadístico permiten asignar un porcentaje total de la precipitación distribuido en el tiempo en el que se presenta.

Debido a la información tan escasa que se tiene del Valle de México, Domínguez et al. (1982), propuso emplear los valores mostrados en la tabla 2.2, en tanto no se efectúe un estudio estadístico que permita afinar estos valores.

<b>Tabla 2.2 Hietograma de 8 horas para el Valle de México</b>								
Hora	1	2	3	4	5	6	7	8
Factor	0.040	0.048	0.088	0.222	0.378	0.122	0.057	0.045

### c. Coeficiente de escurrimiento

Las pérdidas —es decir, el volumen precipitado que no escurre por la superficie de la cuenca y que, por tanto, no ingresa a la red de drenaje— se han estimado (Domínguez et al., 1982) con base en sus componentes principales: intercepción, almacenamiento en depresiones e infiltración.

En el presente trabajo se emplea el concepto de *coeficiente de escurrimiento ponderado*, definido como aquel que engloba al coeficiente urbano y al no urbano de una cuenca.

Se introduce el concepto de *índice de urbanización*, definido como la composición urbana de la cuenca que se analiza. En la actualidad se emplean imágenes de satélite para definirlo, como en la figura 2.3, donde la imagen de la izquierda corresponde a áreas de urbanización muy densas, con valor del índice igual a 1.00, y la imagen de la derecha que podría tener un índice igual a 0.60, que corresponde a una zona de baja densidad.



**Figura 2.3 Índice de urbanización**

Con el valor de la precipitación, el área y el coeficiente de escurrimiento ponderado, se cuenta con los elementos suficientes para calcular el volumen generado por las tormentas que se analicen.

Para efectos del presente trabajo se consideró conveniente la aplicación de la Fórmula Racional que introduce el criterio del coeficiente de escurrimiento. Es uno de los métodos más antiguos (data desde 1889) y, por su sencillez, más empleados para estimar las pérdidas. En este criterio se supone que las pérdidas son proporcionales a la intensidad de la lluvia, esto es:

$$C_e = \frac{V_{ed}}{V_{ll}} \quad (\text{ec. 2.1})$$

Donde:

$C_e$  coeficiente de escurrimiento, adimensional

$V_{ed}$  volumen de escurrimiento directo, en  $m^3$

$V_{ll}$  volumen llovido, en  $m^3$

Si se conoce el valor del coeficiente de escurrimiento en una cuenca (con base en mediciones o estimaciones), el volumen de salida para una tormenta dada se obtiene despejando de (ec. 2.1):

$$V_{ed} = C_e(V_{ll}) \quad (\text{ec. 2.2})$$

En función de la altura de lluvia efectiva queda como:

$$h_e = C_{ep}(h_p) \quad (\text{ec. 2.3})$$

Donde:

- $h_e$  lluvia efectiva
- $h_p$  lluvia total
- $C_{ep}$  coeficiente de escurrimiento ponderado

Empleando el coeficiente de escurrimiento ponderado, definido como el que engloba al coeficiente urbano y al no urbano de una cuenca, se tiene:

$$C_{ep} = 0.45 \frac{A_u}{A_T} I_u + C_{nu} \frac{A_{nu}}{A_T} \quad (\text{ec. 2.4})$$

Donde:

- $A_u$  área urbana de la subcuenca,  $\text{km}^2$
- $A_T$  área total de la subcuenca,  $\text{km}^2$
- $A_{nu}$  área no urbana de la subcuenca,  $\text{km}^2$
- $I_u$  índice de urbanización, adimensional
- $C_{nu}$  coeficiente de escurrimiento no urbano, adimensional

#### d. Tiempo de concentración

La forma de los hidrogramas está dada en función del tiempo de concentración, que se define como el tiempo que le toma a la precipitación excedente alcanzar la salida de la cuenca desde su punto hidráulicamente más remoto.

El tiempo de concentración sobre las superficies es una medida de retraso puro, sin tomar en cuenta el efecto del almacenamiento. En la literatura existen varias ecuaciones para su cálculo, la ecuación empleada en el presente trabajo fue la de Kirpich:

$$t_{cs} = 0.000325 \left( \frac{L^{0.77}}{S_c^{0.385}} \right) \quad (\text{ec. 2.5})$$

Donde:

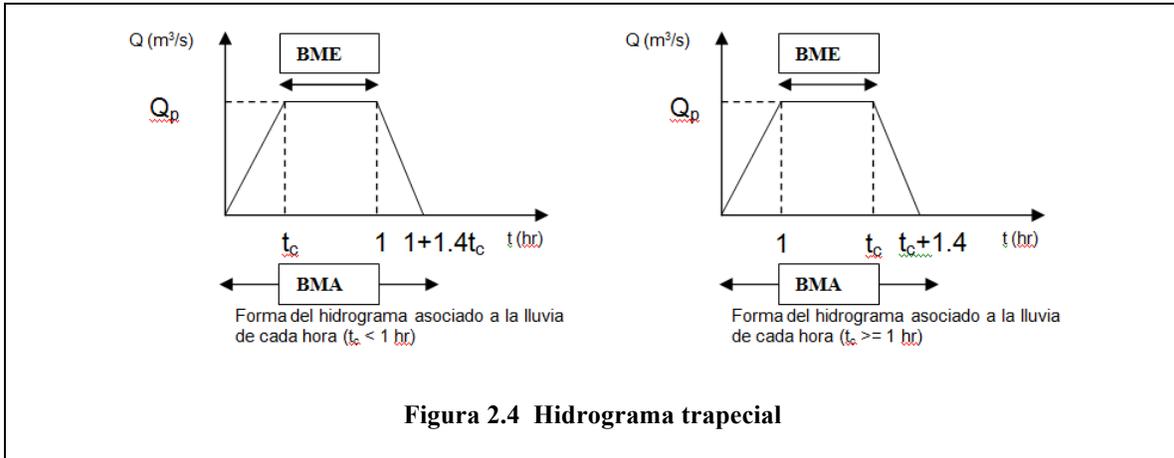
$t_{cs}$  tiempo de concentración sobre las superficies, en hr

$L$  longitud del cauce principal, en m

$S_c$  pendiente media de la cuenca, en m/m

#### e. Forma de los hidrogramas

La forma de los hidrogramas se define con base en el volumen y el tiempo de concentración mediante los trapecios que se proponen en la figura 2.4.



La forma de los hidrogramas corresponde a un trapecio con un tiempo de subida (tiempo de concentración o duración), el tiempo en que se establece la tormenta (1 hora o tiempo de concentración), y un tiempo de bajada igual a 40% más del tiempo de subida.

Con base en la figura 2.4 se pueden definir las siguientes expresiones:

Cuando  $t_c < 1$  hr

$$BME = 1 - t_c \quad (\text{ec. 2.6})$$

$$BMA = 1 + 1.4t_c \quad (\text{ec. 2.7})$$

Cuando  $t_c \geq 1$  hr

$$BME = t_c - 1 \quad (\text{ec. 2.8})$$

$$BMA = t_c + 1.4 \quad (\text{ec. 2.9})$$

En ambos casos el volumen llovido para formar el hidrograma se obtiene como el área del trapecio:

$$V_{ll} = \frac{(BMA + BME)}{2} Q_p \quad (\text{ec. 2.10})$$

Por definición el volumen llovido es:

$$V_{ll} = Ah_{pe} \quad (\text{ec. 2.11})$$

Y el volumen escurrido se obtiene con la expresión (ec. 2.2).

Entonces el gasto pico es:

$$Q_p = \frac{2V_{ll}}{(BMA + BME)} \quad (\text{ec. 2.12})$$

En el Valle de México se han empleado con éxito estos métodos en el diseño y revisión de estructuras para el control de avenidas, razón por la cual se incorporan a esta tesis.

#### 2.1.4. Generación de hidrogramas con registros de tormentas en Tiempo Real

El avance tecnológico ha permitido discretizar la información (tiempo y valores del parámetro) en formas que hace 30, 20, o aun 10 años no era posible. Los nuevos métodos

hidrológicos han aprovechado de manera importante esas herramientas: como las computadoras (capacidad de almacenamiento y rapidez de cálculo); estaciones telemétricas (para enviar información instantánea a estaciones centrales), y radares son sólo algunos ejemplos.

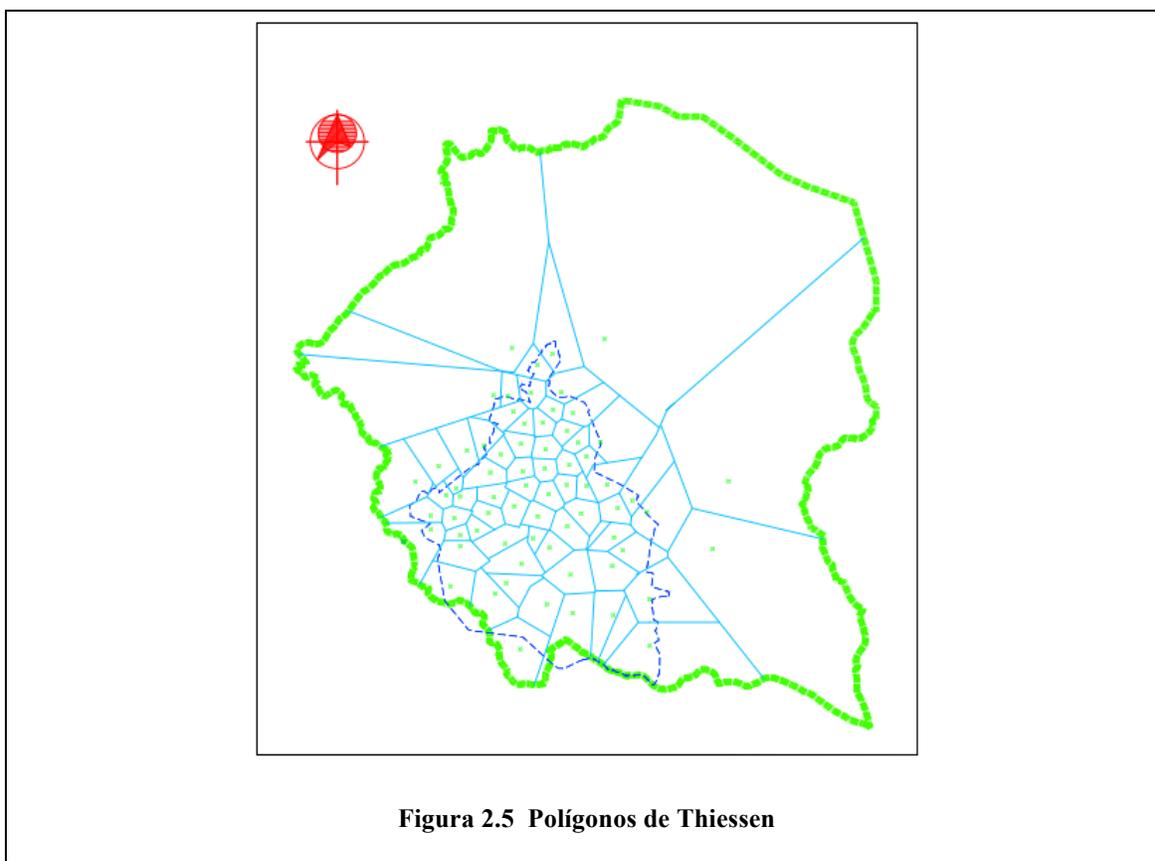
En el Distrito Federal, desde hace más de 20 años se han instalado estaciones remotas para transmitir los registros de lluvia de la red de pluviógrafos. Para los fines de la tesis se aprovechó la información de 71 estaciones que cuentan con registro confiable<sup>2</sup> desde el año 2000.

Los pluviógrafos registran la altura de lluvia en intervalos de tiempo variables y las convierten en señales eléctricas para enviarlas a las computadoras centrales del SACM (antes DGCOH). Los registros se reciben como pares de puntos: altura de lluvia-tiempo.

Con base en la localización de las estaciones, y empleando coordenadas geográficas, se trazaron los polígonos de Thiessen (figura 2.5).

---

<sup>2</sup> En el capítulo 4 se presenta una discusión amplia de la calidad de los registros y se propone una metodología para su reconstrucción sistemática.



Los pluviógrafos registran constantemente la precipitación, y los datos resultantes son almacenados, en lapsos de 24 horas, en los archivos conocidos como PLU.

Con la altura de lluvia registrada y el hidrograma trapecial de la figura 2.4; el coeficiente de escurrimiento ponderado y el tiempo de concentración, se genera el hidrograma de una tormenta que denominamos: “con registros en Tiempo Real”<sup>3</sup>.

---

<sup>3</sup> La propuesta es que en el futuro se tenga implementada la red de pluviógrafos con tal confiabilidad que instantáneamente se calcule el hidrograma de escurrimiento al momento de recibir los valores de la altura de lluvia de todas las estaciones.

### 2.1.5. Hidrogramas con registros sintéticos de tormentas

Se aplicó una metodología para generar hidrogramas sintéticos (Garcés, 2008) partiendo de los registros de 1982 de los archivos PLU para 49 estaciones, que se fueron incrementando paulatinamente hasta llegar a 78 en el año 2000, mismo que se ha mantenido hasta el 2011. Como se mencionó, los archivos PLU contienen los registros de la altura de lluvia continua para las 24 horas del día.

Como parte de la metodología para generar hidrogramas se emplearon programas de análisis estadístico. Uno que permitió seleccionar los eventos con altura de lluvia máxima, duración máxima o área de influencia máxima, y otro para generar tormentas sintéticas a partir de las seleccionadas. Garcés (2008) definió 23 tormentas históricas dentro del Valle de México, como se muestra en la tabla 2.3.

Tabla 2.3 Tormentas históricas seleccionadas por Garcés (2008)

Evento/Fecha	Hp Media en Cuenca (mm)	Hp Máx (mm)	Hp Media por Zonas (mm)						
			Poniente-Sur	Poniente-Norte	Sur	Drenaje Profundo	Sur-Oriente	Nor-Oriente	Oriente
04/03/1988	29.1	50.7	34.2	30.2	31.0	28.5	22.5	33.0	27.6
04/09/1988	45.1	89.9	67.7	64.7	59.4	48.3	41.3	37.8	30.1
21/06/1989	27.0	71.3	36.8	24.1	43.4	27.5	30.3	18.2	23.2
03/08/1992	14.3	91.9	21.2	17.0	16.0	36.3	13.3	8.5	12.3
23/09/1992	23.9	92.8	60.3	20.9	35.4	22.0	26.4	11.3	15.0
21/09/1993	21.7	52.3	26.6	29.9	24.0	17.8	14.3	23.6	19.9
06/08/1994	9.2	44.7	10.5	5.9	24.2	15.4	11.5	2.4	7.9
16/09/1994	15.3	60.7	7.6	14.2	14.0	29.2	23.2	12.6	13.6
25/05/1995	17.6	83.5	28.0	29.4	15.7	41.9	11.6	16.6	10.5
28/07/1998	16.3	56.6	26.5	14.0	24.7	15.1	12.7	12.0	16.7
26/09/1998	26.4	96.9	28.4	8.8	25.4	35.4	36.1	32.7	18.4
17/08/1999	9.7	100.1	38.3	4.5	24.6	18.2	7.1	1.9	1.7
20/08/1999	16.2	66.5	34.2	7.8	6.6	16.3	5.8	11.5	29.2
20/08/2000	11.9	74.2	9.2	19.8	36.7	17.6	5.8	10.0	5.6
13/09/2000	10.4	117.6	53.1	17.5	22.7	3.3	1.2	0.2	2.1
12/07/2002	18.2	49.1	12.2	32.3	9.6	26.5	13.3	17.9	21.2
04/09/2002	6.3	75.7	15.9	1.8	30.3	9.9	2.4	0.8	2.0
21/06/2003	21.2	47.8	25.6	16.0	20.4	21.2	10.8	27.1	24.6
03/09/2003	9.9	85.7	38.9	14.8	5.0	29.1	4.5	2.2	6.2
17/08/2004	4.1	49.3	9.7	1.3	22.1	1.8	3.9	0.0	0.1
30/08/2005	12.0	119.1	20.6	29.3	15.1	37.2	3.7	11.7	2.7
16/07/2007	25.7	63.8	37.6	14.5	19.9	14.3	17.9	33.3	28.6
22/08/2007	27.9	42.8	25.1	30.2	22.5	27.7	29.8	28.1	28.5
<b>Promedio</b>	18.2	73.2	29.1	19.5	23.9	23.5	15.2	15.4	15.1
<b>Máximo</b>	45.1	119.1	67.7	64.7	59.4	48.3	41.3	37.8	30.1
<b>Mínimo</b>	4.1	42.8	7.6	1.3	5.0	1.8	1.2	0.0	0.1

En la tabla 2.4 se muestra (en la columna denominada como “Hp histórica”) la precipitación media en la zona que tiene influencia sobre el SDVM. De estas tormentas se seleccionaron las 10 más recientes para iniciar el trabajo de investigación, esto es, las que ocurrieron del año 2000 en adelante. En la misma tabla se muestran los factores que permiten extrapolar dichas tormentas en periodos de retorno mayores: 10, 50 y 100 años.

Tabla 2.4 Altura de lluvia media para tormentas históricas.

Seleccionadas por Garcés (2008)

Tabla 7. Precipitación media en la zona representativa de las aportaciones al sistema principal de drenaje durante tormentas históricas		Tabla 8. Factores de extrapolación para convertir tormentas históricas en tormentas de diseño			
FECHA	Hp historica (mm)	FECHA	Tr 10	$R_i^{Tr}$	Tr 100
04/03/1988	29.1	04/03/1988	1.369	1.679	1.798
04/09/1988	53.3	04/09/1988	0.747	0.916	0.981
21/06/1989	31.9	21/06/1989	1.246	1.528	1.637
03/08/1992	27.1	03/08/1992	1.469	1.801	1.929
23/09/1992	38.9	23/09/1992	1.022	1.254	1.343
21/09/1993	21.8	21/09/1993	1.822	2.234	2.392
06/08/1994	15.8	06/08/1994	2.515	3.084	3.303
16/09/1994	19.0	16/09/1994	2.093	2.566	2.749
25/05/1995	26.4	25/05/1995	1.508	1.849	1.981
23/06/1997	19.7	23/06/1997	2.020	2.476	2.652
28/07/1998	20.5	28/07/1998	1.937	2.375	2.544
26/09/1998	34.3	26/09/1998	1.160	1.422	1.523
17/08/1999	25.8	17/08/1999	1.540	1.888	2.022
20/08/1999	21.1	20/08/1999	1.884	2.310	2.474
20/08/2000	12.3	20/08/2000	3.227	3.957	4.238
13/09/2000	25.0	13/09/2000	1.595	1.956	2.095
12/07/2002	19.4	12/07/2002	2.050	2.514	2.692
04/09/2002	11.7	04/09/2002	3.402	4.172	4.468
21/06/2003	22.8	21/06/2003	1.742	2.136	2.287
03/09/2003	25.7	03/09/2003	1.546	1.895	2.030
17/08/2004	6.0	17/08/2004	6.624	8.122	8.699
30/08/2005	19.4	30/08/2005	2.049	2.513	2.691
16/07/2007	25.4	11/10/2005	2.213	2.714	2.907
22/08/2007	27.6	16/07/2007	1.569	1.924	2.061
		22/08/2007	1.443	1.770	1.895

### 2.1.6. Modelos concentrados y modelos distribuidos

Los SIG (Sistema de Información Geográfica) y los modelos numéricos de terreno son considerados como semidistribuidos (Méndez, 2005) ya que están alimentados con mediciones de redes de pluviógrafos que no son capaces de captar con suficiente resolución la variabilidad espacial de la lluvia.

Méndez (2005) plantea superar este problema mediante el empleo de radares meteorológicos, ya que uno de sus atributos más valiosos es el de estimar la lluvia con una excelente resolución espacial, comparada con la de los pluviógrafos, por lo que su empleo en la modelación distribuida es una consecuencia lógica de este potencial.

El modelo matemático MOUSE se divide en modelo hidrológico y modelo hidráulico. El modelo hidrológico cuenta con el apoyo de los SIG y tiene implementado el cálculo hidrológico para generación de hidrogramas mediante cuatro métodos, en el futuro sería conveniente aplicarlos para comparación de los métodos disponibles en la actualidad.

## 2.2. MODELOS MATEMÁTICOS DE SIMULACIÓN DEL TRÁNSITO DE AVENIDAS

Una forma de distinguir los modelos matemáticos para resolver las ecuaciones fundamentales de la hidráulica podría ser la siguiente:

- La aproximación de las ecuaciones.
- Los métodos numéricos.

- Las herramientas de apoyo para simular condiciones de frontera internas como son las plantas de bombeo y estructuras de compuertas.
- El ambiente de programación en que fueron desarrollados.

A continuación, se parte de las bases teóricas de los modelos matemáticos de funcionamiento hidráulico. Se revisa la literatura existente de los modelos desarrollados en México<sup>4</sup> y el extranjero<sup>5</sup>, y se concluye con la selección del más adecuado<sup>6</sup> para los objetivos que se plantean en esta tesis.

### 2.2.1. Bases teóricas

Los métodos que representan las ecuaciones de Saint-Venant se conocen como dinámicos. Los que emplean simplificaciones de las ecuaciones de Saint-Venant se conocen como métodos hidráulicos. Este último es el caso del método de la onda difusiva y de la onda cinemática. La ecuación de la onda difusiva se usa para analizar la evolución del hidrograma en tramos largos del cauce y produce resultados comparables a los que se obtienen con las ecuaciones completas de Saint-Venant. La ecuación de la onda cinemática se obtiene al considerar que la pendiente de la línea de energía es igual a la pendiente del terreno.

---

<sup>4</sup> Principalmente los desarrollados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

<sup>5</sup> Existen muchos modelos matemáticos, para la revisión se seleccionaron dos: MOUSE y SWMM.

<sup>6</sup> El autor tuvo contacto con el modelo MOUSE desde 1999 y está familiarizado con su manejo, esta es la principal razón de usarlo en la tesis, otros modelos podrían arrojar resultados similares a los obtenidos.

En Jiménez et al. (2002) se presentan las bases teóricas para el modelo de tránsito de avenidas desarrollado en el Instituto de Ingeniería, donde se documentan de manera detallada las bases del esquema de Preissmann ya que, como se menciona, otros autores no lo presentan en forma explícita.

Las ecuaciones de Saint-Venant tienen diferentes formas simplificadas para definir el tránsito de avenidas del flujo en una dimensión (Chow et al., 1988). En la forma de conservación y no conservación se desprecia el efecto del flujo lateral, la resistencia por viento y las pérdidas por vórtices.

$$\underbrace{\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_o - S_f)}_{\text{Dinámica}} = 0 \quad (\text{ec. 2.13})$$

*Local*      *Convectiva*      *Presión*      *Gravedad*      *fricción*  
Cinemática  
Difusiva

La ecuación de *momentum* está compuesta de términos para describir los procesos físicos que gobiernan el *momentum* del flujo:

- Aceleración local que describe el cambio en el *momentum* debido al cambio de velocidad en el tiempo.
- Aceleración convectiva que describe el cambio en el *momentum* debido al cambio de velocidad a lo largo del conducto.
- Fuerza de presión que es proporcional a la variación del tirante a lo largo de la conducción.

- Fuerza de gravedad que es proporcional a la pendiente del fondo ( $S_o$ )
- Fuerza de fricción que es proporcional a la pendiente de fricción ( $S_f$ )

Los términos de la aceleración local y la convectiva representan el efecto de las fuerzas de inercia del flujo.

Otros métodos utilizan mayores simplificaciones, pero son menos exactos que los obtenidos con los métodos hidráulicos y caen dentro de los llamados métodos hidrológicos; entre estos los más usados son los de Muskingum, Muskingum modificado, Aparicio (1994), y Berezowsky et al. (1995).

Las condiciones de frontera internas generalmente representan una particularidad en los modelos matemáticos ya que forman una discontinuidad en el armado convencional. Por ejemplo, para representar el funcionamiento hidráulico de una planta de bombeo (al tener un conducto a una elevación menor que la del conducto de descarga), en el modelo matemático normalmente se requiere transitar el hidrograma conservando la descarga libre en la salida, por lo que se incorpora una condición de frontera interna que permita ambas condiciones simultáneamente. Algunos modelos tienen implementado un algoritmo para resolver ese tipo de arreglos geométricos (Jiménez et al., 2002).

El desarrollo de las computadoras permite que en la actualidad se manejen en ambiente Windows los modelos matemáticos<sup>7</sup>, a diferencia de los modelos que se manejaban en ambiente MS-DOS o bien los de tarjetas<sup>8</sup>.

---

<sup>7</sup> A partir del año 2000, aproximadamente.

<sup>8</sup> A partir de la década de los setentas y hasta fines de los noventas.

Los modelos matemáticos, como los descritos en Berezowsky et al. (1995) y Jiménez et al. (2002), empujan las ecuaciones fundamentales de la hidráulica, que son:

### **Ecuaciones fundamentales de la hidráulica**

Conservación de masa o ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (\text{ec. 2.14})$$

Conservación de *momentum*:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left( \alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(I_o - I_f) \quad (\text{ec. 2.15})$$

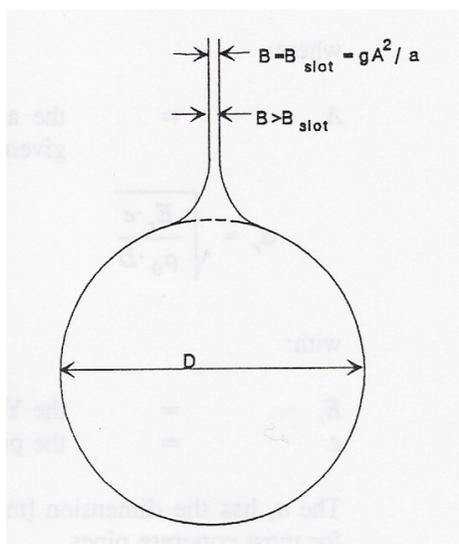
Para simular el funcionamiento de flujos a presión:

$$-\frac{\partial(\rho Q)}{\partial x} dxdt = \frac{\partial(\rho A)}{\partial t} dxdt \quad (\text{ec. 2.16})$$

Donde:

Q	gasto, m <sup>3</sup> /s
A	área hidráulica, m <sup>2</sup>
y	tirante, m
g	aceleración de la gravedad, m/s <sup>2</sup>
x	distancia en la dirección del flujo, m
t	tiempo, s
$\alpha$	coeficiente de corrección por la distribución de la velocidad
I <sub>o</sub>	pendiente del fondo
I <sub>f</sub>	pendiente de fricción
$\rho$	densidad del agua, kg/m <sup>3</sup>

La transición de flujo a superficie libre en conductos cerrados pasando a funcionamiento en carga los realiza mediante un canal delgado (canaleta de Preissmann), que permite seguir usando el mismo esquema del funcionamiento a superficie libre.



### Métodos numéricos

El algoritmo implementado en la mayoría de los modelos para resolver las ecuaciones del flujo es mediante el método implícito de diferencias finitas. El esquema numérico empleado para preservar la continuidad de masa y la compatibilidad en la energía es el denominado de “Doble barrido” (Jiménez et al., 2002).

### Condiciones de frontera

Las condiciones de frontera se establecen distinguiendo dos tipos:

- Externas: gasto (hidrogramas)<sup>9</sup> y niveles de agua en la salida<sup>10</sup>.
- Internas: plantas de bombeo, estructuras de compuertas<sup>11</sup>.

<sup>9</sup> Que se obtienen de acuerdo a lo que se expone en el capítulo 4.

<sup>10</sup> Normalmente será descarga libre, a menos que se indique lo contrario.

## **Pérdidas de energía**

La resistencia al flujo debido a las pérdidas por fricción está implementada mediante la “n de Manning”. Es posible representar las pérdidas locales debido a la entrada y la salida de estructuras como coladeras y lumbreras; la entrada de dos conductos uniéndose para formar uno solo, o la salida de un conducto para formar dos<sup>12</sup>.

### 2.2.2. Modelos matemáticos del Instituto de Ingeniería

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se han desarrollado modelos matemáticos para el tránsito de avenidas en conductos de diversas características, su aplicación ha sido amplia en temas prácticos y de investigación.

#### **TUAVE**

En 1981 el Instituto de Ingeniería realizó la validación de un modelo matemático de funcionamiento hidráulico para transitar avenidas en sistemas de colectores de la red primaria<sup>13</sup> (Domínguez et al., 1981), el cual se basó en un programa similar elaborado por Cruickshank (1981), a este nuevo modelo se le denominó TUAVE. En Domínguez et al.

---

<sup>11</sup> Que representan la herramienta principal para el desarrollo de la tesis.

<sup>12</sup> En el presente trabajo se optó por considerar las pérdidas locales despreciables, básicamente debido a que la longitud relativa de los conductos ( $l/D$ ) es muy grande y lo que se busca es analizar el efecto regional de las tormentas sobre el SDVM. Sin embargo, sería factible investigar en el futuro, con base en mediciones, los sitios donde convendría implementar su aplicación.

<sup>13</sup> En el capítulo 1 se hace referencia a la definición de “red primaria”.

(1981) se presenta el detalle de la validación, así como la derivación de las ecuaciones y el listado del modelo.

Desde entonces se han llevado a cabo un gran número de estudios y proyectos empleando el TUAVE.

En 1994 se desarrolló el Plan Maestro de Drenaje, que se aplicó a más de 200 sistemas de colectores de la red primaria de la ZMCM, además de algunos conductos principales.

En 1996 se publicó una serie de artículos de hidráulica urbana, donde Domínguez, R. y Echavarría, F. (1996) presentaron el titulado “Tránsito de avenidas en colectores y sus aplicaciones, programa TUAVE”, que describe las aplicaciones y generalidades del modelo matemático. En 1998 se efectuó una comparación de algunos modelos matemáticos que permitieron validar las metodologías empleadas en el TUAVE.

## **CANAL**

El programa TUAVE fue adecuado para calcular el tránsito de avenidas en secciones abiertas en lugar de circulares, a ese modelo se le denominó CANAL. Una aplicación reciente que está documentada es la que se menciona en Jiménez et al. (2002).

## **Presas**

Espinoza y Domínguez desarrollaron un programa para transitar avenidas en un sistema de presas (Domínguez et al., 1981).

Desde entonces se aplica para la revisión del tránsito de avenidas en el sistema de presas del poniente del Valle de México, lo que permite proponer políticas de operación de la obra de toma.

## **Grandes drenes**

El concepto fundamental de este modelo —desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM— para calcular el tránsito de avenidas en sistemas de colectores, cuerpos de regulación y estructuras de control (plantas de bombeo y compuertas) emplea los principios del TUAVE.

Los avances logrados en el modelo Grandes drenes se enfocan particularmente en el tratamiento de las políticas de operación internas del sistema y en el procedimiento de cálculo de los hidrogramas entre dos conductos.

Domínguez et al. (1982) y Lesser (1983) plantean que algunos de dichos avances corresponden al manejo integral del sistema.

A partir de 1994 se emplea el modelo matemático de Grandes drenes en el Plan Maestro de Drenaje de la Ciudad de México con resultados que permiten tener confianza

en su aplicación para proponer nuevos conductos de drenaje, lagunas de regulación, plantas de bombeo y estructuras de compuertas<sup>14</sup>.

### 2.2.3. Modelo matemático MOUSE

Uno de los modelos comerciales empleado en diferentes partes del mundo —como se muestra en las referencias que se encuentran en su sitio web— es el MOUSE, el cual incluye la aplicación en la Ciudad de México.

El modelo matemático MOUSE es una herramienta para calcular el flujo no permanente en redes de tuberías con flujo a superficie libre y a presión. El método numérico para resolver las ecuaciones de Saint-Venant que emplea el modelo está basado en un esquema unidimensional de diferencias finitas implícito, que permite tener soluciones con buen grado de aproximación en redes de conductos ramificadas o que forman circuitos.

El régimen del flujo subcrítico y supercrítico es simulado con el mismo esquema numérico que se adapta a las condiciones locales de flujo, por lo que los efectos de remanso son tomados en cuenta.

El flujo presurizado, o con carga, se resuelve mediante un delgado canal, representado como una extensión vertical del tubo (canaleta de Presimann, como se explicó previamente), lo que permite una transición suave y numéricamente estable entre los dos tipos de flujo: a superficie libre y con carga.

---

<sup>14</sup> En el capítulo 5 se presenta una calibración efectuada con el modelo matemático de “Grandes drenes”.

Las ecuaciones completas no lineales del flujo requieren de condiciones de frontera. En ocasiones se requieren análisis simplificados, por lo que se tienen implementadas tres aproximaciones de las ecuaciones: dinámica, difusiva y cinemática.

Integradas al modelo, hay formulaciones avanzadas que permiten representar gran variedad de elementos y fenómenos hidráulicos, como son:

- Plantas de bombeo.
- Regulación del escurrimiento.
- Coeficiente de fricción variable con el tirante.
- Bifurcaciones; derivaciones controladas.

La implementación del MOUSE permite conceptualizar físicamente al sistema y los procesos de flujo en una forma cercana a la realidad, por lo que se puede considerar que las simulaciones de funcionamiento hidráulico son realistas y confiables tanto para el diseño de nuevas obras como para la revisión de infraestructura existente.

Dado que se pretenden analizar las políticas de operación del SDVM, a continuación se expone la forma en la que el MOUSE toma en cuenta las transferencias de gasto entre conductos.

### **Funciones para definir políticas de operación en el modelo matemático**

Las funciones se emplean para calcular condiciones particulares de flujo entre dos nudos o en conductos determinados. De acuerdo con las relaciones y las condiciones

hidráulicas en sitios estratégicos de la red de drenaje es factible definir una o más funciones entre dos nudos.

Las expresiones para definir las funciones están basadas en estructuras que representan generalmente los sitios susceptibles de implementación de políticas de operación, siendo estas:

- Plantas de bombeo.
- Regulación de flujo (estructuras de compuertas).
- Válvula de no retorno (estructuras de compuertas que simulan un cierre el cual evita el flujo en sentido contrario al considerado inicialmente en el armado).
- Combinaciones de las dos últimas.

A continuación se expone cada caso:

- Plantas de bombeo

Las funciones de las plantas de bombeo (o equipos de bombeo individuales) pueden ser establecidas en nudos definidos como coladeras o en estructuras, pero no en nudos que sean salidas. Se determinan dos nudos, aguas arriba para el sitio del cárcamo de bombeo y aguas abajo en el nudo de descarga, si no se especifica el nudo aguas abajo, entonces el flujo se descarga fuera del sistema.

La operación de bombeo se especifica definiendo el rango de funcionamiento como: nivel inicial, nivel final y una de las dos formas siguientes de parejas de datos

(Q/H): gasto y nivel de agua en el cárcamo o gasto y diferencia de niveles entre el nudo del cárcamo y el de descarga. Se pueden implementar simultáneamente varias bombas con diferentes políticas de operación.

La relación de la (ec. 2.17) representa las políticas de operación cuando se emplea la función de gasto y nivel de agua en el cárcamo:

$$Q_{PB} = \begin{cases} Q(H) & \text{si } H_{\text{paro}} \leq H \text{ (cuando } H \text{ decrece en el tiempo)} \\ & \text{o si } H_{\text{inicio}} \leq H \text{ (cuando } H \text{ crece en el tiempo)} \\ & \text{de otra forma} \\ 0 & \end{cases} \quad (\text{ec. 2.17})$$

La relación de la (ec. 2.18) representa las políticas de operación cuando se emplea la función de gasto y diferencia de niveles entre el nudo del cárcamo y el de descarga<sup>15</sup>:

$$Q_{PB} = \begin{cases} Q(\Delta H) & \text{si } H_{\text{paro}} \leq H \text{ (cuando } H \text{ decrece en el tiempo)} \\ & \text{o si } H_{\text{inicio}} \leq H \text{ (cuando } H \text{ crece en el tiempo)} \\ & \text{de otra forma} \\ 0 & \end{cases} \quad (\text{ec. 2.18})$$

La incorporación de plantas de bombeo en el armado de un sistema de drenaje tiene impacto en la dinámica del sistema (de hecho puede ser necesario reducir el  $\Delta T$  a 5 o 10 segundos) y puede ser significativo, por lo que el modelo lo atenúa centrando el flujo en el tiempo hacia atrás, de tal forma que la bomba no alcance su capacidad total

---

<sup>15</sup> Esta función podría ser de utilidad para el análisis local de las plantas de bombeo, mientras que en la tesis se empleó la expresión (ec. 2.17) ya que se trata de análisis regionales.

instantáneamente, sino que la descarga del gasto se incrementa gradualmente en el tiempo de cálculo<sup>16</sup>.

- Regulación de flujo (estructuras de compuertas).

En términos matemáticos, la regulación de flujo se simula en el conducto que conecta dos nudos y difiere de las funciones de los vertedores y las plantas de bombeo debido a que el control lo establece la geometría del conducto y no una función. Esto quiere decir que la geometría del conducto rige la dinámica del flujo, se trata como un conducto normal.

El gasto de transferencia se controla mediante una ecuación en el sitio de control, correspondiente al primer punto del hidrograma del conducto aguas arriba.

El control se aplica únicamente en el rango de niveles de la función, por lo que debe considerarse que en el nudo de control (que no necesariamente tiene que ser alguno de los dos que definen el tramo, se puede seleccionar cualquier otro nudo<sup>17</sup>) se cubra todo el rango de niveles esperados en el sitio de control y tenga una variación suave en el tiempo, de otra forma se pueden presentar variaciones repentinas entre el gasto de escurrimiento “natural” y el gasto controlado, provocando inestabilidad numérica<sup>18</sup>.

---

<sup>16</sup> Esta consideración es de gran utilidad para dar estabilidad de cálculo al modelo matemático.

<sup>17</sup> Como se verá en la aplicación al SDVM el control se tiene en la Lumbrera “0” del Emisor Central para todas las estructuras de compuertas, tal como se describe en los capítulos siguientes.

<sup>18</sup> Estas inestabilidades se presentaron durante las primeras simulaciones. Fueron eliminadas mediante la implementación de funciones suavizadas en el tiempo, que de hecho reflejan mejor la realidad del tiempo que se requiere para reaccionar durante la operación de estructuras.

El flujo se determina mediante la siguiente relación:

$$Q_{reg} = \begin{cases} \min\{Q(H_A), Q_{nat}\} & \text{para } H_{min} \leq H_A \leq H_{max} \\ \text{de otra forma} & \\ Q_{nat} & \end{cases} \quad (\text{ec. 2.19})$$

Donde:

$Q_{reg}$	gasto que aplica en el tránsito, en m <sup>3</sup> /s
$Q(H_A)$	gasto definido de la función de regulación, en m <sup>3</sup> /s
$Q_{nat}$	gasto “natural”, calculado en el intervalo de tiempo anterior con base en los niveles de agua entre nudos, en m <sup>3</sup> /s
$H_A$	nivel de agua en el nudo de control, en m
$H_{min}, H_{max}$	niveles de agua mínimo y máximo en el nudo de control, que definen el rango en el cual se aplica la función de regulación, en m

- Válvula de no retorno (estructuras de compuertas que simulan un cierre que evita el flujo en sentido contrario al considerado inicialmente en el armado).

Es similar a la función de regulación pero simplificada ya que únicamente define la restricción de gasto en un sentido. Como su nombre lo indica, es una válvula de no retorno (cierra instantáneamente). En sistemas de drenaje, especialmente en conductos de grandes dimensiones (con el sistema principal de drenaje que se analiza) no existen tales

estructuras, sin embargo, equivaldría a contar con compuertas que se cierran automáticamente al momento que el flujo se invierte.

$$Q_{reg} = \begin{cases} Q & \text{para } H_{ag.arriba} \geq H_{ag.abajo} \\ \text{de otra forma} & \\ 0 & \end{cases} \quad (\text{ec. 2.20})$$

Donde:

$Q$	gasto calculado, en m <sup>3</sup> /s
$Q_{reg}$	gasto que aplica en el tránsito, en m <sup>3</sup> /s
$H_{ag.arriba}, H_{ag.abajo}$	niveles de agua en los nudos que definen el tramo, aguas arriba y aguas abajo, en m

- Combinaciones de las dos últimas.

La combinación de las dos últimas funciones resulta en:

$$Q_{reg} = \begin{cases} \min\{Q(H_A), Q_{nat}\} & \text{para } H_{\min} \leq H_A \leq H_{\max} \\ \text{y para } H_{ag.arriba} \leq H_{ag.abajo} & \\ \text{de otra forma} & \\ 0 & \end{cases} \quad (\text{ec. 2.21})$$

Donde todas la variables ya fueron definidas.

Con estas herramientas se desarrolló el trabajo de esta tesis.

### 3. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE Y CONTROL DE INUNDACIONES DEL VALLE DE MÉXICO (SDVM)

Para describir el SDVM generalmente se consideran de importancia dos aspectos particulares de la ZMCM: el crecimiento de población y los hundimientos del terreno natural; en este capítulo se comentan brevemente<sup>1</sup> ambos. Existe un tercero, la división política de estados, municipios y delegaciones dentro del Valle de México que, si bien es un tema que sale de los alcances de esta tesis, conviene mencionar que cada vez tiene más relevancia en las decisiones que se toman respecto a las políticas de operación del SDVM.

La infraestructura que conforma el SDVM se describe en el presente capítulo con base en la división de sistemas que se propone para su estudio: Poniente, Sur, Oriente y Sistema de Drenaje Profundo (Centro).

Así mismo, se indican los sitios de interconexión entre los sistemas mencionados que conforman el SDVM. Se distinguen los sitios que cuentan con estructura de compuertas o planta de bombeo y que fueron implementados para la investigación<sup>2</sup>.

#### 3.1. POBLACIÓN Y HUNDIMIENTOS DEL TERRENO

Aproximadamente 20 millones de habitantes establecidos en un área de 9,600 km<sup>2</sup>, que forman la cuenca del Valle de México, representa la zona urbana más poblada de la República mexicana y de muchos países. Está conformada por tres entidades políticas: el

---

<sup>1</sup> Cada uno de esos dos temas podrían ser tan extensos como una tesis.

<sup>2</sup> Las políticas de operación serán descritas en el capítulo 6.

Distrito Federal, el Estado de México e Hidalgo. La parte del estado de Hidalgo que se ubica dentro de la cuenca del Valle de México cuenta con su propio drenaje sanitario y pluvial. El Distrito Federal está formado por 16 delegaciones y el Estado de México por más de 100 municipios, de los cuales 52 se encuentran dentro de la cuenca de drenaje del Valle de México.

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

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

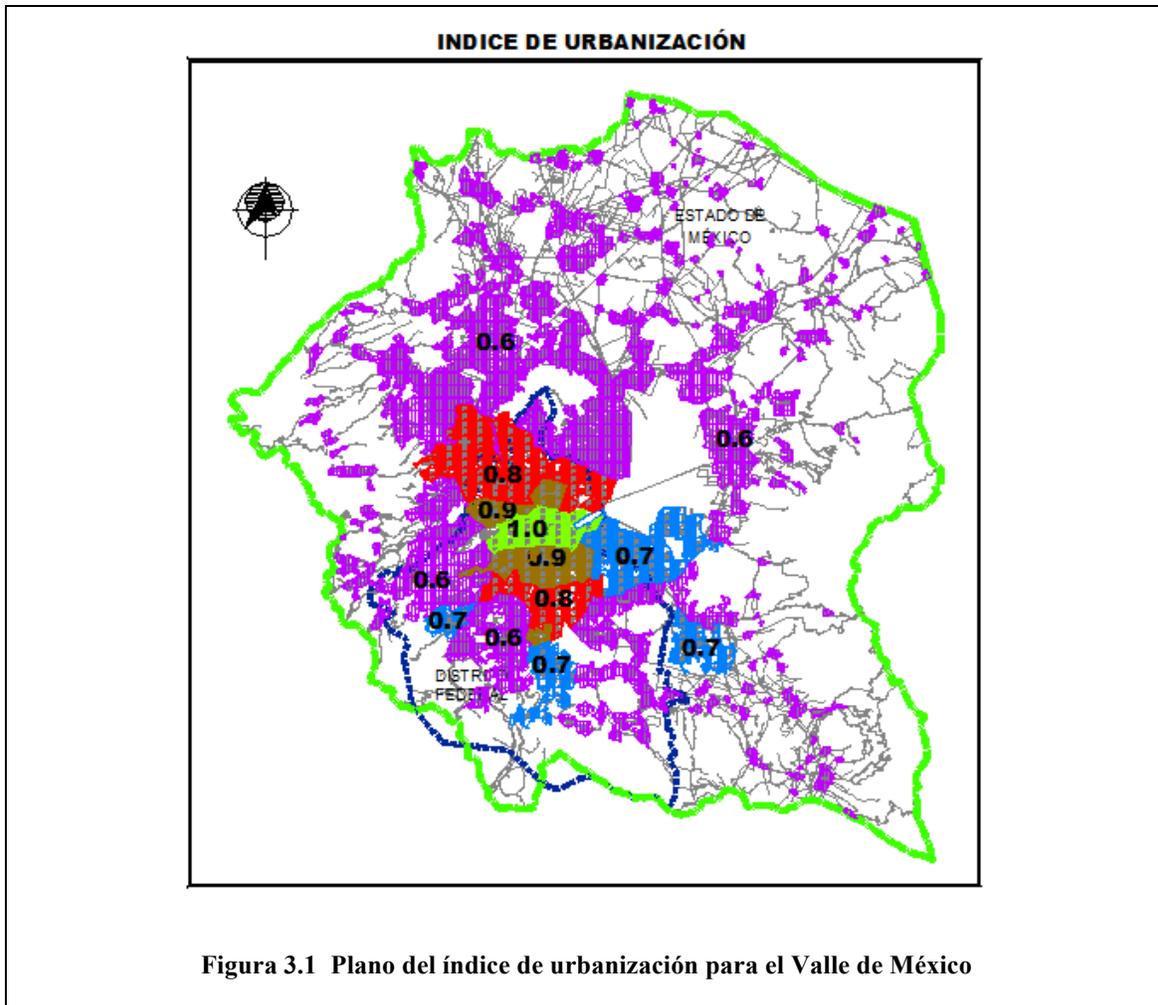
Este fenómeno seguirá agravándose mientras la superficie urbana siga creciendo con la construcción de planchas de concreto y asfalto que impedirán la infiltración de agua de lluvia al subsuelo, evitando así la recarga de acuíferos y aumentando el escurrimiento de agua en forma superficial hacia el SDVM.

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

### 3.2. DATOS FISIAGRÁFICOS

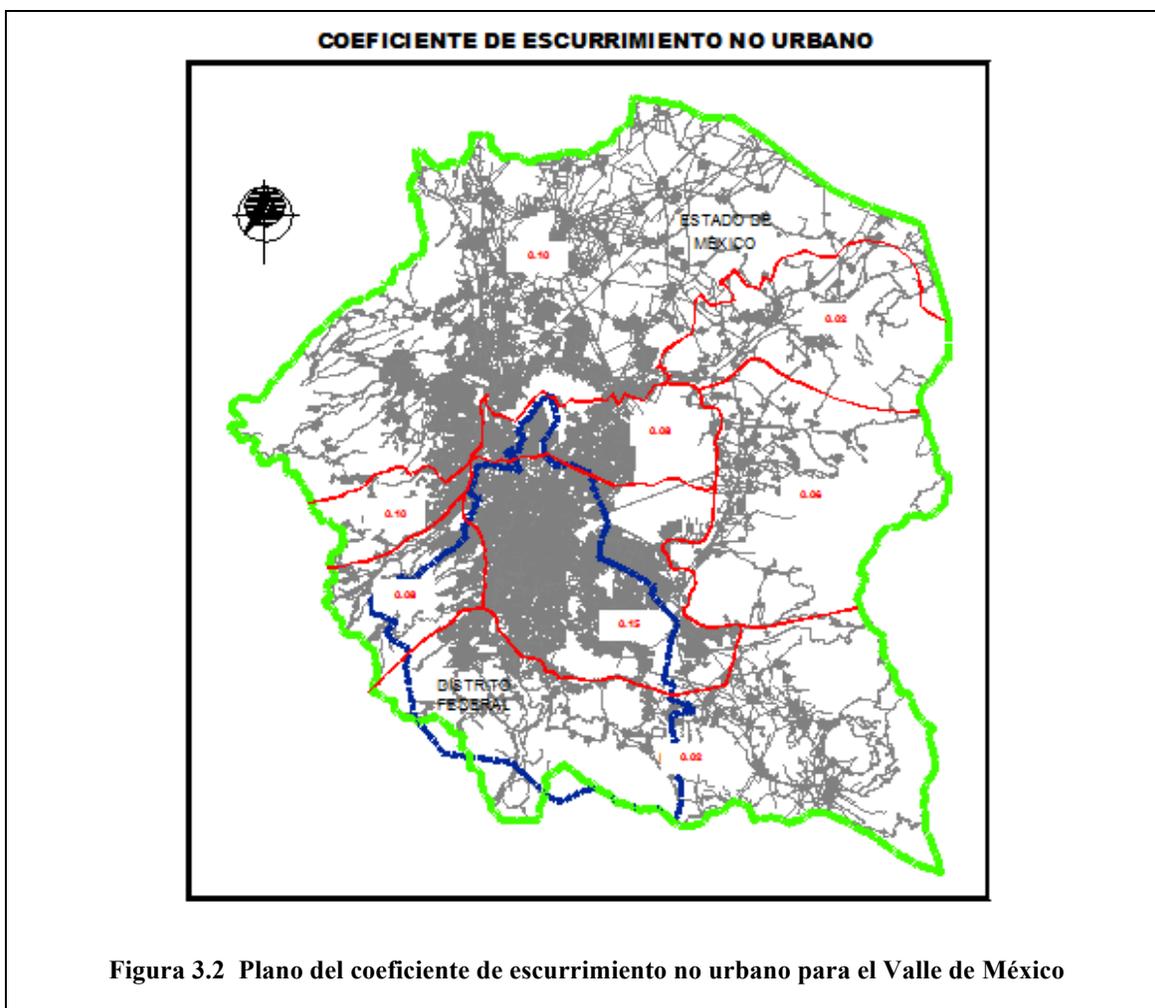
Al emplear la ec. 2.4 se observa que se requiere el índice de urbanización ( $I_u$ ), el coeficiente de escurrimiento no urbano ( $C_{nu}$ ), así como el área urbana ( $A_u$ ) y el área no urbana ( $A_{nu}$ ) asociada a cada uno de estos coeficientes.

La figura 3.1 muestra un plano regionalizado del  $I_u$ , donde se observa que se propone un valor máximo de  $I_u=1.0$  en la zona centro del DF, y se reduce hasta un mínimo de  $I_u=0.6$  en las zonas periféricas de la zona metropolitana<sup>3</sup>.

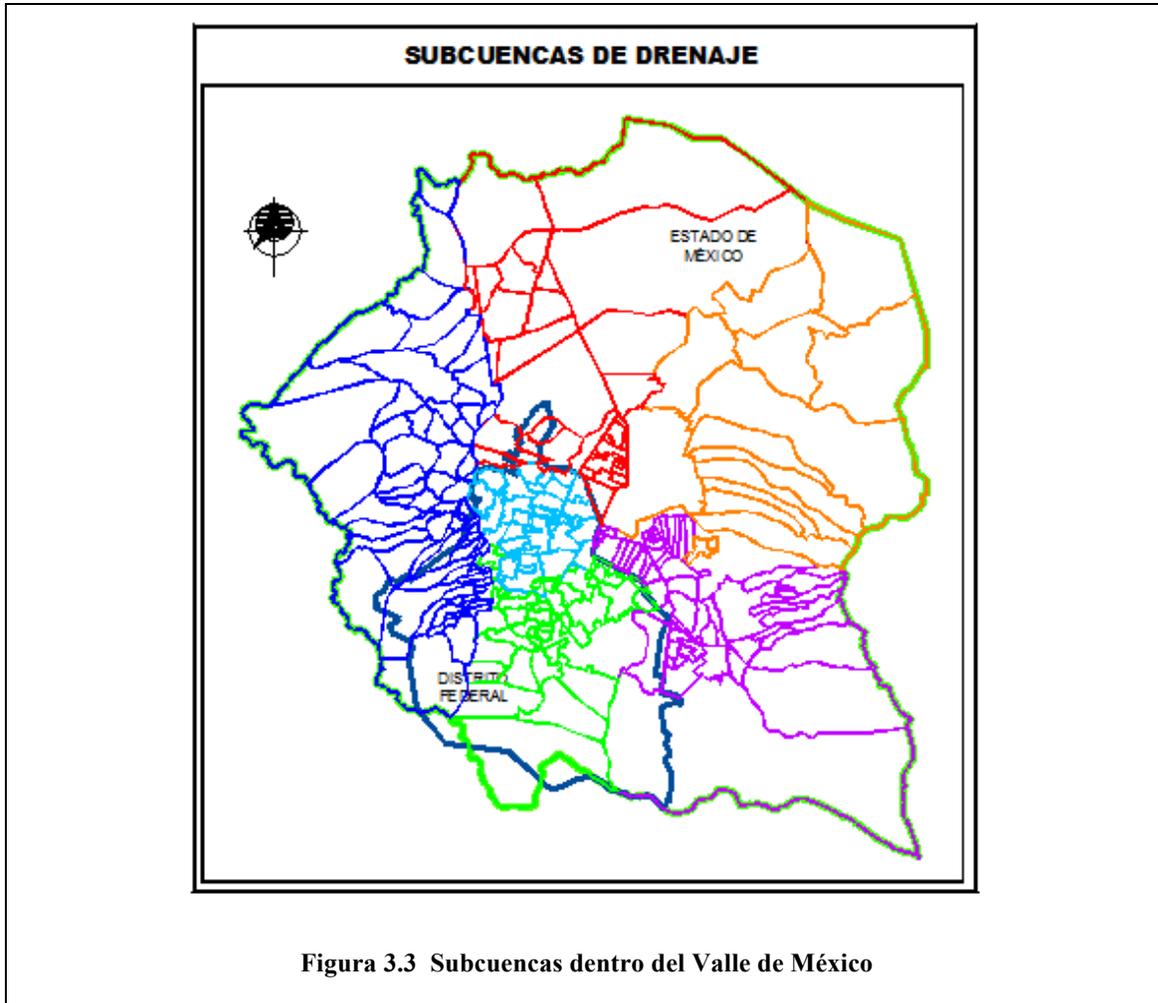


<sup>3</sup> Las mediciones de escurrimiento podrían permitir evaluar el índice de urbanización con mejor aproximación.

En la figura 3.2 se muestra un plano regionalizado del  $C_{nu}$ , donde se observan ocho regiones que van de un máximo de  $C_{nu}=0.15$  en la zona centro de la cuenca a un mínimo de  $C_{nu}=0.02$  en las zonas periféricas.



En la figura 3.3 se muestra el plano que contiene trazadas las 250 cuencas de drenaje<sup>4</sup> en las que se dividió la cuenca total del Valle de México para el trabajo de investigación. Con ese plano se obtuvieron los valores de  $A_u$  y  $A_{nu}$ .

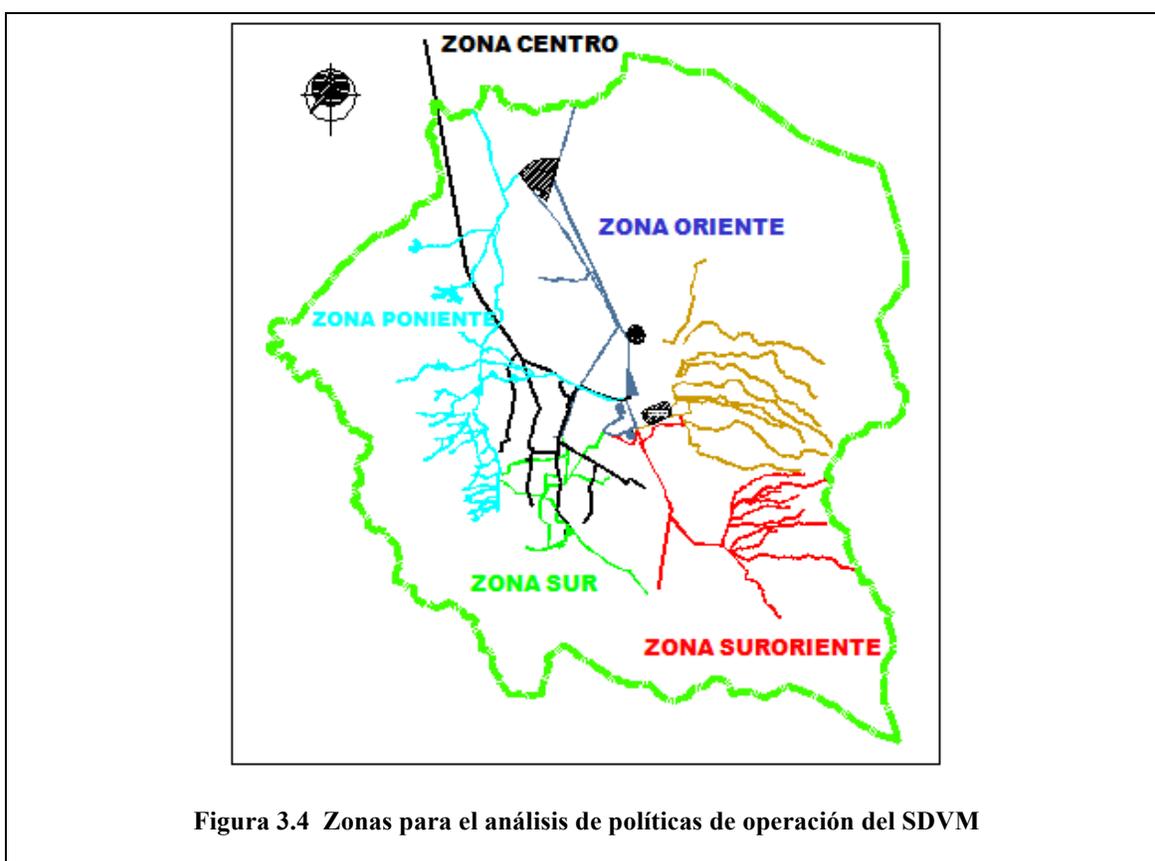


<sup>4</sup> Las cuencas de drenaje se trazaron con base en dos referencias de información principales: redes de drenaje primarias y curvas de nivel del terreno natural. La aproximación obedece a la cantidad y calidad de la información disponible en su momento. Con mayor y mejor información de detalle se podría incrementar el número de cuencas trazadas, así como ajustar las que se emplean para esta tesis.

### 3.3. INFRAESTRUCTURA

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

En la figura 3.4 se muestra la infraestructura de drenaje distinguida por colores que definen cuatro zonas: Poniente (PTE), Sur (SUR), Oriente (OTE), que incluye el Suroriente y los ríos del Oriente y Centro, que corresponde al Sistema de Drenaje Profundo (SDP). La división de las zonas obedece precisamente a las políticas de operación regional del SDVM.



**Figura 3.4 Zonas para el análisis de políticas de operación del SDVM**

Con base en la zonificación descrita se determinaron los conductos que integran cada sistema y se definieron los siguientes subprotocolos de operación:

**Subprotocolo Sistema Poniente.** El Sistema Poniente cuenta con un sistema de presas interconectadas cuyas políticas de operación requieren de un análisis con un carácter más local que regional. Para ello se recomienda elaborar un subprotocolo de operación basado en análisis hidráulicos (de cada presa y en conjunto) —contemplando diferentes aperturas de compuertas de las obras de toma— que permitan observar la variación de niveles y los hidrogramas de salida. Así mismo, conviene estimar el volumen de azolve que es necesario retirar para contar con el mayor volumen de regulación. La urbanización ha ido ganando terreno dentro de los vasos, reduciendo la capacidad de regulación, y convendría determinar la elevación máxima a la que puede llegar el agua para considerarla en los análisis. En el trabajo de tesis se determinó una condición que prevaleció en todas las simulaciones<sup>5</sup>.

**Subprotocolo Sistema Suroriente.** El Sistema Suroriente se extiende, aguas arriba, a partir del sitio donde el río de la Compañía se convierte en Dren General del Valle y cuenta con estructuras de compuertas y plantas de bombeo que requieren un análisis local. Para el análisis regional que se presenta se mantuvieron las mismas condiciones de las estructuras para integrar un hidrograma de entrada al Dren General del Valle<sup>6</sup>.

---

<sup>5</sup> Se omite el detalle de la descripción para dar espacio a las estructuras consideradas.

<sup>6</sup> Ídem 5.

**Subprotocolo Sistema ríos del Oriente.** El Sistema ríos del Oriente está compuesto por nueve ríos, que en la actualidad llegan a la Laguna de Xalapango, donde se almacenan y evaporan, por lo que su influencia sobre el SDVM es nula. En el futuro podrían llegar a representar una nueva aportación al Dren General del Valle, por lo que se consideró conveniente mencionarlos<sup>7</sup>.

A continuación se describen los sistemas y se incorpora una nomenclatura para distinguir las interconexiones con dos simbologías:

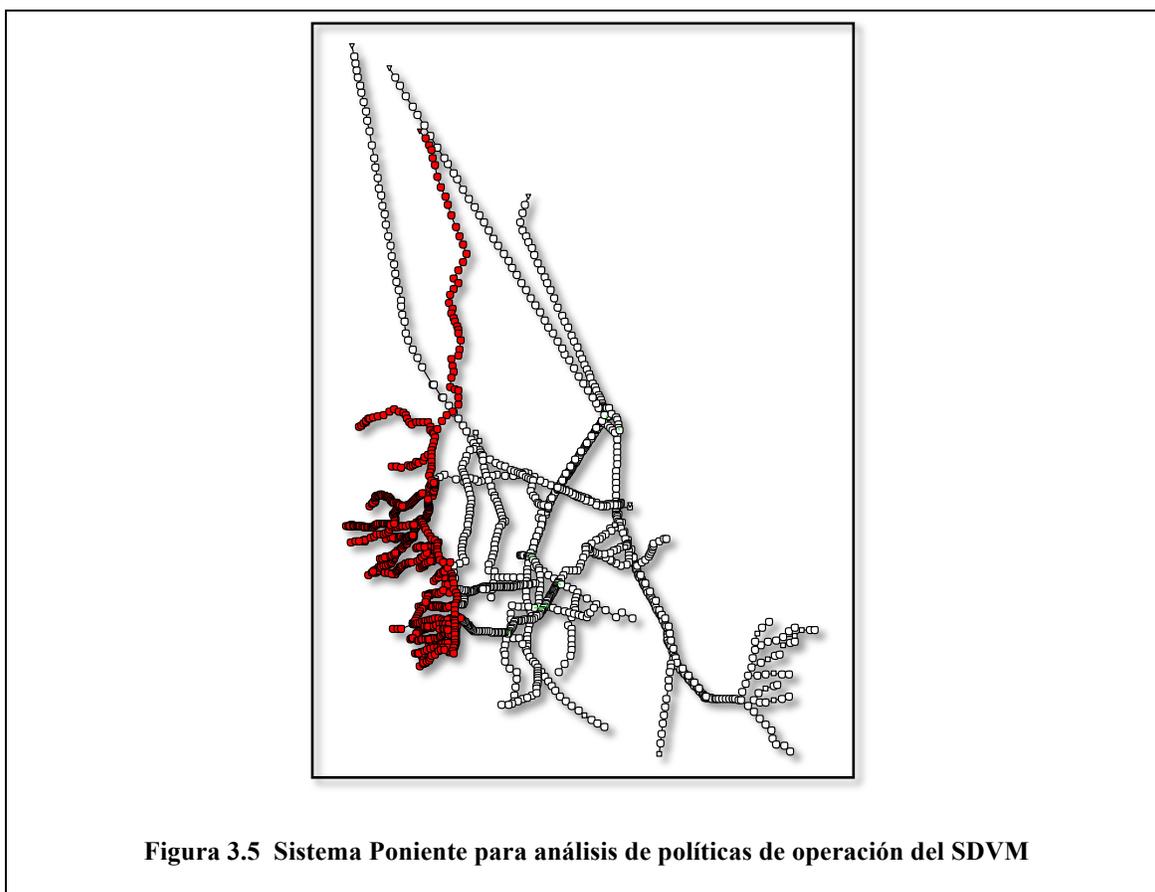
- CO<sub>1-14</sub> para las 14 estructuras de compuertas consideradas.
- PB<sub>1-9</sub> para las 9 plantas de bombeo consideradas.

---

<sup>7</sup> Ídem 5.

### 3.3.1. Sistema Poniente

De acuerdo con la figura 3.5, el Sistema Poniente (PTE)<sup>8</sup> se conforma de los siguientes conductos y estructuras hidráulicas (en el sentido de aguas abajo hacia aguas arriba).



El río Cuautitlán representa la salida del Sistema Poniente; recibe al Emisor del Poniente, que en su recorrido recibe al río San Javier y al río Tlalnepantla. El Emisor del Poniente

---

<sup>8</sup> El análisis hidráulico detallado del Sistema Poniente sale de los alcances de la tesis por las razones expuestas con relación a los subprotocolos, su desarrollo podría ser motivo de una nueva línea de investigación.

inicia en el Vaso de Cristo [CO<sub>1</sub>]<sup>9</sup>. A la elevación 2,250.71 msnm el agua del Vaso de Cristo descarga hacia el río de los Remedios (OTE) y a la elevación 2,253.79 msnm el agua desemboca hacia el Emisor del Poniente. Al Vaso de Cristo llegan el río Chico de los Remedios y el río Hondo, este último recibe a su vez al Interceptor del Poniente [CO<sub>2</sub>, PB<sub>1</sub>]. En su recorrido, el Interceptor del Poniente recibe las aportaciones del sistema de ríos y presas del Estado de México y del Distrito Federal<sup>10</sup>.

En la tabla 3.1 se indican las interconexiones consideradas para el Sistema Poniente con los sistemas Oriente, Drenaje Profundo y el propio Poniente.

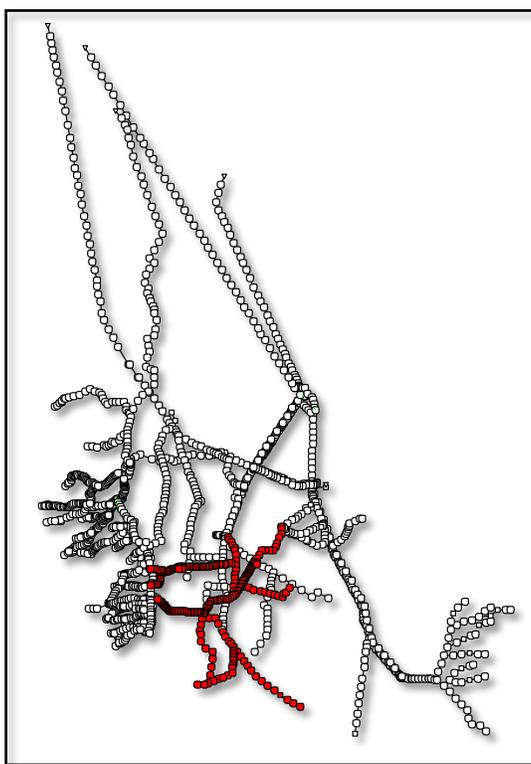
Tabla 3.1 Interconexiones del Sistema Poniente (PTE)			
	<b>Conducto del Sistema PTE</b>	<b>Con el conducto</b>	<b>Del Sistema</b>
CO <sub>1</sub>	Vaso de Cristo	Río de los Remedios	OTE
CO <sub>2</sub>	Interceptor del Poniente	Interceptor Centro-Poniente	SDP
PB <sub>1</sub>	Interceptor del Poniente	Río Hondo	PTE

<sup>9</sup> La planta de bombeo recientemente instalada se descarta del análisis ya que su función es para abatir niveles en estiaje.

<sup>10</sup> Se omite el detalle de la descripción de las estructuras consideradas en el modelo por la razón expuesta en la nota 5.

### 3.3.2. Sistema Sur

De acuerdo con la figura 3.6, la descripción del Sistema Sur (SUR) se realiza con base en sus dos conductos principales, que representan *conductos transversales*<sup>11</sup> del SDVM: el río Churubusco y el río Piedad.



**Figura 3.6 Sistema Sur para análisis de políticas de operación del SDVM**

<sup>11</sup> Les denominamos conductos transversales porque permiten el manejo de los escurrimientos de poniente a oriente de la ciudad. Estos conductos son de gran relevancia para el SDVM ya que son los que permiten llevar el agua a la zona donde todavía se cuenta con capacidad de regulación. Un tercer conducto transversal es el río de los Remedios que se describe en el Sistema Oriente.

El río Churubusco es un conducto que, en el sentido de aguas arriba hacia aguas abajo, inicia al poniente<sup>12</sup> y termina al oriente<sup>13</sup> [CO<sub>3</sub>] del Distrito Federal. En el sentido hacia aguas arriba recibe primeramente aportaciones del SDP [CO<sub>4</sub>, PB<sub>2</sub>]; seguido del Interceptor Iztapalapa [CO<sub>5</sub>, PB<sub>3</sub>]; y, continuando en ese sentido, se tienen dos estructuras de control, una derivación al SDP [CO<sub>6</sub>] y la incorporación del Colector Miramontes [PB<sub>4</sub>]. A su vez, el Colector Miramontes<sup>14</sup> recibe las aportaciones del Canal Nacional-Canal de Chalco, que cuenta con una derivación al SDP [CO<sub>7</sub>]. El Canal Nacional-Canal de Chalco recibe las aportaciones de la Laguna de Regulación Ciénega Grande, que se conecta con la Laguna de Regulación Ciénega Chica, esta última recibe las aportaciones directas del río San Buenaventura<sup>15</sup>.

Un conducto de menor dimensión que el resto del Sistema Sur es el Colector Apatlaco, que se considera como parte del SUR y está conectado al SDP [CO<sub>8</sub>]. Su función es conducir el gasto excedente que proviene del Colector Miramontes (SUR) hacia el Interceptor Oriente (SDP) y hacia el río Churubusco (SUR) por bombeo [PB<sub>5</sub>].

---

<sup>12</sup> Se tiene el conocimiento de que algunos escurrimientos que provienen de las barrancas no pueden ser captados por el Interceptor del Poniente y se incorporan al río Churubusco. No se cuenta con el detalle de los conductos que realizan dicha conexión, por lo que, para efectos de la tesis, se consideraron nulos. Sería conveniente en el futuro realizar levantamientos topográficos que permitan mejorar dichas consideraciones.

<sup>13</sup> La planta de Bombeo Lago se descarta del análisis ya que su función es para abatir niveles en estiaje.

<sup>14</sup> El Colector Miramontes cuenta con una derivación hacia el Colector Apatlaco, se desconoce la geometría de la estructura de control, razón por la cual, en el presente trabajo, se consideró una conexión directa de ambos conductos. Sería conveniente en el futuro realizar levantamientos topográficos que permitan mejorar dichas consideraciones.

<sup>15</sup> Se desconocen las condiciones de las estructuras de compuertas y la forma de operación de las lagunas de regulación Ciénega Chica y Ciénega Grande, por lo que en las simulaciones se consideró que descargan libremente ambas a su conducto correspondiente aguas abajo. Sería conveniente en el futuro realizar levantamientos topográficos que permitan mejorar dichas consideraciones, ya que la capacidad de regulación del SDVM es de primordial importancia para su correcto funcionamiento.

El río Piedad, por su parte, en el sentido de aguas arriba hacia aguas abajo, inicia al poniente<sup>16</sup>. En su recorrido cuenta con una derivación al SDP [CO<sub>9</sub>] y termina en el colector Churubusco, que, a su vez, cuenta con una derivación al SDP [CO<sub>10</sub>] y una planta de bombeo al sistema OTE [PB<sub>6</sub>].

---

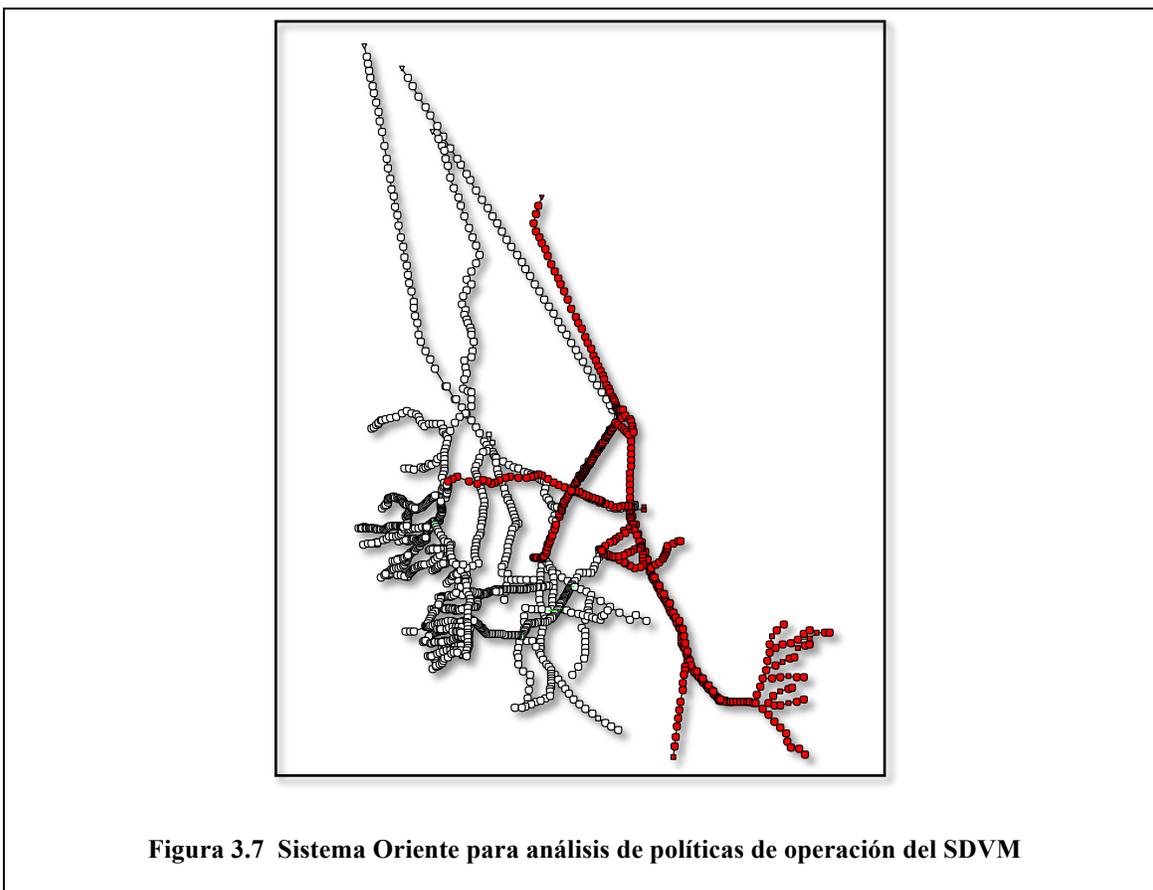
<sup>16</sup> Se tiene el conocimiento de que algunos escurrimientos que provienen de las barrancas Tacubaya y Becerra no pueden ser captados por el Interceptor del Poniente y se incorporan al río Piedad, dicha consideración está implementada en el modelo de simulación. Sería conveniente en el futuro evaluar la conveniencia de controlar dichos escurrimientos.

En la tabla 3.2 se indican las interconexiones consideradas para el Sistema Sur con los sistemas Oriente y Drenaje Profundo.

Tabla 3.2 Interconexiones del Sistema Sur (SUR)			
	<b>Conducto del Sistema SUR</b>	<b>Con el conducto</b>	<b>Del Sistema</b>
CO <sub>3</sub>	Río Churubusco	BIRCH*	OTE
CO <sub>4</sub>	Río Churubusco	Interceptor Oriente-Sur	SDP
CO <sub>5</sub>	Interceptor Iztapalapa	Interceptor Oriente-Sur	SDP
CO <sub>6</sub>	Río Churubusco	Interceptor Oriente	SDP
CO <sub>7</sub>	Canal Nacional	Interceptor Oriente	SDP
CO <sub>8</sub>	Colector Apatlaco	Interceptor Oriente	SDP
CO <sub>9</sub>	Río Piedad	Interceptor Central	SDP
CO <sub>10</sub>	Colector Churubusco	Interceptor Oriente-Sur	SDP
PB <sub>2</sub>	Río Churubusco	Interceptor Oriente-Sur	SDP
PB <sub>3</sub>	Río Churubusco	Interceptor Iztapalapa	SUR
PB <sub>4</sub>	Río Churubusco	Colector Miramontes	SUR
PB <sub>5</sub>	Colector Apatlaco	Río Churubusco	SUR
PB <sub>6</sub>	Colector Churubusco	Gran Canal DF**	OTE
*Brazo Izquierdo del Río Churubusco, Lagos de Regulación (OTE)			
**Gran Canal Distrito Federal (OTE)			

### 3.3.3. Sistema Oriente

De aguas abajo hacia aguas arriba, la figura 3.7 muestra el Sistema Oriente, que se describe a continuación.



El Gran Canal del Desagüe (GC) es el conducto de salida del Sistema Oriente (OTE); para fines del análisis se dividió en tres tramos: Gran Canal Distrito Federal (GCDF), Gran Canal Estado de México Ecatepec (GCEMECA) y Gran Canal Estado de México Norte

(GCEMNTE). El tramo del GCDF es del 0+000 al 9+600; el tramo del GCEMECA es del 9+600 al 18+500 (sitio donde se ubica la planta de bombeo GC18+500); y el tramo del GCEMNTE es del 18+500 al 48+000 aproximadamente (sitio donde inician los túneles de Tequixquiac<sup>17</sup>).

En el tramo GCEMECA hay dos plantas de bombeo [PB<sub>7</sub>, PB<sub>8</sub>], y en el tramo GCDF está la Obra de Toma del Gran Canal [CO<sub>11</sub>, PB<sub>6</sub>], que recibe al Dren General del Valle [PB<sub>9</sub>] y al río de los Remedios<sup>18</sup> [CO<sub>1</sub>, CO<sub>12</sub>]. El DGV recibe al Brazo Izquierdo (BIRCH) y al Brazo Derecho del río Churubusco (BDRCH). El BIRCH recibe en su inicio las aportaciones del río Churubusco (SUR) [CO<sub>3</sub>], y termina en la Laguna de Regulación Horaria, misma que se conecta con el DGV a través de un par de canales donde se alojan las estructuras de compuertas [CO<sub>13</sub>]. El BDRCH tiene una derivación hacia el lago Churubusco y termina en el DGV mediante una estructura de compuertas [CO<sub>14</sub>].

Hacia aguas arriba se extiende el denominado Sistema Sur-Oriente<sup>19</sup>, que comprende al río de la Compañía y los conductos que recibe: Dren Xochiaca, Dren Chimalhuacán, Canal General, Laguna de Regulación la Gasera, y el reciente construido túnel Río de la Compañía que termina en la planta de bombeo La Caldera, así como los ríos San Rafael y San Francisco con sus afluentes<sup>20</sup>.

<sup>17</sup> En el modelo matemático no se tienen implementados los túneles de Tequixquiac ya que la entrada a estos representa una sección de control.

<sup>18</sup> Al momento de realizar los análisis, el río de los Remedios se encontraba desconectado del Dren General del Valle, dada esta situación, se realizaron las simulaciones sin considerar la conexión, cosa que representa una condición desfavorable para el SDVM. De estar conectado se tendría un alivio, tanto para el DGV como para el GC.

<sup>19</sup> El análisis hidráulico detallado del sistema suroriente sale de los alcances de la tesis por las razones expuestas con relación a los subprotocolos.

<sup>20</sup> Se tienen implementadas las presas de regulación que, en este momento, se encuentran en etapa de construcción a futuro.

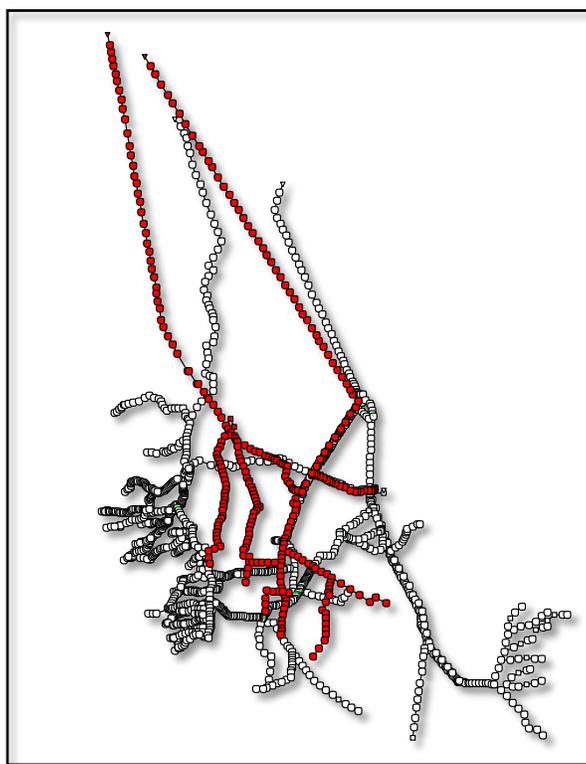
En la tabla 3.3 se indican las interconexiones consideradas para el Sistema Oriente con los sistemas Drenaje Profundo y el propio Oriente.

Tabla 3.3 Interconexiones del Sistema Oriente (OTE)			
	Conducto del Sistema OTE	Con el conducto	Del Sistema
CO <sub>11</sub>	Gran Canal (Obra de Toma)	Interceptor Oriente	SDP
CO <sub>12</sub>	Río de los Remedios	Interceptor Central	SDP
CO <sub>13</sub>	BIRCH (LRH)*	Dren General del Valle	OTE
CO <sub>14</sub>	BDRCH	Dren General del Valle	OTE
PB <sub>7</sub>	GCEMECA 18+500	GCEMNTE	OTE
PB <sub>8</sub>	GCEMECA 11+600	GCEMECA	OTE
PB <sub>9</sub>	DGV	GCEMNTE	OTE
*BIRCH (LRH) Brazo Izquierdo del río Churubusco (Laguna de Regulación Horaria)			

#### 3.3.4. Sistema de Drenaje Profundo

En la figura 3.8 se muestra el Sistema de Drenaje Profundo, que recibe agua del sur, oriente y poniente. Los conductos que lo conforman son, de aguas abajo hacia aguas arriba: el Emisor Central que representa el conducto de salida del Sistema de Drenaje Profundo (SDP); recibe directamente al Interceptor Centro-Poniente [CO<sub>2</sub>]; algunos metros

aguas arriba (en el sitio conocido como Lumbrera “0” del Emisor Central<sup>21</sup>) recibe al Interceptor Central [CO<sub>9</sub>, CO<sub>12</sub>] y al Interceptor Oriente [CO<sub>6</sub>, CO<sub>7</sub>, CO<sub>8</sub>, CO<sub>11</sub>]. Estos interceptores están unidos por el Interceptor Centro-Centro. Hacia el oriente se desarrolla el SDP con el Interceptor Oriente-Sur [CO<sub>4</sub>, CO<sub>5</sub>, CO<sub>10</sub>, PB<sub>2</sub>], que a su vez recibe directamente al Interceptor Oriente-Oriente.



**Figura 3.8 Sistema de Drenaje Profundo para análisis de políticas de operación del SDVM**

---

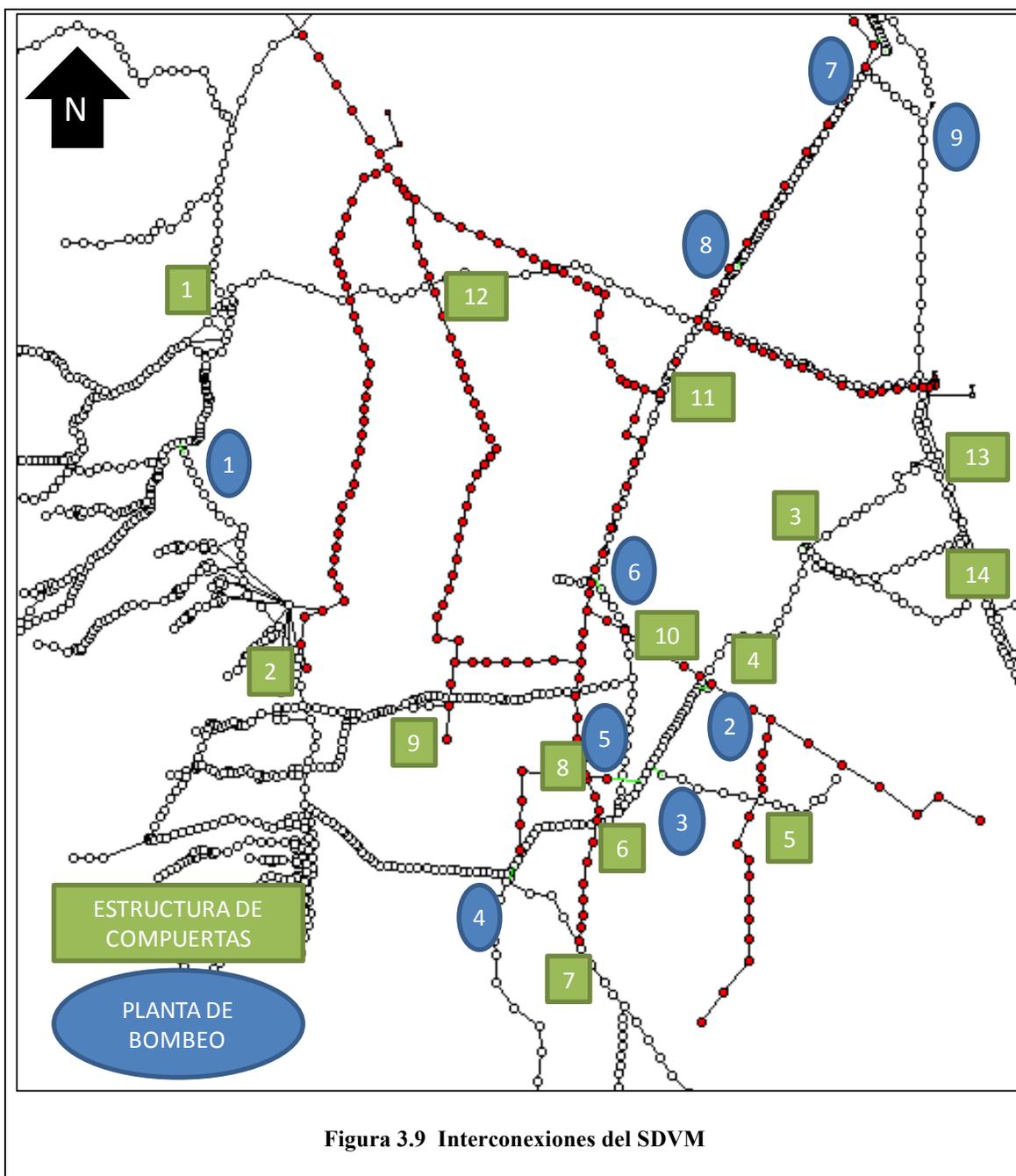
<sup>21</sup> Se establece esta distinción porque fue el sitio seleccionado para el control de las políticas de operación.

### 3.4. INTERCONEXIONES

En la tabla 3.4 se indica el resumen de las tres tablas anteriores, que representan las interconexiones consideradas en las simulaciones matemáticas de funcionamiento hidráulico, y en la figura 3.9 se muestra un esquema del arreglo geométrico del modelo empleado, donde se indican las 23 estructuras.

<b>Tabla 3.4 Interconexiones consideradas en las simulaciones de funcionamiento hidráulico</b>				
	<b>Del conducto</b>	<b>Del Sistema</b>	<b>Hacia el conducto</b>	<b>Del Sistema</b>
CO <sub>1</sub>	Vaso de Cristo	PTE	Río de los Remedios	OTE
CO <sub>2</sub>	Interceptor del Poniente	PTE	Interceptor Centro-Poniente	SDP
CO <sub>3</sub>	Río Churubusco	SUR	BIRCH	OTE
CO <sub>4</sub>	Río Churubusco	SUR	Interceptor Oriente-Sur	SDP
CO <sub>5</sub>	Interceptor Iztapalapa	SUR	Interceptor Oriente-Sur	SDP
CO <sub>6</sub>	Río Churubusco	SUR	Interceptor Oriente	SDP
CO <sub>7</sub>	Canal Nacional-Canal de Chalco	SUR	Interceptor Oriente	SDP
CO <sub>8</sub>	Colector Apatlaco	SUR	Interceptor Oriente	SDP
CO <sub>9</sub>	Río Piedad	SUR	Interceptor Central	SDP
CO <sub>10</sub>	Colector Churubusco	SUR	Interceptor Oriente-Sur	SDP
CO <sub>11</sub>	Gran Canal (Obra de Toma)	OTE	Interceptor Oriente	SDP
CO <sub>12</sub>	Río de los Remedios	OTE	Interceptor Central	SDP

CO <sub>13</sub>	BIRCH (LRH)	OTE	Dren General del Valle	OTE
CO <sub>14</sub>	BDRCH	OTE	Dren General del Valle	OTE
	<b>Bombea del conducto</b>	<b>Del Sistema</b>	<b>Hacia el conducto</b>	<b>Del Sistema</b>
PB <sub>1</sub>	Interceptor del Poniente	PTE	Río Hondo	PTE
PB <sub>2</sub>	Interceptor Oriente-Sur	SDP	Río Churubusco	SUR
PB <sub>3</sub>	Interceptor Iztapalapa	SUR	Río Churubusco	SUR
PB <sub>4</sub>	Colector Miramontes	SUR	Río Churubusco	SUR
PB <sub>5</sub>	Colector Apatlaco	SUR	Río Churubusco	SUR
PB <sub>6</sub>	Colector Churubusco	SUR	Gran Canal DF	OTE
PB <sub>7</sub>	Gran Canal EM 18+500	OTE	Gran Canal EM	OTE
PB <sub>8</sub>	Gran Canal EM 11+600	OTE	Gran Canal EM	OTE
PB <sub>9</sub>	Dren General del Valle	OTE	Gran Canal EM	OTE



### 3.5. INTERCONEXIONES CONSIDERADAS PARA EL ANÁLISIS DE POLÍTICAS DE OPERACIÓN

Se distinguen las estructuras donde se variaron las políticas de operación de las estructuras que representan ya sea un subprotocolo de operación o un impacto local.

#### 3.5.1. Estructuras donde se varió la política de operación

Agrupándolas en cuatro zonas se tendrían las siguientes estructuras:

##### **1. SUR**

Incluye:

Captación Zaragoza [CO<sub>4</sub>] y Lagos de Regulación [CO<sub>3</sub>], como principales, pero además se contemplan:

- Colector Churubusco hacia IOS [CO<sub>10</sub>].
- Interceptor Iztapalapa hacia IOS [CO<sub>5</sub>].
- Control (virtual, para efectos de simulación) hacia PB Zaragoza, que permite evitar que se bombee cuando la captación Zaragoza está abierta.
- Canal Nacional-Canal de Chalco hacia IO [CO<sub>7</sub>].
- Colector Apatlaco hacia IO [CO<sub>8</sub>].
- Viaducto río Piedad hacia IC (a través del Interceptor Obrero Mundial) [CO<sub>9</sub>].
- Río Churubusco hacia IO [CO<sub>6</sub>].

## 2. OTGC

Corresponde exclusivamente a la Obra de Toma del Gran Canal hacia el IO [CO<sub>11</sub>].

## 3. IP-ICP

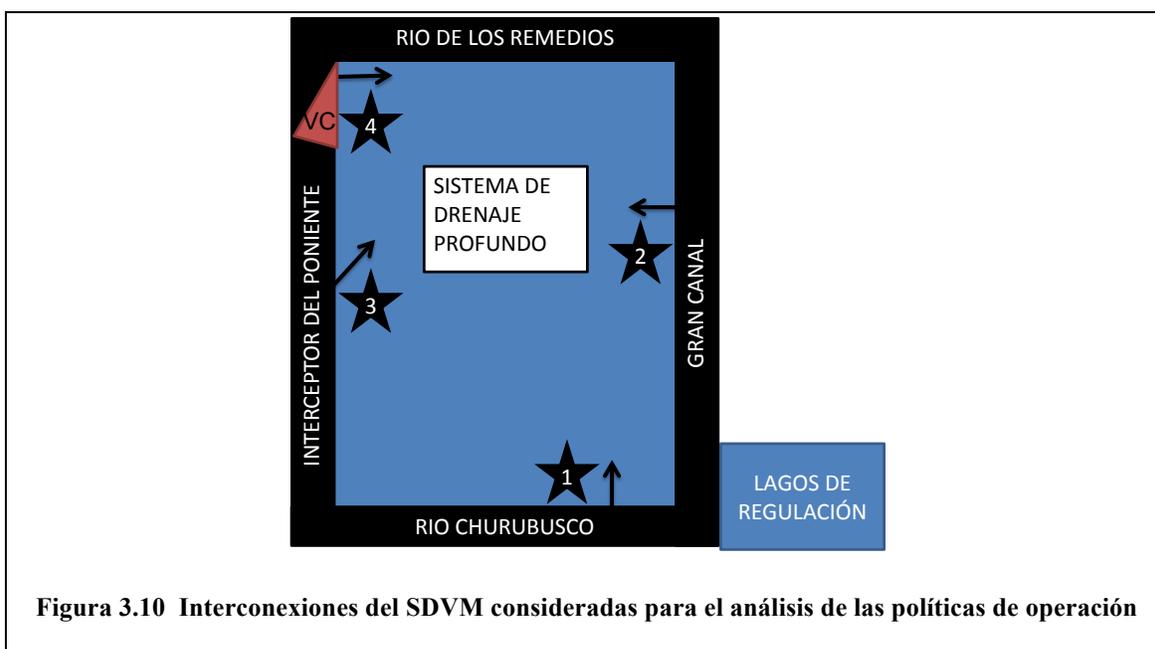
Corresponde exclusivamente a la derivación del IP hacia el ICP [CO<sub>2</sub>].

## 4. VC-RR

Incluye al Vaso de Cristo hacia el río de los Remedios [CO<sub>1</sub>] como principal, pero además se contempla:

- Río de los Remedios hacia IC [CO<sub>12</sub>].

En la figura 3.10 se muestra un esquema propuesto del SDVM que simplifica la filosofía regional de las políticas de operación.



### 3.5.2. Estructuras donde permaneció constante la política de operación

Las estructuras de compuertas que interconectan a los Lagos de Regulación (Laguna de Regulación Horaria y Lago Churubusco) con el Dren General del Valle [CO<sub>13</sub>, CO<sub>14</sub>] se consideraron abiertas durante el tiempo de simulación para todas las condiciones. Se recomienda elaborar un subprotocolo de operación de dichas estructuras, ya que recientemente se construyeron unas compuertas que, con una política de operación adecuada, beneficiarían en gran medida al SDVM.

En el caso de las plantas de bombeo se conservaron, en todas las simulaciones, las mismas curvas de elevaciones contra gastos de bombeo, así como la elevación de inicio y paro de los equipos<sup>22</sup>.

---

<sup>22</sup> Se omite dicha información para dar lugar a las estructuras donde sí variaron las políticas de operación.

#### 4. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS

En este capítulo se presenta el análisis de tormentas históricas en el Valle de México empleando la base de datos de 71 estaciones pluviográficas<sup>1</sup>, almacenada en archivos conocidos como PLU. Se emplearon datos registrados a partir del año 2000, en los cuales se identificaron algunos registros incongruentes; para subsanar lo anterior, se propone una metodología que permite estimar los datos faltantes o incongruentes, previa identificación de las estaciones con registros susceptibles de ser interpolados.

Se concluye que la metodología propuesta permite corregir deficiencias en los registros de la red de pluviógrafos del Valle de México y que, en general, la red funciona satisfactoriamente en las estaciones ubicadas dentro del Distrito Federal. Se recomienda que la red de pluviógrafos se amplíe en la periferia de la cuenca (dentro del Estado de México) y se propone modernizar la red actual para garantizar su confiabilidad.

La generación de los hidrogramas (que se describe en el inciso 4.6) se hace con la metodología presentada en el capítulo 2, la información de los parámetros hidrológicos descrita en el capítulo 3 y la reconstrucción de datos propuesta en el presente capítulo. Así mismo, se emplearon los datos de la regionalización de tormentas para generar hidrogramas con diversos periodos de retorno.

---

<sup>1</sup> De las 78 estaciones que el SACM tiene en operación actualmente, se identificó que 7 contienen información sistemática que requiere ser mejorada.

#### 4.1. INTRODUCCIÓN

La información hidrológica que se genera en el Valle de México se considera de las más completas y de mejor calidad, en comparación con otras cuencas del país. Es de importancia para el pronóstico de tormentas y elaboración de estadísticas pero, sobre todo, para el análisis del funcionamiento hidráulico del Sistema de Drenaje y Control de Inundaciones. De ahí la necesidad de contar con registros confiables y continuos en las estaciones pluviográficas; sin embargo, en algunos eventos hidrológicos la información no se registra adecuadamente en todas las estaciones, lo que origina que se requiera un procesamiento adicional para mejorar la cantidad y calidad de la información.

Antes de la comercialización de las computadoras, los datos de lluvia se obtenían gráficamente en el sitio donde se instalaba el pluviógrafo, por lo que era necesario un trabajo laborioso para leer la gráfica del registro pluviográfico.

En la actualidad se ha superado esa dificultad para dar paso a la obtención de datos en tiempo real que son almacenados en archivos de computadora, lo que permite un manejo más rápido de la información, y reduce el tiempo de análisis. Sin embargo, también se han generado nuevas dificultades, como el envío de señales incompletas o incongruentes (generando registros poco confiables) que, para ser usados adecuadamente, requieren especial atención en la calidad de la información, y hay que evitar suponer que arrojarán resultados adecuados por el solo hecho de ser automatizados.

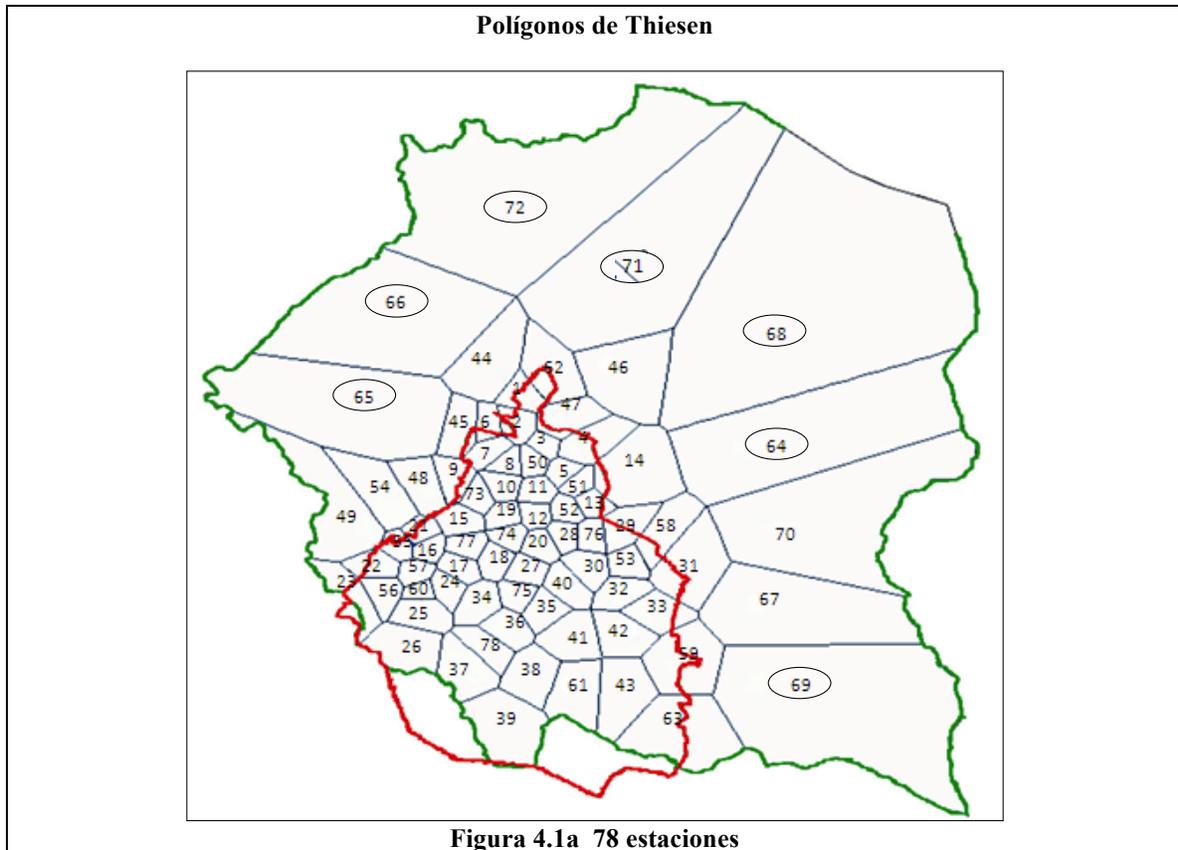
Con la información hidrológica disponible para el Valle de México se presenta una propuesta para analizar la base de datos y un procedimiento para restituir datos faltantes o incorrectos. La parte de la base de datos que se empleó consiste de siete años

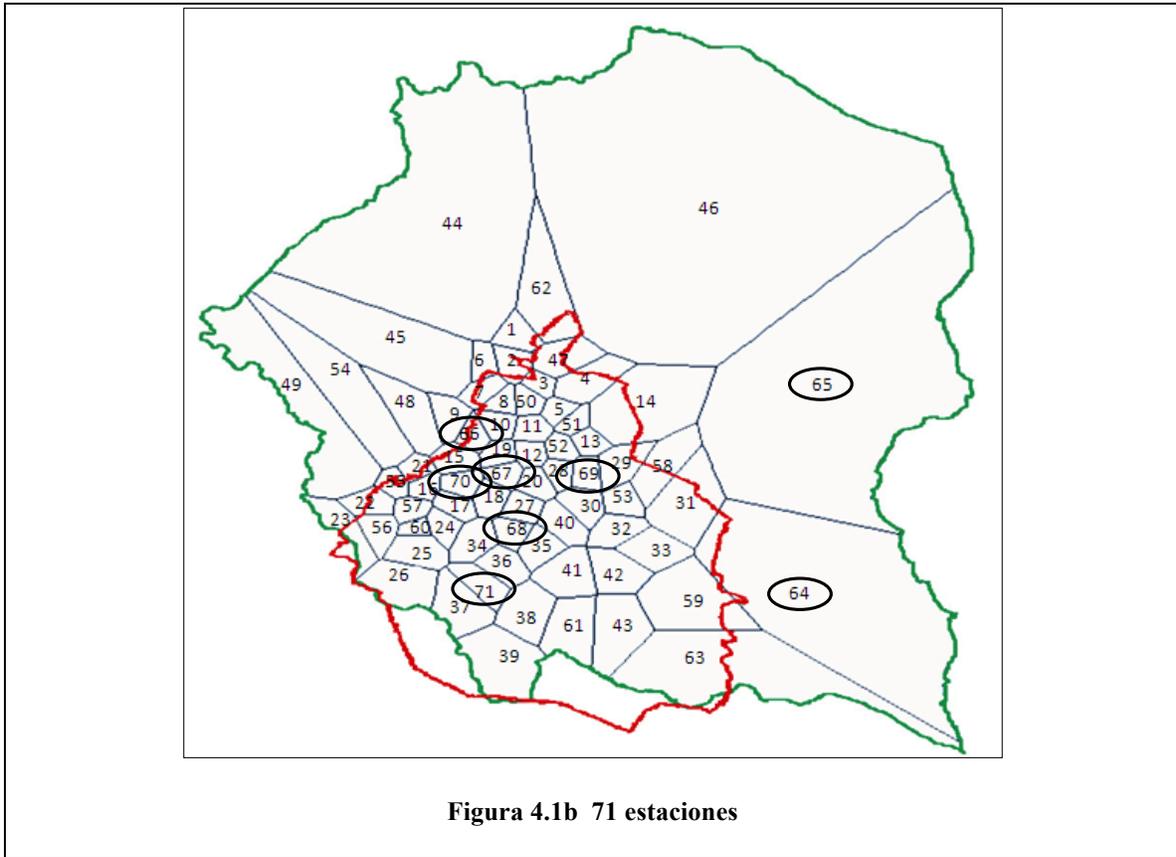
(2000-2007) de registro diario continuo, almacenada en un archivo para cada día (denominado PLU), que contiene datos de precipitación desde las seis de la mañana de un día a las seis de la mañana del siguiente.

En Domínguez (2004) se identificó que, en ocasiones, los registros son incompletos debido a tres tipos de problemas: 1) vacíos de información (en el tiempo), 2) repetición de datos, y 3) pérdida de basculamientos que aparecieron sistemáticamente y provocan que la altura de lluvia media en la cuenca pueda ser sub o sobreestimada. Los tres tipos se clasifican como: 1) no se registra información; 2) se registra información, pero la altura de lluvia es cero; y 3) se registra información, pero con valores cuestionables o incongruentes.

Garcés (2008) identificó que, de las 78 estaciones en operación, siete arrojaron registros en ceros sistemáticamente, por lo que recomienda excluirlas de los análisis hidrológicos y trazar los polígonos de Thiessen para 71 estaciones. En la tabla 4.1 se indican las siete estaciones que se descartan, así como la reenumeración adoptada para que las 71 estaciones tengan una numeración corrida. En la figura 4.1a se muestran los polígonos de Thiessen para las 78 estaciones, y, encerradas en un círculo, las siete estaciones descartadas. Mientras que en la figura 4.1b se muestran los polígonos de Thiessen para 71 estaciones, encerrando en un círculo las ocho que requirieron ser reenumeradas.

64	Se descarta
65	Se descarta
66	Se descarta
67	64
68	Se descarta
69	Se descarta
70	65
71	Se descarta
72	Se descarta
73	66
74	67
75	68
76	69
77	70
78	71





Se empleó un programa de computadora desarrollado en el Instituto de Ingeniería (Garcés, 2008), denominado TVM (Tormentas en el Valle de México), que permitió analizar la base de datos para validar el procedimiento que se expone.

#### 4.2. REVISIÓN DE REGISTROS PLUVIOGRÁFICOS

Para desarrollar la metodología, se describe primero la base de datos empleada; en seguida se identifican las estaciones con registros adecuados y las estaciones con registros susceptibles de ser interpolados. Usando el ejemplo de una tormenta, se describen los tres tipos de registros considerados como incorrectos.

#### 4.2.1. Base de datos

De la base de datos con que cuenta el SACM (1985-2007), Garcés (2008) seleccionó 23 tormentas. Como menciona, el criterio de selección considerado “corresponde a los eventos más severos identificados empleando la precipitación media en cada una de las siete zonas de aportación en que se dividió la Cuenca del Valle de México con base en el Sistema de Drenaje y Control de Inundaciones”. De esas 23 tormentas, en el presente trabajo se consideran las 10 que se indican en la tabla 4.2, por ser las más recientes y porque cuentan con mayor número de estaciones de registro.

1	20-Ago-00
2	13-Sep-00
3	12-Jul-02
4	04-Sep-02
5	21-Jun-03
6	03-Sep-03
7	17-Ago-04
8	30-Ago-05
9	16-Jul-07
10	22-Ago-07

Aun cuando el análisis que se describe en el presente trabajo se realizó para las 10 tormentas de la tabla anterior, para la explicación de la metodología se seleccionó únicamente la correspondiente al día 16 de julio de 2007 (RE070716.PLU).

#### 4.2.2. Estaciones con registros adecuados

En la tabla 4.3 se muestra una parte del registro que se recibe en la central de información. La parte mostrada corresponde a la estación 1. Los pulsos se reciben en centésimas de pulgada (1 pulso=0.254 mm) acumuladas en forma continua, que reinician su conteo al llegar a 99 pulsos.

El primer renglón (\*01) corresponde al número de la estación. Los siguientes renglones contienen tres columnas: altura de lluvia acumulada en pulsos; hora y minuto del registro, y día y mes del evento analizado.

El primer registro (con valor de 46 pulsos) corresponde a la continuación del día anterior y se toma como el cero del día del evento hidrológico. Los registros se obtienen en tiempos no uniformes debido a la programación establecida para el envío remoto de la señal a la central. La fecha cambia, del 16 de julio al 17 de julio, al llegar a las 24 horas.

La tabla termina con un registro de 55 pulsos, por lo que la altura de lluvia en 24 horas fue de 9 pulsos, que corresponden a 2,286 mm, como se aprecia en la figura 4.2, donde se presenta la curva masa del registro en milímetros.

Los datos de la tabla y la figura corresponden a un registro que puede ser considerado adecuado para la estación 1 en la tormenta denominada RE070716.PLU.

Tabla 4.3 Registro de la estación 01

*01		
46	07:23	16-jul
46	08:41	16-jul
46	09:58	16-jul
46	11:16	16-jul
46	15:39	16-jul
46	15:39	16-jul
46	15:39	16-jul
46	16:25	16-jul
46	17:42	16-jul
47	18:23	16-jul
48	19:24	16-jul
49	19:29	16-jul
50	19:48	16-jul
51	20:38	16-jul
52	20:40	16-jul
55	22:02	16-jul
55	23:19	16-jul
55	00:36	17-jul
55	01:54	17-jul
55	03:11	17-jul
55	04:28	17-jul
55	05:46	17-jul

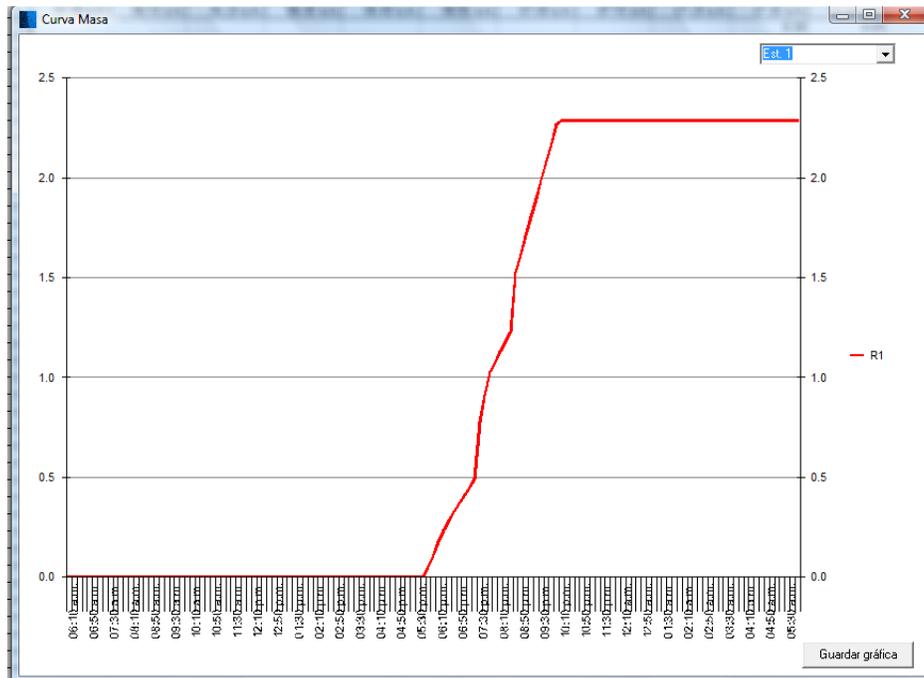


Figura 4.2 Curvas masa del registro de la estación 01

Sin embargo, no todos los registros son de la calidad del expuesto, por lo que se procedió a revisar el archivo completo del día analizado.

#### 4.2.3. Estaciones con registros incorrectos que requieren interpolación

Empleando el modelo TVM se generaron las gráficas de la curva masa de cada estación para revisarlas y clasificarlas como registros adecuados o susceptibles de ser interpolados.

Los registros susceptibles de ser interpolados se clasificaron en tres tipos:

Tipo A: Estación sin registro.

Tipo B: Estación con registro pero con altura de lluvia cero.

Tipo C: Estación con registro pero con valores cuestionables o incongruentes.

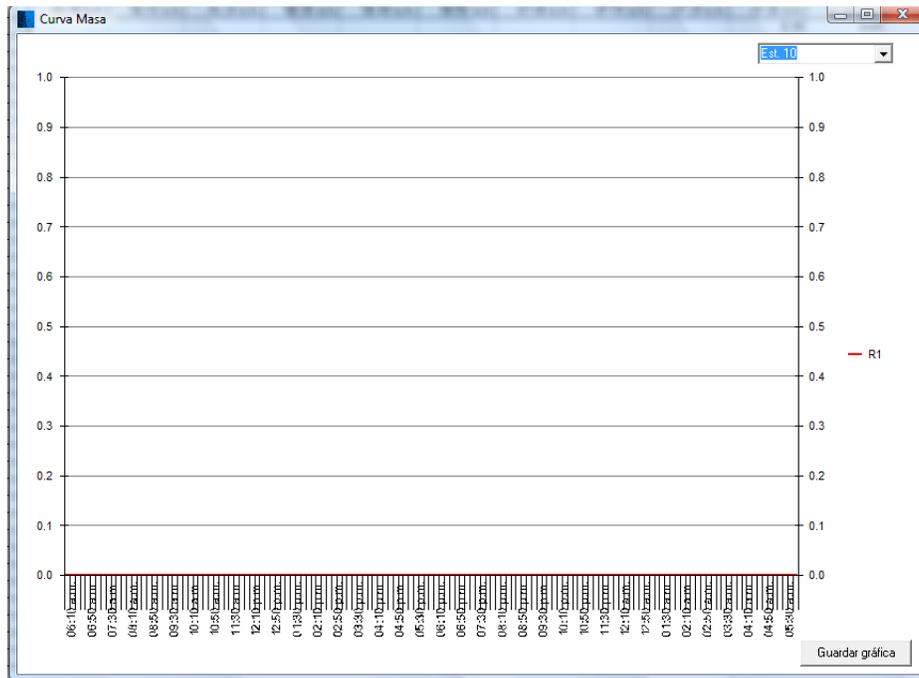
A continuación se describe un ejemplo de cada caso.

#### **Tipo A**

El tipo A se identifica por la falta de registro en una estación, que podría deberse al aparato de medición o a la falta de transmisión de datos durante todo el día de la tormenta. En la tabla 4.4 se muestra que la estación 10 no tiene datos, mientras que las estaciones 9 y 11 tienen un registro adecuado. Como consecuencia, la curva masa de la estación es una línea recta con valor cero, como se muestra en la figura 4.3.

**Tabla 4.4 Registro tipo A**

*9			
.....			
	14	22:47	16-jul
	15	22:48	16-jul
	16	22:52	16-jul
	16	00:00	17-jul
	17	00:09	17-jul
	17	01:16	17-jul
	17	02:23	17-jul
	17	03:31	17-jul
	17	04:38	17-jul
	17	05:45	17-jul
*10			
*11			
	27	06:50	16-jul
	27	08:08	16-jul
	27	09:25	16-jul
	27	10:42	16-jul
	27	12:00	16-jul
	27	15:39	16-jul
	27	15:39	16-jul
	27	17:10	16-jul
	28	18:21	16-jul
	29	18:22	16-jul
.....			



**Figura 4.3 Curvas masa del registro de la estación 10**

Adicionalmente, al analizar las estaciones colindantes (7, 8, 11, 19, 50 y 66), se observó que la altura de lluvia promedio en 24 horas para estas seis estaciones fue de 16.89 mm, mientras que la estación 10 registró cero, por lo cual se considera como registro incorrecto.

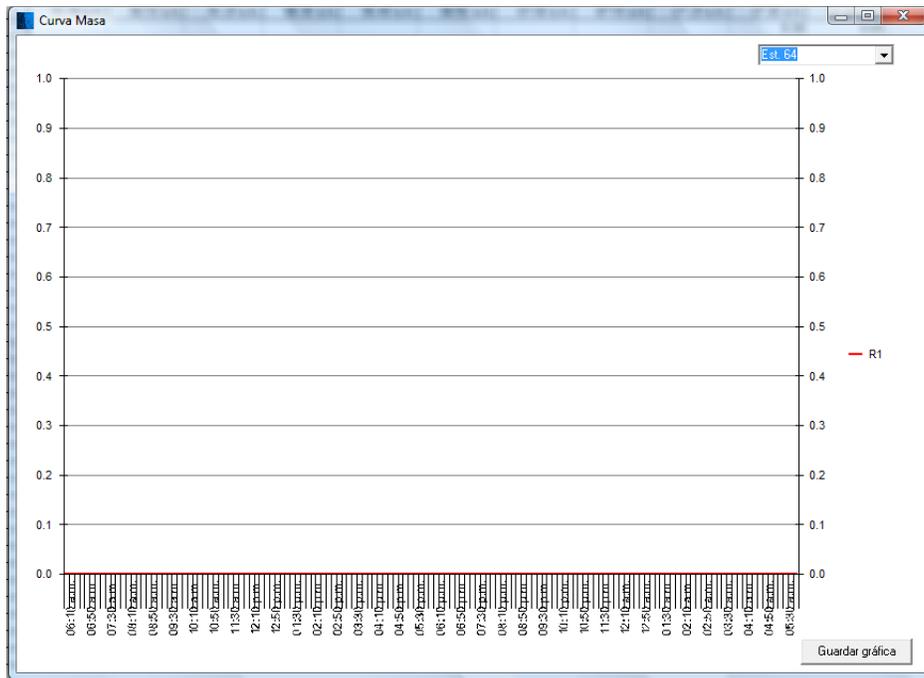
### **Tipo B**

El tipo B se caracteriza por contener información dentro de su registro, sin embargo, la altura de lluvia acumulada es cero. Este tipo de error ocurre, por ejemplo, cuando se presentan fallas intermitentes en el suministro de energía eléctrica.

En la tabla 4.5 se muestra que para la estación 63 se tiene un registro adecuado, mientras que las estaciones 64 y 66 marcan un solo pulso a las 18:46 y 19:17, respectivamente, derivando en una curva masa horizontal, tal como se muestra en la figura 4.4, para la estación 64 (para la estación 66 la figura sería similar). Conviene mencionar que las estaciones 65, 67, 68 y 69, incluidas en la tabla 4.5, son del tipo A.

**Tabla 4.5 Registro tipo B**

*63			
.....			
	85	23:18	16-jul
	87	23:45	16-jul
	88	23:57	16-jul
	89	00:04	17-jul
	89	01:18	17-jul
	89	02:33	17-jul
	89	03:48	17-jul
	89	05:03	17-jul
*64			
	1	18:46	16/07P
*65			
*66			
	1	19:17	16/07P
*67			
*68			
*69			
.....			



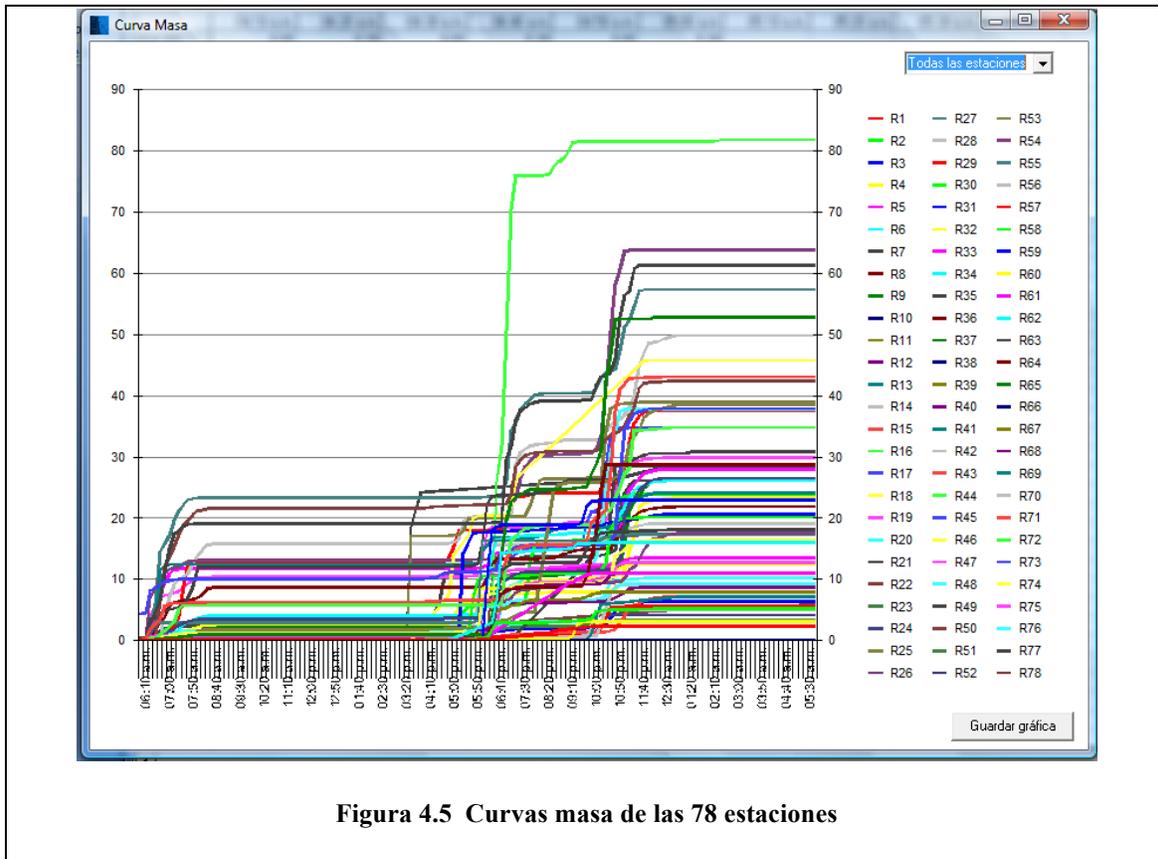
**Figura 4.4 Curvas masa del registro de la estación 64**

Al analizar las estaciones colindantes a la estación 64 (31, 33, 59, 63 y 65) se observó que la altura de lluvia promedio en 24 horas para estas cinco estaciones fue de 17.08 mm, mientras que en las estaciones 64 y 66, aun cuando tienen datos, la curva masa es cero, por lo cual se consideran como registros incorrectos.

### **Tipo C**

Las estaciones caracterizadas como tipo C requieren, en principio, de un análisis cualitativo, ya que en ocasiones se tienen registros que indican láminas de precipitación cuyos valores difieren considerablemente de los registros tanto de las estaciones colindantes como del resto de la cuenca. Una de las posibles razones es la falta de calibración o una falla temporal de los aparatos de registro.

El primer análisis consiste en dibujar la curva masa de todas las estaciones para observar la tendencia general de la tormenta y los valores de la altura de lluvia en 24 horas. Con el modelo TVM se generó la figura 4.5, donde se aprecia que hay una estación con poco más de 80 mm en 24 horas —que representa aproximadamente un 30% más que las estaciones que le siguen en valor máximo—, lo cual refleja que posiblemente se trata de un registro incorrecto tipo C. Del análisis de la curva masa por estación, generada con el mismo modelo TVM, se identificó que ésta corresponde a la estación 44.

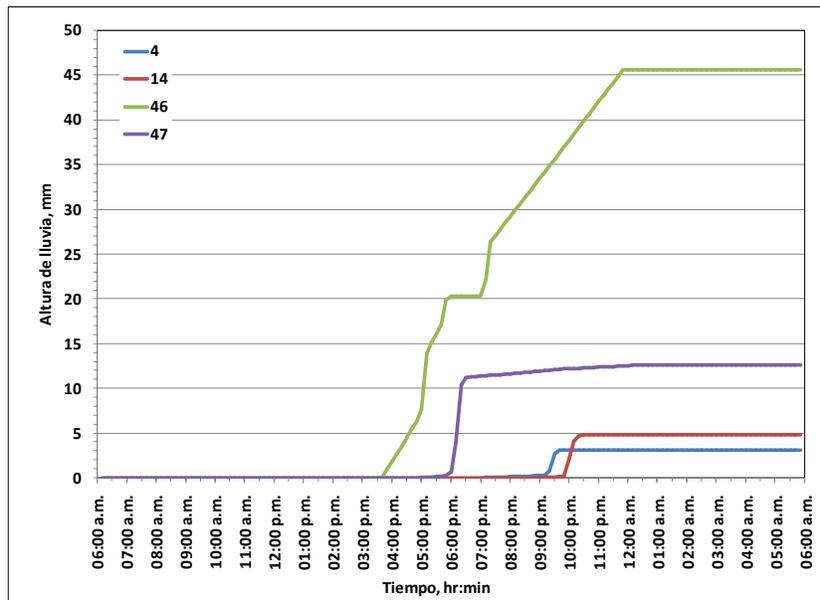


Así mismo, en la tabla 4.6 se muestra otro ejemplo tipo C, la estación 46, cuyo registro cuenta con valores, sin embargo, al momento de dibujar la curva masa en conjunto con sus estaciones colindantes, que contaron con registros considerados adecuados —como se muestra en la figura 4.6—, se observa una variación lineal entre las 19 y las 23 horas, por lo que se procedió a revisar dicho registro. Se aprecia que a las 19:07 se tiene un registro de 78 pulsos, igual que a las 23:51, pero dentro de ese intervalo se tienen dos valores de 1 pulso repetido a las 19:17 horas. Lo anterior podría deberse a una falla temporal de los aparatos de registro que genera la sobrevaloración de la tormenta, ya que el cambio de 78 pulsos a 1 es de 22 pulsos, y el cambio de 1 a 78 es de 77 pulsos adicionales para un total

de 99 pulsos que, convertidos en altura de lluvia, resulta en 25.15 mm: esto se considera como una representación de lluvia adicional a la que ocurrió realmente.

**Tabla 4.6 Registro tipo C**

*46		
.....		
70	17:44	16-jul
72	17:45	16-jul
73	17:46	16-jul
74	17:46	16-jul
75	17:47	16-jul
76	17:48	16-jul
78	18:01	16-jul
78	19:07	16-jul
1	19:17	16-jul
1	19:17	16-jul
78	23:51	16-jul
78	01:02	17-jul
78	02:13	17-jul
78	03:25	17-jul
78	05:47	17-jul
*47		



**Figura 4.6 Curva masa de la estación 46 y las colindantes 4, 14 y 47**

Al analizar las estaciones colindantes a la 46 (4, 14, 44, 47, 62 y 65), se observó que la altura de lluvia promedio en 24 horas (sin considerar las estaciones 44, 62 y 65 por tener problemas tipo A, A y B, respectivamente) fue de 6.86 mm, mientras que la estación 46 tiene un valor de 45 mm en 24 horas, muy por encima del promedio y con una tendencia diferente a las colindantes, por lo que se determinó que el registro es incorrecto de tipo C.

Siguiendo este procedimiento de identificación se analizaron las 10 tormentas para determinar las estaciones con registro incorrecto —susceptibles de interpolación— mostradas en la tabla 4.7, donde el número de la estación corresponde ya a la reenumeración propuesta en la tabla 4.1.

**Tabla 4.7 Estaciones interpoladas para las 10 tormentas, agrupadas por tipo.**

	Tipo A							Tipo B							Tipo C							TOTAL			
RE000820	62	63	71					23								14	32					6			
RE000913	6	8	44	63	71			1	45	46	64					2	14	39	53	62		14			
RE020712	16	39	43	46	64	65		17	24	42						22	23	44	56			13			
RE020904	23	28	44	46	64	65		9								31	40	42	43	59		12			
RE030621	1	10	20	42	44	46	62	ninguna								4	23	53	67			11			
RE030903	4	34	62	65	68	69		23	27	46						3	7	26	43	61	70	15			
RE040817	60	63	65	67				1	3	5	6	7	8	44	46	47	64	70	2	4	14	45	50		20
RE050830	3	44	49	58	67	69		23	26	31	32	38	53	64				8	12	47	48	62		18	
RE070716	10	23	38	39	45	62		64	65									44	46					10	
RE070822	2	20	32	30	44	62	63	64	65	ninguna									35						10

Se aprecia en la tabla anterior que todas las tormentas tienen estaciones susceptibles de ser interpoladas, lo cual indica una posible falta de mantenimiento o, bien, que se requiere modernizar la red de pluviógrafos y su sistema de transmisión remota. También podría considerarse que es poco probable que se cuente con registros completos para otras fechas, por lo que el procedimiento que se propone será necesario realizarlo en tanto no se cuente con información confiable.

### 4.3. METODOLOGÍA PROPUESTA PARA LA RECONSTRUCCIÓN DE DATOS DE LLUVIA

La metodología propuesta para interpolar los registros faltantes parte de la premisa de que cada estación cuenta con cierto número de estaciones colindantes que reflejan la forma y altura de lluvia en 24 horas en la zona que define el polígono de Thiessen de dicha estación. Para la interpolación se emplea la subrutina programada en el modelo TVM, que se basa en el método del inverso de la distancia. Para validar la metodología se hizo la interpolación en todas las estaciones de la tormenta del 16 de julio de 2007.

#### 4.3.1. Definición de estaciones colindantes

Para cada una de las 71 estaciones en operación se generó una figura marcando las que son contiguas. Como ejemplo se muestra la figura 4.7, donde se indican las estaciones aledañas a la número 10.

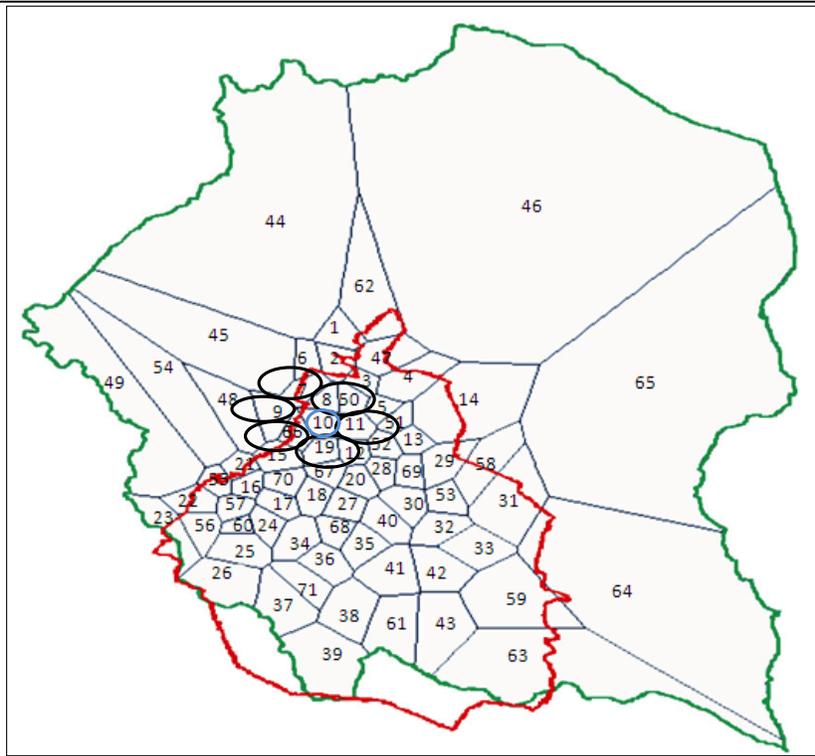


Figura 4.7 Estaciones colindantes a la estación 10

De esta manera se generó la tabla 4.8, donde se indican las estaciones colindantes que se emplean en cada una para interpolar.

Tabla 4.8 Estaciones colindantes a cada una de las 71 estaciones consideradas

ESTACION	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	
COLINDANCIA	2	1	2	3	3	1	2	2	7	7	5	11	14	4	9	15	16	17	10	12	15	23	22	17	24	23	18	12	13	20	32	30	31	17	27	34	
	6	3	4	5	4	2	6	7	10	8	10	19	29	13	16	17	18	27	11	27	16	49	26	25	26	25	20	20	14	28	33	31	32	18	36	35	
	44	6	5	14	11	7	8	10	15	9	12	20	51	29	19	21	24	34	12	28	48	55	49	34	34	37	35	30	53	32	53	33	42	24	40	38	
	47	7	47	46	50	44	9	50	45	11	19	28	52	46	21	55	34	67	15	30	54	56	56	57	37	56	40	52	58	40	58	40	59	25	41	41	
	62	8	50	47	51	45	10		48	19	50	52	69	51	48	57	57	68	66	40	55	57		60	56		67	69	69	53	64	42	64	36	68	68	
	47		51			45		66	50	51	67		58	66	70	70		67	67					60	66	68			69	65	53		68		71		
		50					66			66	52			65	67				70						71										71		
ESTACION	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71		
COLINDANCIA	25	36	37	20	32	32	41	1	6	4	1	9	22	2	4	11	29	21	16	22	16	14	33	24	38	1	43	31	14	7	12	18	13	15	25		
	26	37	38	27	35	33	42	6	7	14	2	15	23	3	5	12	30	45	21	23	17	29	42	25	39	44	59	33	31	9	15	27	28	16	34		
	38	39	61	30	36	40	59	45	9	44	3	21	54	5	11	13	31	48	22	25	22	31	43	56	41	46	64	59	46	10	18	34	29	17	36		
	39	41		32	38	41	61	46	44	47	4	45	55	8	13	28	32	49	49	26	24	53	63	57	42	47		63	58	15	19	35	30	18	37		
	71	61		35	40	43	63	62	48	62	46	54		10	14	51	58	55	54	57	55	65	64		43		65	64	19	20	36	52	19	38			
		71		41	42	59			54	65	62			11	52	69	69		57	60	56										27	40	53	67			
				42	43	61														60											70						
			68	61																																	

Esta tabla se generó una sola vez y es factible aplicarla en cualquier tormenta registrada a partir del año 2000, por lo que se empleó para las 10 tormentas consideradas y se podría seguir utilizando en tanto el número de estaciones en operación no se incremente.

#### 4.3.2. Método del inverso de la distancia (IDW)

El método del inverso de la distancia (IDW) incorpora explícitamente la suposición de que el valor de la precipitación se aproxima más al observado en los puntos más cercanos, que en los más lejanos. Así pues, el método IDW supone que cada punto medido tiene una influencia local que es inversamente proporcional a la distancia.

El método de Shepard (1968) es una extensión del método IDW, que consiste en obtener una media pesada de los valores registrados en N sitios próximos al punto de interpolación, utilizando como peso al inverso de la distancia entre el punto a interpolar y los puntos que le rodean.

La función  $z=hp(x,y)$  para  $(x,y) \in B$ , donde B es una región arbitraria del plano  $x,y$ , se interpola para los puntos dados  $(x_j,y_j)$  a través de la función:

$$\phi(x,y) = \sum_{j=0}^N w_j(x,y)hp_j \quad (\text{ec. 4.1})$$

Donde:  $hp_j$  son los valores de la función  $hp(x_j, y_j)$  en los puntos conocidos  $(x_j, y_j)$ ,  $j=0, \dots, N$ , y  $w_j = w_j(x, y)$  es el factor de peso, dado por:

$$w_j(x, y) = \frac{\frac{1}{r_j^\mu}}{\sum_{i=0}^N \frac{1}{r_i^\mu}}, \quad 0 < \mu < \infty \quad (\text{ec. 4.2})$$

Siendo  $r_j(x, y)$  la distancia entre el punto  $(x, y)$  y el punto conocido  $(x_j, y_j)$ , como sigue:

$$r_j(x, y) = \sqrt{(x - x_j)^2 + (y - y_j)^2}, \quad j = 0, \dots, N \quad (\text{ec. 4.3})$$

El exponente  $\mu$  puede tener valores en el intervalo  $[1, 3]$  (Press et al., 2007); sin embargo, debe tenerse cuidado con la selección, puesto que el valor escogido puede afectar la precisión del campo interpolado (Dirks et al., 1998).

A la (ec. 4.1) se le conoce como método global o general de Shepard, debido a que considera todos los  $N$  puntos conocidos. En ocasiones es necesario limitar el número de datos a interpolar y, para ello, en Shepard (1968) se propone una modificación en el cálculo de  $w_j(x, y)$ , la cual utiliza solamente los puntos  $(x_j, y_j)$  ubicados dentro de un círculo de radio  $R$  alrededor del punto  $(x, y)$ . A este procedimiento se le llama método local de Shepard, y los factores de peso  $w_j(x, y)$  se determinan con los parámetros de Franke-Little (Franke, 1982; Engeln-Müllges y Uhlig, 1996), dados por la siguiente expresión:

$$\xi(x, y) = \begin{cases} 1 - \frac{r_j(x, y)}{R} & \text{para } 0 < r_j(x, y) < R \\ 0 & \text{para } r_j(x, y) \geq R \end{cases}$$

(ec. 4.4)

El factor de peso resulta entonces:

$$w_j(x, y) = \frac{\xi_j^\mu(x, y)}{\sum_{i=0}^N \xi_i^\mu(x, y)}$$

(ec. 4.5)

Así pues, el método local de Shepard queda definido según la siguiente expresión:

$$\phi(x, y) = \sum_{j=0}^N w_j(x, y) * hp_j = \frac{\sum_{j=0}^N \left(1 - \frac{r_j(x, y)}{R}\right)^\mu * hp_j}{\sum_{i=0}^N \left(1 - \frac{r_i(x, y)}{R}\right)^\mu}$$

(ec. 4.6)

De forma general, los métodos de inverso de la distancia tienen la ventaja de que su implementación es muy sencilla y que los resultados se obtienen con gran rapidez, pero tienen la desventaja de ser muy sensibles a los valores extremos (por ser interpoladores exactos) y que sólo toman en cuenta la distancia euclidiana sin incluir otros aspectos como la correlación espacial de los datos.

La propuesta consistió en sustituir el criterio de usar las estaciones situadas dentro del círculo de radio R por las estaciones colindantes mostradas en la tabla 4.8.

#### 4.3.3. Validación de la metodología propuesta

Para validar el procedimiento propuesto se empleó el modelo TVM y las estaciones colindantes que se indican en la tabla 4.8 para la tormenta del día 16 de julio de 2007, a la que corresponde al archivo: RE070716.PLU.

Como primer paso para la validación se interpolaron los datos de lluvia en las estaciones indicadas en la tabla 4.7, con el objetivo de trabajar con un archivo en el que todas las estaciones contaran con registro. Para las operaciones formuladas en la validación que se describe enseguida no se incluyen estas estaciones.

Para cada estación se generó un archivo PLU y se eliminó la información, mientras que el de las 70 estaciones restantes se conservaron. Por ejemplo, para la estación 1, se generó un archivo donde se elimina la información de la estación 1, conservando la información de las estaciones 2 a 71, y así sucesivamente.

Con ayuda de la tabla 4.8 se seleccionaron las estaciones que se emplearon para obtener el valor interpolado correspondiente a cada estación.

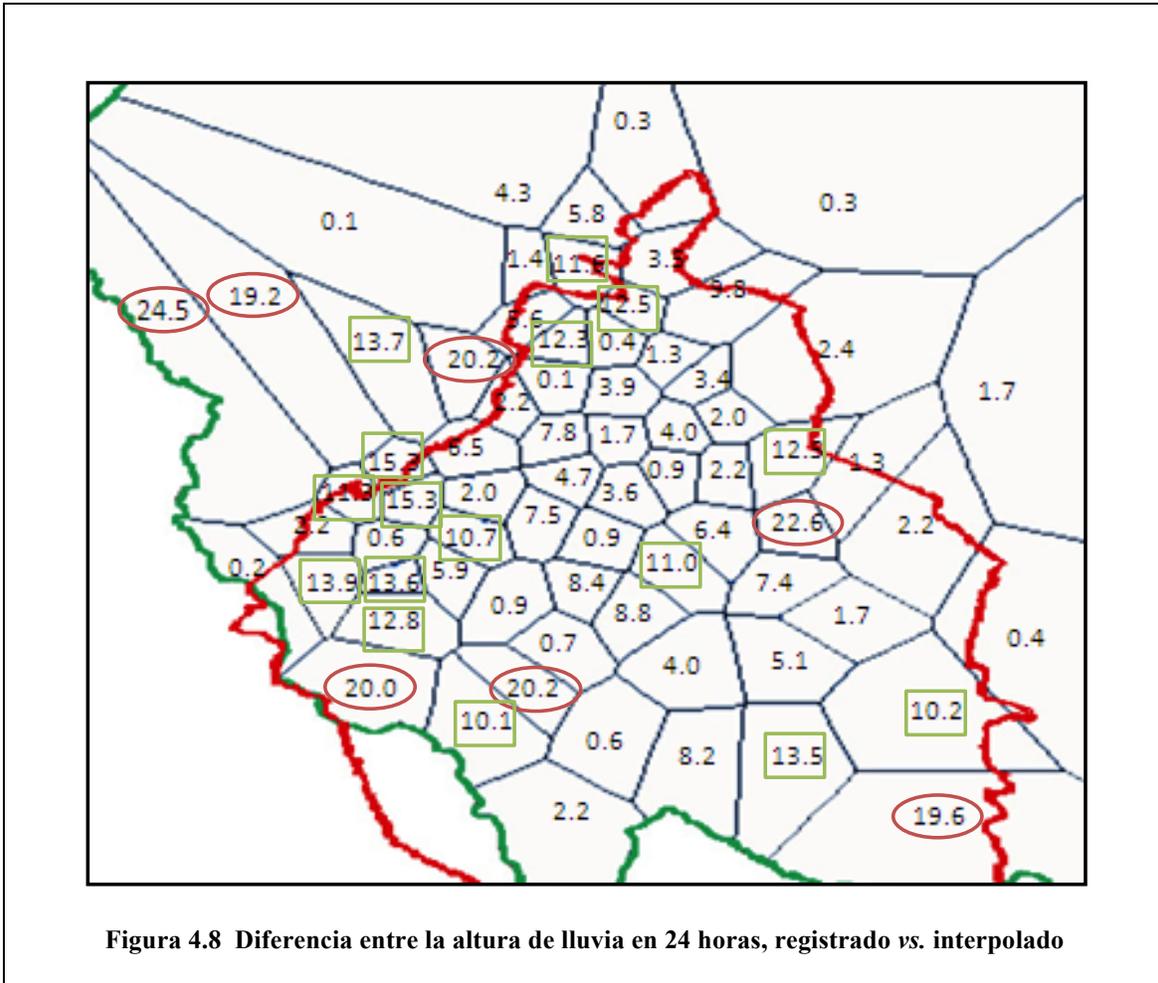
La tabla 4.9 contiene la diferencia en valor absoluto, para cada estación, entre los datos registrados y los obtenidos de la interpolación. Dichas diferencias se muestran también en la figura 4.8.

Tabla 4.9 Altura de lluvia en 24 horas, registros e interpolación

ESTACIÓN	REGISTRO	INTERPOLADA	DIFERENCIA	ESTACIÓN	REGISTRO	INTERPOLADA	DIFERENCIA	ESTACIÓN	REGISTRO	INTERPOLADA	DIFERENCIA
	mm	mm	mm, absoluto		mm	mm	mm, absoluto		mm	mm	mm, absoluto
1	2.29	8.08	5.8	26***	17.53	37.57	20.0	51	3.30	6.73	3.4
2**	5.08	16.70	11.6	27	17.25	18.12	0.9	52	4.06	8.03	4.0
3**	22.86	10.39	12.5	28	9.14	10.09	0.9	53***	38.86	16.30	22.6
4	3.05	12.90	9.8	29**	5.59	18.04	12.5	54***	63.80	44.57	19.2
5	10.92	9.66	1.3	30	20.07	13.67	6.4	55**	57.33	46.05	11.3
6	16.00	14.64	1.4	31	20.57	22.81	2.2	56**	49.77	35.82	13.9
7	18.03	23.59	5.6	32	12.45	19.81	7.4	57	37.51	38.09	0.6
8**	28.70	16.42	12.3	33	13.46	15.19	1.7	58	23.88	22.56	1.3
9***	52.75	32.52	20.2	34	26.14	25.26	0.9	59**	6.35	16.51	10.2
10*	20.83	20.73	0.1	35	30.73	21.97	8.8	60**	23.27	36.88	13.6
11	7.87	11.73	3.9	36	21.84	22.50	0.7	61	27.94	19.71	8.2
12	10.92	9.22	1.7	37**	26.40	16.28	10.1	62*	5.59	5.90	0.3
13	7.11	5.13	2.0	38*	22.10	22.70	0.6	63***	27.94	8.34	19.6
14	4.83	7.25	2.4	39*	27.43	25.26	2.2	64*	16.26	16.70	0.4
15	43.02	36.52	6.5	40**	8.64	19.64	11.0	65*	17.78	16.12	1.7
16**	34.73	50.02	15.3	41	24.06	20.04	4.0	66	34.75	32.59	2.2
17**	37.85	27.14	10.7	42	19.05	13.98	5.1	67	12.53	17.24	4.7
18	16.44	23.91	7.5	43**	7.11	20.63	13.5	68	29.88	21.44	8.4
19	12.62	20.39	7.8	44*	5.84	10.16	4.3	69	10.16	12.36	2.2
20	9.14	12.78	3.6	45*	24.64	24.57	0.1	70	26.08	28.12	2.0
21**	61.24	45.92	15.3	46*	7.11	7.45	0.3	71***	5.73	25.93	20.2
22	42.32	44.50	2.2	47	12.70	9.23	3.5				
23*	38.86	38.63	0.2	48**	37.78	51.48	13.7				
24	26.47	32.35	5.9	49***	28.46	52.97	24.5				
25**	38.47	25.72	12.8	50	17.23	17.64	0.4				

\* Interpoladas previamente  
\*\* Diferencia entre 10 y 16 mm  
\*\*\* Diferencia mayor a 16 mm

Se destacan en verde los 16 sitios en los que dicho valor quedó comprendido entre 10 y 16 mm y en rojo los siete en donde la diferencia fue mayor a 16 mm.



Se aprecia que las estaciones con mejor aproximación se ubican sensiblemente dentro del Distrito Federal y las diferencias mayores a 10 mm en su periferia, sobre todo en las estaciones ubicadas en la división de las cuencas aledañas al Valle de México.

En la tabla 4.10 se analizan las siete estaciones con mayor diferencia. Aparece un renglón de “promedio” de las estaciones colindantes empleadas para la interpolación, misma que se compara en los siguientes renglones con el valor derivado de la interpolación y del registro real de la propia estación.

Se observa que las diferencias entre el promedio aritmético y el resultado de la interpolación son pequeñas, mientras que entre el registrado y el interpolado estas son considerables.

**Tabla 4.10 Estaciones con mayor diferencia entre el registro y la interpolación  
para la altura de lluvia en 24 horas**

ESTACIÓN	9		26		49		53		54		63		71	
	E	hp <sub>24hr</sub>												
	7	18.03	23	38.86	22	42.32	29	5.59	21	61.24	43	7.11	25	38.47
	10	20.83	25	38.47	23	38.86	30	20.07	45	24.64	59	6.35	34	26.14
	15	43.02	37	26.40	54	63.80	31	20.57	48	37.78	64	16.26	36	21.84
	45	24.64	56	49.77	55	57.33	32	12.45	49	28.46			37	26.4
	48	37.78					58	23.88	55	57.33			38	22.1
	66	34.75					69	10.16						
PROMEDIO		29.84		38.38		50.58		15.45		41.89		9.91		26.99
INTERPOLADO		32.52		37.57		52.97		16.30		44.57		8.34		25.93
REGISTRO		52.75		17.53		28.46		38.86		63.80		27.94		5.73
DIFERENCIA		20.23		20.04		24.51		22.56		19.23		19.60		20.23
CASO		1		2		2		1		1		1		2

E se refiere a las estaciones empleadas para interpolar  
Las estaciones previamente interpoladas se remarcan

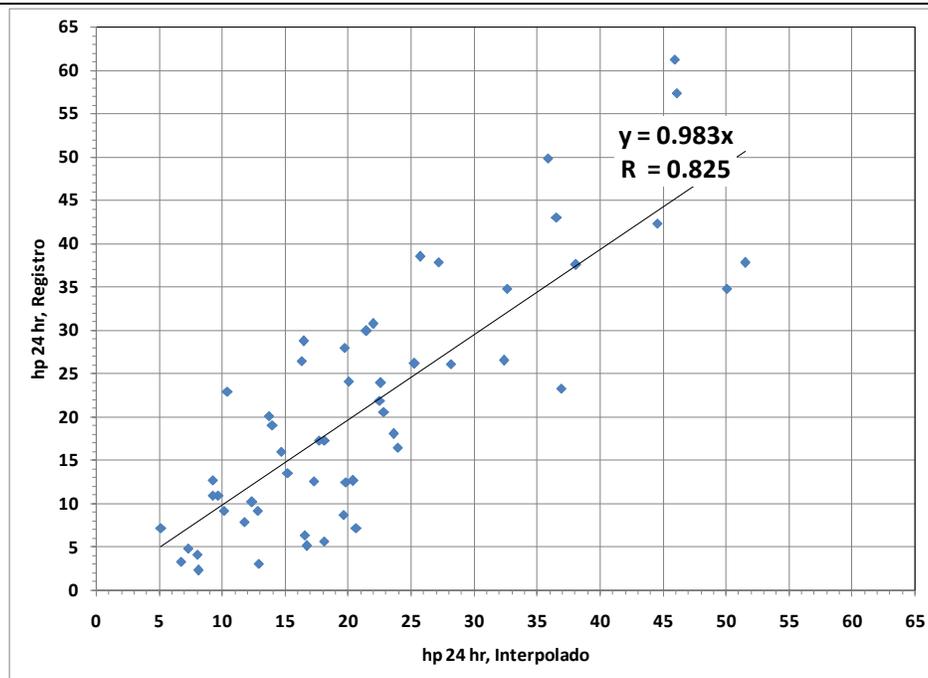
Las estaciones identificadas como caso 1 son aquellas en las que el valor interpolado fue menor que el registrado, y las definidas como caso 2 en las que aumentó.

El análisis de los valores de la tabla 4.10 muestra que, para las estaciones identificadas como caso 1, todas las contiguas registraron valores menores a los de la estación en estudio, de tal forma que cualquier tipo de interpolación llevaría a estimar un valor menor al registrado, como sucedió con el procedimiento propuesto. Lo mismo ocurrió con las que pertenecen al caso 2, donde ahora las estaciones colindantes registraron mayor precipitación que la analizada.

Las estaciones 54 y 63 —que corresponden al caso 1— y las 49 y 26 —que corresponden al 2— están situadas en la periferia de todo el conjunto de estaciones que registran dentro de la cuenca del Valle de México (ver figura 4.8), por lo que se puede suponer una tendencia a un incremento brusco en la precipitación (caso 1) o, de manera similar, la tendencia a una disminución significativa (caso 2). Sin embargo, esta hipótesis se contradice con los valores medidos en las estaciones 49 y 54, en las que, a pesar de la cercanía entre ellas, se registraron 28.46 mm y 63.90 mm, respectivamente, en tanto que los valores interpolados de 52.97 mm y 49.57 mm parecen más congruentes entre sí.

Lo anterior muestra que, aun cuando se haga una revisión de los tipos A, B y C de cada estación, podría ocurrir que otras cuenten con registros poco consistentes con la información de las estaciones con tendencia similar. Esto podría ser resultado de una alta variabilidad espacial de la lluvia, característica de zonas convectivas.

Otra comparación entre los valores registrados y los interpolados se muestra en la figura 4.9, donde se aprecia una buena correlación entre los valores medidos y los interpolados. Para generar la gráfica se descartaron las siete estaciones con diferencia mayor a 16 mm.



**Figura 4.9 Correlación entre los valores registrados y los interpolados**

Se considera que la propuesta de interpolar la información de una estación, con base en las colindantes, es adecuada y puede aplicarse para otras tormentas dentro del Valle de México.

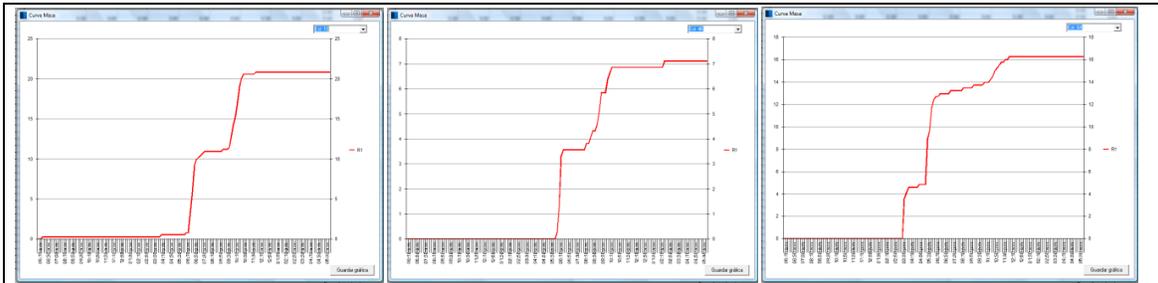
Para reducir los errores de estimación con la presente metodología y, en general, para mejorar la cantidad y calidad de la información, se propone poner en funcionamiento las estaciones de la periferia (que fueron descartadas inicialmente en el presente trabajo), y modernizar el sistema de medición y transmisión de datos para mejorar la confiabilidad de los registros.

#### 4.4. RESULTADOS

Con la metodología expuesta y con los registros de las 10 tormentas seleccionadas se procedió a interpolar los datos de lluvia con registros tipo A, B y C de las estaciones indicadas en la tabla 7. Con apoyo del modelo TVM se generaron: el hietograma medio de la cuenca, la curva masa media de la misma, y el plano de la distribución espacial de la lluvia en 24 horas. Se presenta también una comparación entre la altura de lluvia en 24 horas para las 10 tormentas analizadas con los registros originales y después de la aplicación de la metodología propuesta.

##### 4.4.1 Aplicación a la tormenta del 16 de julio de 2007

El modelo TVM arroja como resultado el hietograma de la estación cuyos valores se interpolaron, con lo cual es factible reconstruir el archivo PLU y generar la curva masa. En la figura 4.10 se muestra la curva masa interpolada de las estaciones 10, 46 y 64, que fueron las utilizadas para ejemplificar los tipos A, C y B, respectivamente (ver figuras 4.3, 4.4 y 4.6). Se aprecia que, de tener una curva masa con ceros, ahora se tienen forma y valores congruentes con las estaciones colindantes y con la media de la cuenca.



**Figura 4.10 Curva masa interpolada de las estaciones 10, 46 y 64**

En el caso de la tormenta del 16 de julio de 2007 se obtuvo la altura de lluvia en 24 horas para las 10 estaciones en las que se detectaron errores del tipo A, B o C. En la tabla 4.11 se muestra el número de la estación, el tipo de problema del registro, el valor de la altura de lluvia en 24 horas (registrado e interpolado) y la suma de la altura de lluvia de las 10 estaciones.

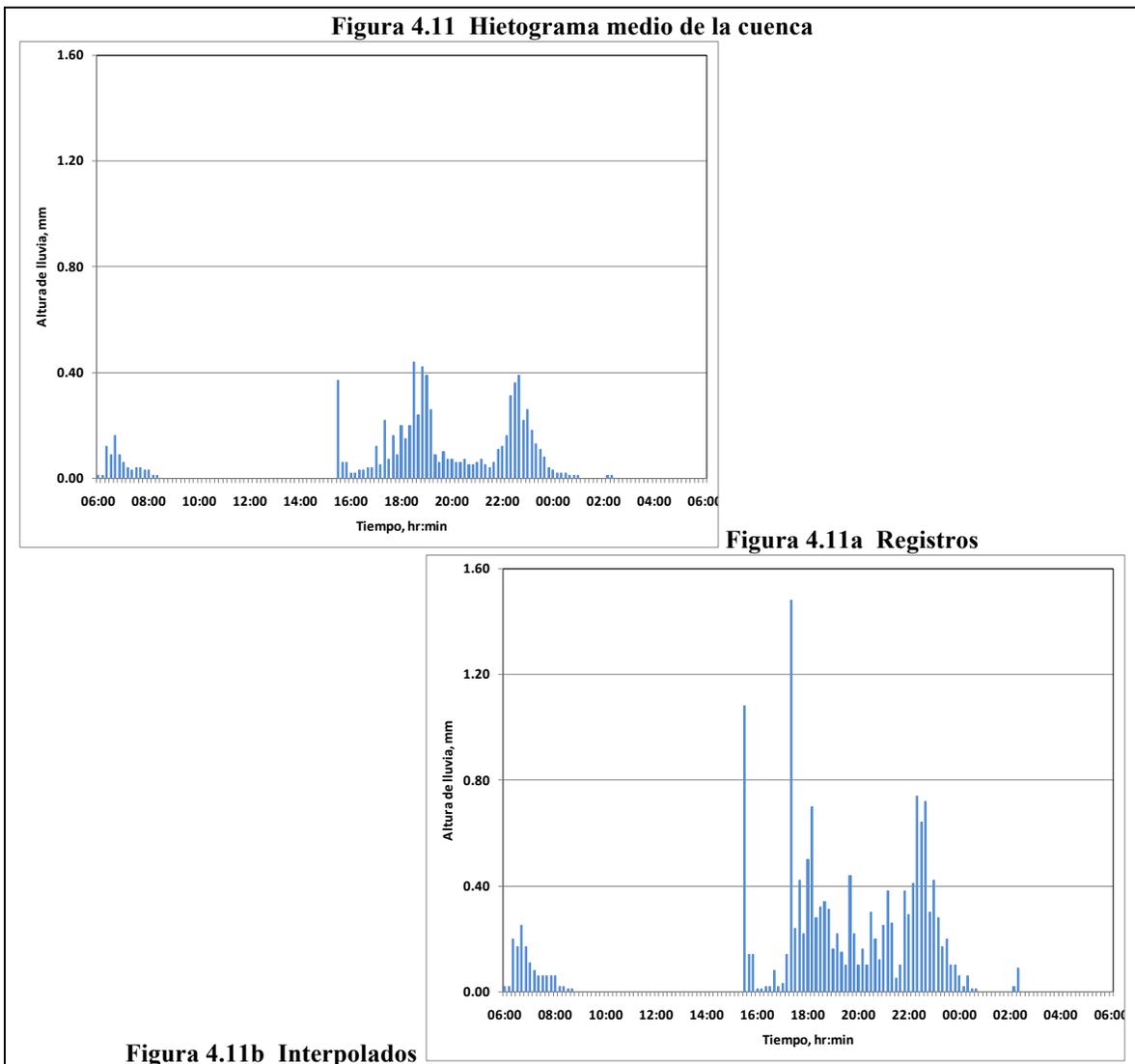
**Tabla 4.11 Altura de lluvia en 24 horas registrada e interpolada,  
para la tormenta del 7 de julio de 2007**

ESTACIÓN	10	23	38	39	44	45	46	62	64	65	SUMA
TIPO	A	A	A	A	C	A	C	A	B	B	
ORIGINAL (mm)	-	-	-	-	81.79	-	45.72	-	-	-	127.51
INTERPOLADA (mm)	20.83	38.86	22.10	27.43	5.84	24.64	7.11	5.59	16.26	17.78	186.44

El análisis de la tabla indica claramente la subestimación de la tormenta por las fallas identificadas, así como la mejoría en cantidad y calidad de la información con la metodología propuesta.

#### 4.4.2. Hietograma medio de la cuenca

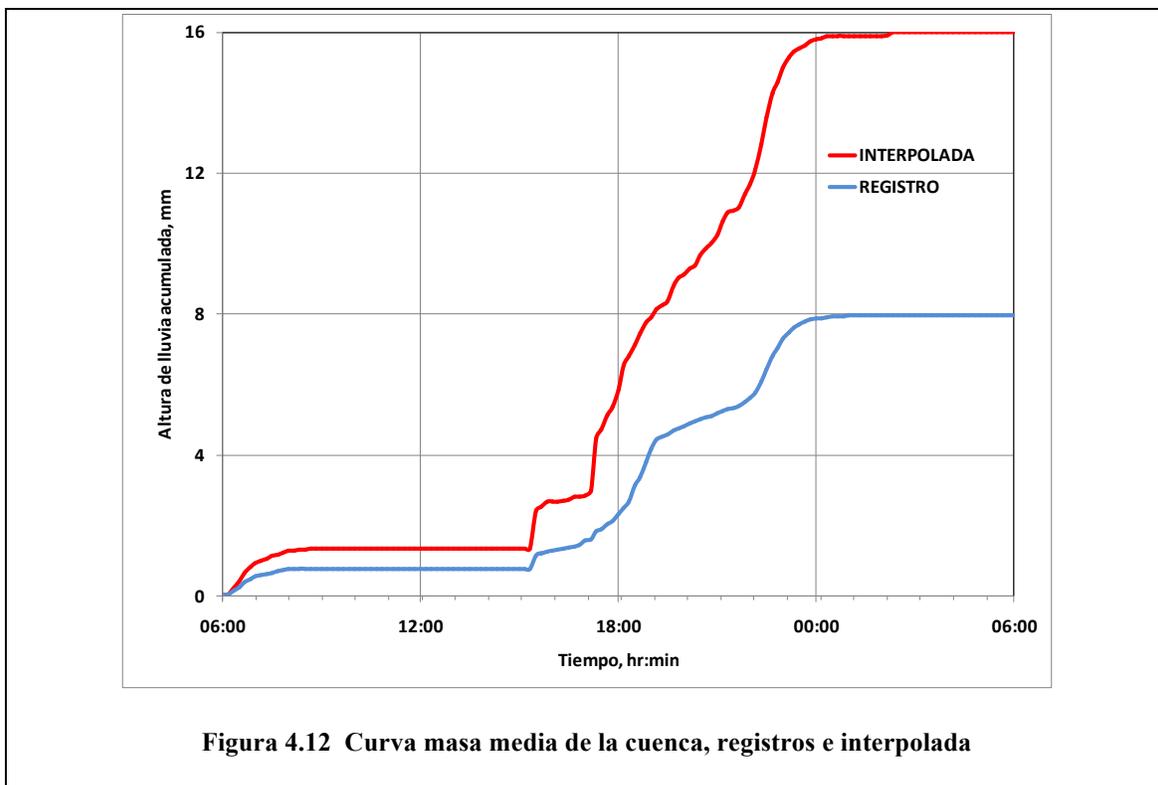
En la figura 4.11a se muestra el hietograma obtenido con los registros de las 78 estaciones (sin descartar las 7 de la periferia que sistemáticamente arrojaron registros en cero), tal como se recibieron en tiempo real el día de la tormenta, y la figura 4.11b corresponde al hietograma de la tormenta con los valores corregidos mediante la interpolación (tomando en cuenta únicamente 71 estaciones).



Se aprecia la gran diferencia entre ambas gráficas, donde son mayores los valores interpolados que permitieron mejorar la calidad de la información.

#### 4.4.3. Curva masa media de la cuenca

En la figura 4.12 se incluye la curva masa para ambas condiciones (registrada e interpolada). Se aprecia que la curva masa media de la cuenca es sensiblemente igual en forma, pero la lluvia en 24 horas es del doble para la interpolada.

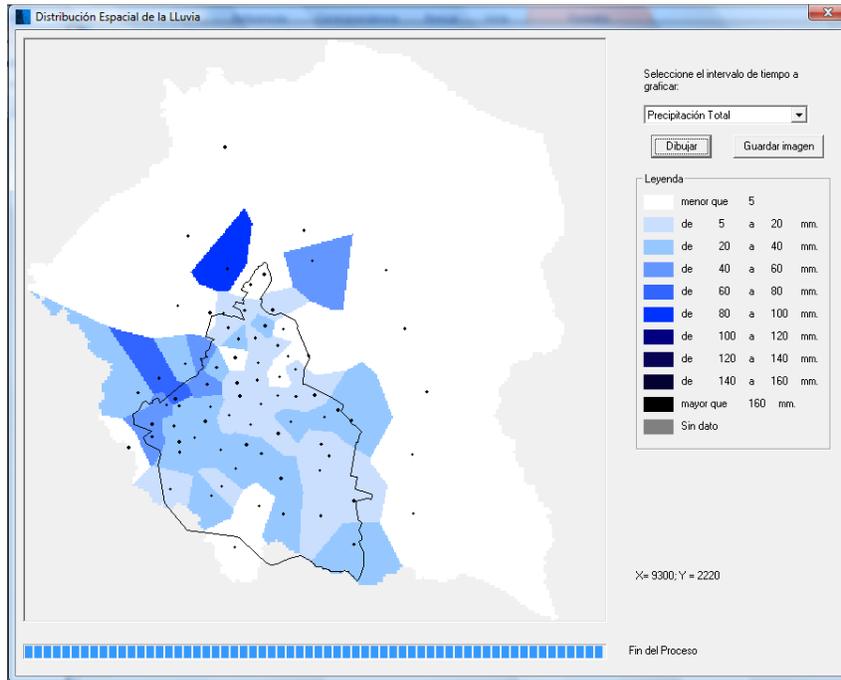


Lo anterior muestra la mejoría en la información de la tormenta para toda la cuenca.

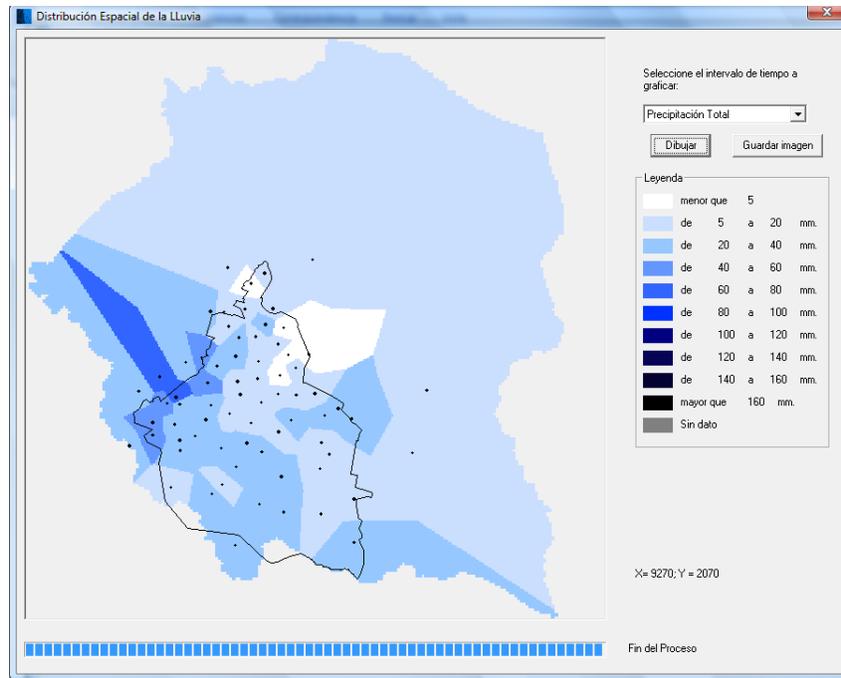
#### 4.4.4. Distribución espacial de la tormenta

El modelo TVM permite efectuar el análisis de la distribución espacial de tormentas mediante el dibujo de la altura de lluvia en 24 horas correspondientes a las áreas de influencia de cada estación, como se aprecia en la figura 4.13a antes de interpolar, y en la figura 4.13b con los registros interpolados. Las áreas marcadas con color en la figura de la izquierda se incrementan significativamente en la correspondiente a la interpolada, cubriendo zonas inicialmente en blanco en la periferia.

**Análisis espacial de la cuenca del Valle de México**



**Figura 4.13a Registros**

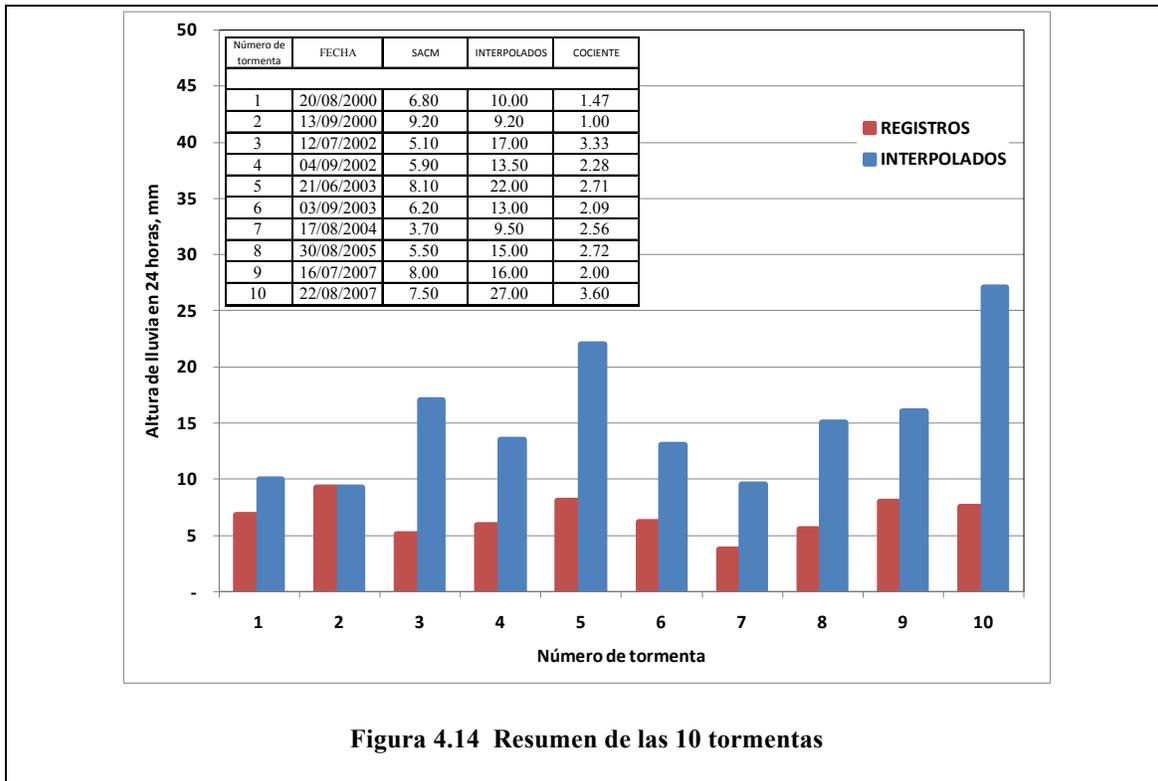


**Figura 4.13b Interpolados**

Al dibujar la altura de lluvia en 24 horas en el plano de la cuenca del Valle de México se aprecia que los datos interpolados permiten tomar en cuenta el efecto de la lluvia en un área más amplia y no sólo en las estaciones que se ubican en el Distrito Federal.

#### 4.4.5. Análisis de las 10 tormentas consideradas

Aplicando el mismo procedimiento a las 10 tormentas seleccionadas se obtuvieron las diferencias en la altura de lluvia en 24 horas, como se aprecia en la figura 4.14, donde se observan valores hasta 3.60 veces mayores con la interpolación respecto de los archivos originales. Los resultados presentados en forma gráfica permiten apreciar la mejoría que se logra con los datos interpolados. Nótese que únicamente el evento correspondiente al 13 de septiembre de 2000 permaneció igual, por lo que podría considerarse como la tormenta con mejores registros de las 10 seleccionadas.



#### 4.5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Ante la presencia de tormentas, la seguridad de los habitantes del Valle de México depende de la correcta coordinación de las instituciones en la aplicación del protocolo de operación de las estructuras del Sistema de Drenaje y Control de Inundaciones, que se elabora previo a la temporada de lluvias de cada año. A su vez, las políticas de operación dependen de la cantidad de lluvia que se va acumulando en el tiempo durante el paso de un evento hidrológico.

Con una correcta estimación de la lluvia en tiempo real sería posible mejorar la eficiencia en el drenado y la regulación de los escurrimientos del SDVM, cuya complejidad, como se ha mencionado, es cada vez mayor.

En la introducción de este capítulo se mencionó que en el pasado se requería de tiempo y recursos para un análisis hidrológico confiable; bajo advertencia de que si no se toman las medidas para ampliar y modernizar la red de pluviógrafos para garantizar su confiabilidad, se estaría regresando a condiciones de análisis laboriosas.

La metodología que se propone en este trabajo representa una manera sencilla de mejorar el análisis hidrológico a posteriori, que permite reconstruir datos faltantes o incongruentes, de tal forma que puede ser aprovechada para la revisión del sistema de drenaje actual y sus políticas de operación, o para el diseño de nuevas estructuras.

Sin embargo, se busca que en un futuro cercano se cuente con una red de pluviógrafos más amplia, densa y confiable acompañada de un sistema de análisis de tormentas en tiempo real que sirva de apoyo para tomar decisiones en la operación del sistema de drenaje durante la ocurrencia de eventos y reducir con ello los riesgos de inundaciones y encharcamientos.

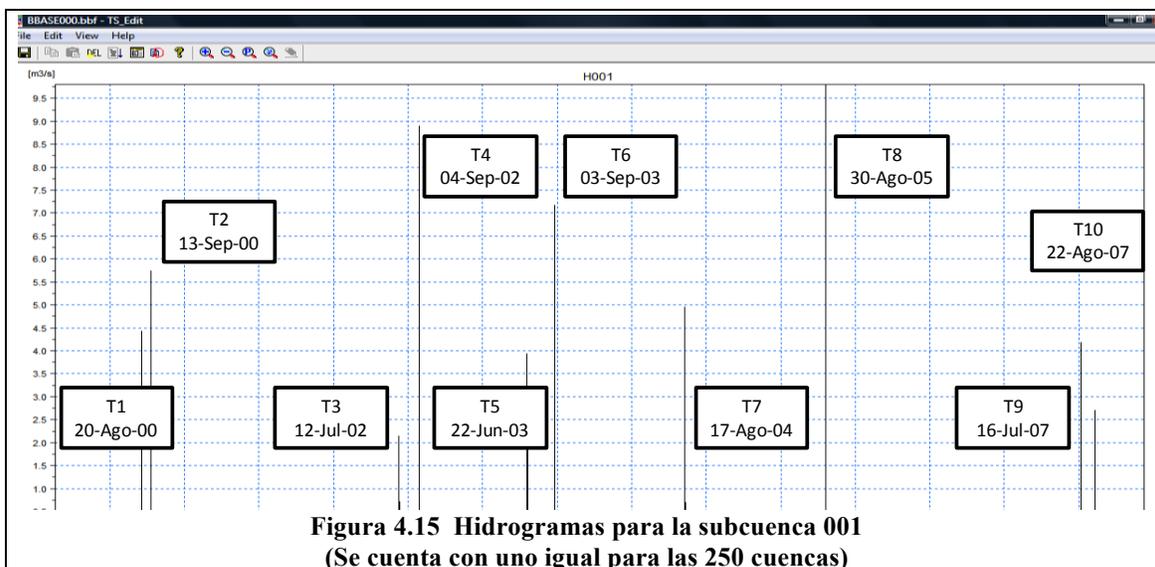
#### 4.6. HIDROGRAMAS CAPTURADOS

Se generaron hidrogramas con tormentas registradas que están contenidas en los archivos PLU y con la regionalización de tormentas.

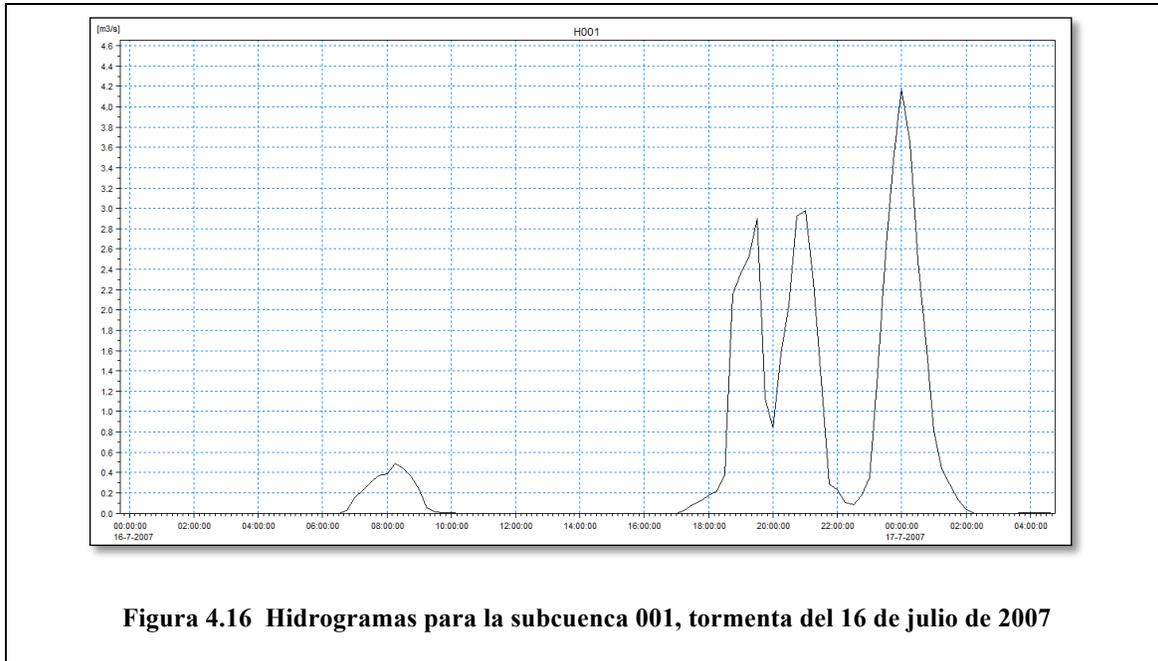
#### 4.6.1. Hidrogramas con tormentas históricas

Con la altura de lluvia ajustada (usando el procedimiento descrito en el presente capítulo), la metodología del capítulo 2 “Antecedentes”, y los datos de las cuencas del capítulo 3 “Descripción del SDVM”, se calcularon los hidrogramas de entrada al SDVM empleando un programa en lenguaje de programación Fortran que se desarrolló como apoyo para el trabajo de investigación.

Se tienen capturados los hidrogramas correspondientes a las 10 tormentas seleccionadas (tabla 4.2) en una base de datos que consiste de 250 archivos (uno para cada subcuenca, figura 3.3) capturados en el modelo de simulación de funcionamiento hidráulico. A manera de ejemplo, en la figura 4.15 se muestran los 10 hidrogramas de la subcuenca 001 (de 250) que, como se indica, están situados en el día y hora correspondiente al evento registrado en tiempo real. La gráfica permite identificar los valores del gasto máximo para cada tormenta.



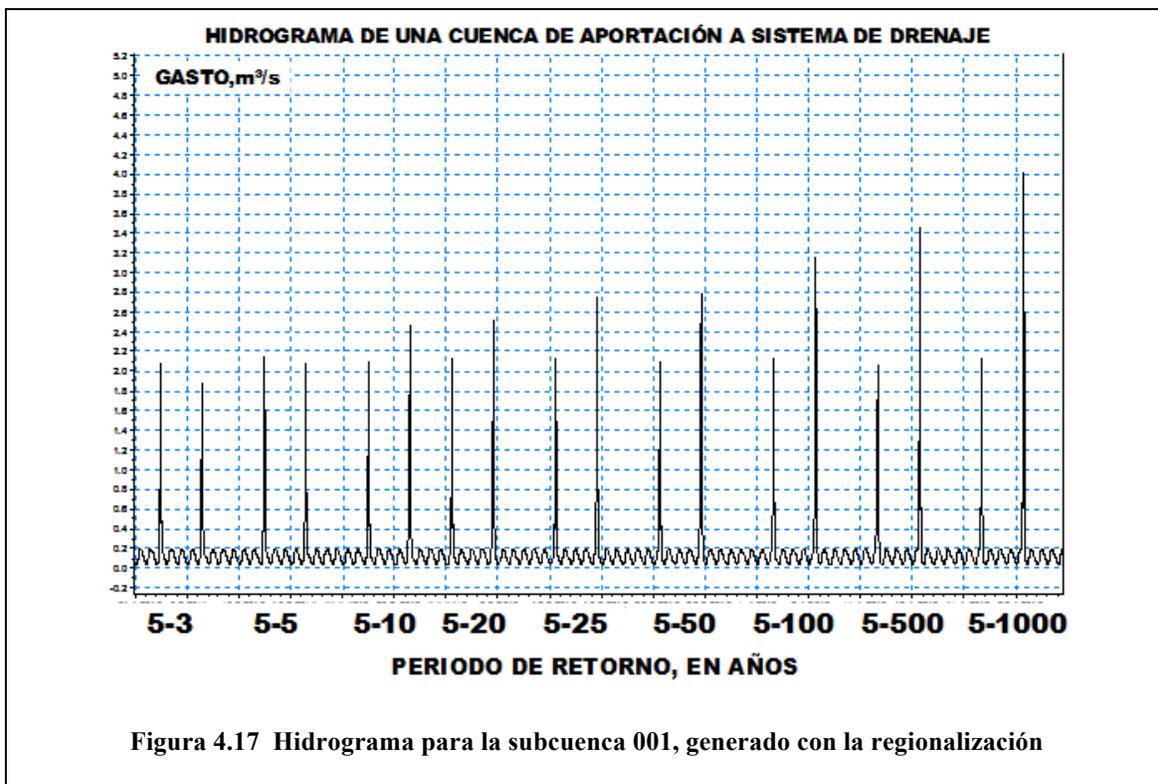
En la figura 4.16 se presenta un detalle de la figura anterior donde se aprecia, a manera de ejemplo para la misma subcuenca 001, el hidrograma de la tormenta correspondiente al día 16 de julio de 2007, obtenida del archivo: RE070716.PLU.



#### 4.6.2. Hidrogramas con regionalización

De acuerdo con la metodología para la generación de hidrogramas empleando la regionalización y con un programa en Fortran, que se desarrolló como apoyo para el trabajo de investigación, se generó la base de datos que contiene los 250 hidrogramas de ingreso de cada subcuenca. En la figura 4.17 se muestra el hidrograma para la subcuenca 001.

Se observan los periodos de retorno considerados: 3, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 500 y 1,000 años, precedidos por un hidrograma de tres años de periodo de retorno<sup>2</sup>. En cada cuenca se incluye el gasto de aguas residuales con su variación horaria, por lo que es factible establecer las condiciones de flujo en el modelo matemático de funcionamiento hidráulico previo al paso de la avenida que se requiere representar.



<sup>2</sup> El modelo matemático de funcionamiento hidráulico comienza el cálculo con los conductos vacíos. Dado que el SDVM es combinado, es necesario establecer las condiciones iniciales con las aguas residuales de acuerdo a su política de operación más conveniente. Para reducir el tiempo de cálculo de las condiciones iniciales se propone emplear la tormenta de periodo de retorno de tres años para llenar los conductos y regulaciones, seguido de un tiempo suficiente para establecer las condiciones de aguas residuales con su variación horaria.

## 5. CALIBRACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO

Para lograr la calibración del modelo matemático que se emplea en las simulaciones del funcionamiento hidráulico del SDVM (y, en general, de cualquier modelo matemático) se requieren mediciones, ya sea en un modelo físico a escala —cuando esto es posible—, o en el prototipo —cuando las dimensiones y complejidad de las estructuras hidráulicas impiden construir un modelo a escala.

El segundo es el caso del SDVM, por lo que se emplean —para efectos de calibración en el presente trabajo de tesis— las mediciones de gasto a la salida del Emisor Central y de niveles en la Lumbrera “0” del propio Emisor Central, tal como se explica en el inciso 5.1. Es conveniente señalar que las ecuaciones consideradas para la obtención del gasto medido a la salida del Emisor Central son comentadas en Domínguez et al. (2010), ya que requieren ser ajustadas.

En el inciso 5.2 se presentan algunos antecedentes de la calibración de los modelos matemáticos empleados para el trabajo de investigación, que parten de los esfuerzos del Instituto de Ingeniería presentados en Domínguez (1997) y los de Echavarría (2003 y 2006).

## 5.1. MEDICIONES DE NIVELES Y GASTOS EN EL SISTEMA

Se tienen mediciones implementadas en diversos sitios del sistema de drenaje, con tecnologías que van desde una cuerda y un trozo de madera, hasta equipos de alta tecnología que envían los datos a una central de recepción. El primero (medición de niveles en el Sistema de Drenaje Profundo) que, aunque rudimentario, es el método más antiguo y, hasta donde se sabe, sigue siendo el que se utiliza para tomar decisiones en la aplicación de las políticas de operación.

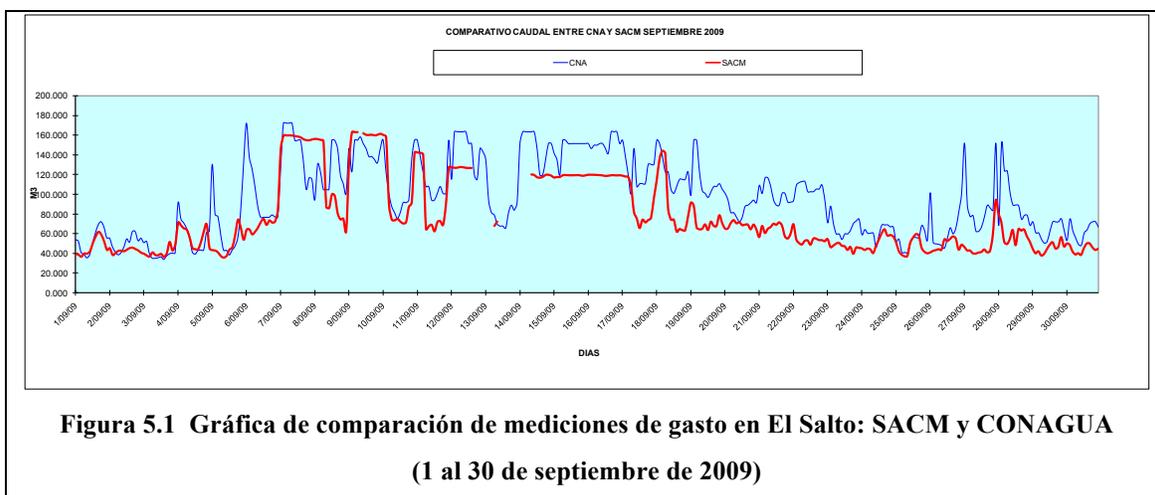
En los últimos 10 años se han instalado aparatos electrónicos para la medición de niveles y gastos que, aunque no reemplazan a los primeros, efectivamente han apoyado en los estudios del Sistema de Drenaje y, con el tiempo, se plantea que sean el principal apoyo en la toma de decisiones para la aplicación de las políticas de operación. En ocasiones son necesarias las mediciones de gasto en algún sitio en particular por lo que tanto el SACM como la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) cuentan con equipo de medición con molinete.

Los sitios más representativos, para efectos del trabajo de esta investigación, que cuentan con medición de niveles son algunas lumbreras del Sistema de Drenaje Profundo y algunas más del Emisor Central.

La CONAGUA y el SACM llevan a cabo mediciones de gasto a la salida del Emisor Central desde hace varios años. Las mediciones que realiza el SACM presentan diferencias respecto de las que reporta CONAGUA —comentadas en Domínguez et al., 2010—, por lo que se recomienda incrementar los esfuerzos en la obtención de mediciones de gasto confiables para el Sistema de Drenaje del Valle de México. El SACM

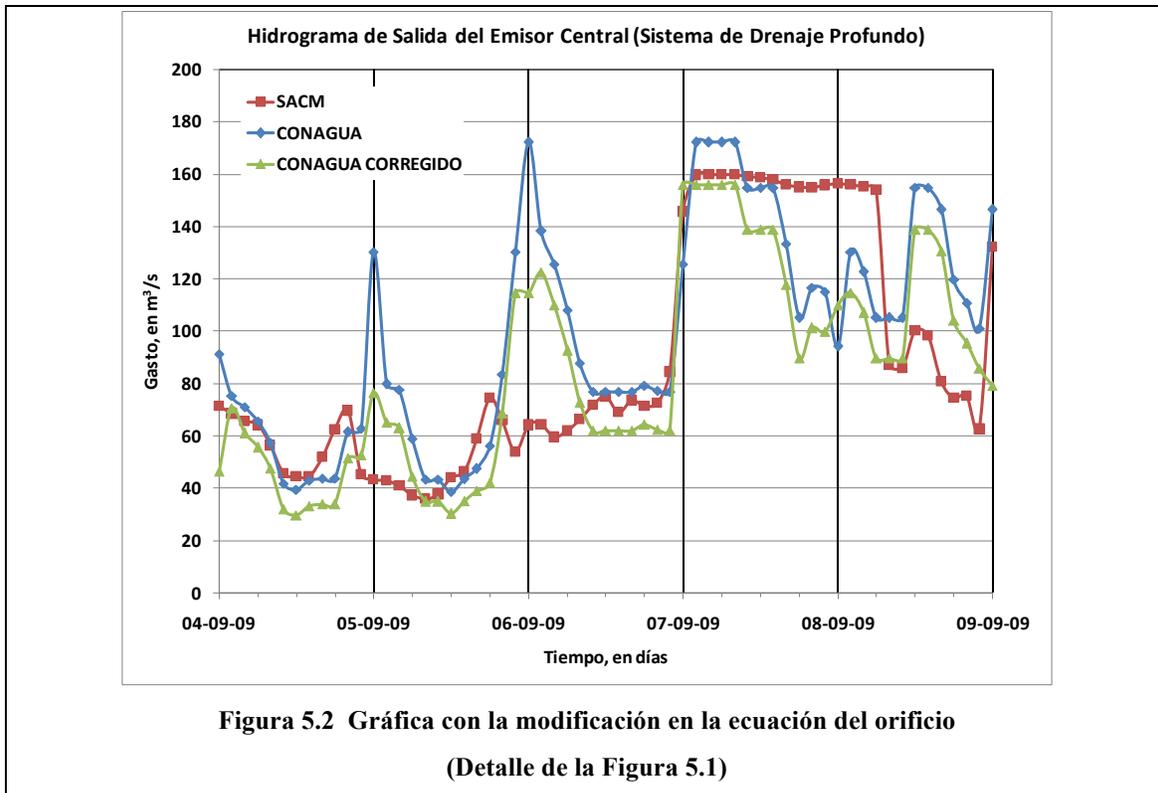
es el encargado de concentrar los reportes y generar gráficas comparativas de ambas mediciones. En la figura 5.1 se muestra dicho comparativo para el mes de septiembre de 2009 (mes en el que ocurrió la ruptura del Emisor Poniente).

En dicha figura se aprecian algunos “picos” o gastos máximos reportados por la CONAGUA que llaman la atención porque no obedecen a la tendencia que trae el registro del escurrimiento. Del análisis detallado de los registros se hacen notar tres aspectos principales: por ejemplo, los tres picos a las 24 hrs de los días 4, 5 y 6 de septiembre; también se observa que para los días 6 (por la noche) y 7 (por la madrugada) se tiene el efecto de la tormenta que se analiza; en general se aprecia que las mediciones de la CONAGUA están por encima de las mediciones del SACM.



En Domínguez et al. (2010) se realiza una revisión exhaustiva de los registros y su interpretación, concluyendo que convendría que la CONAGUA revisara su hoja de cálculo para la obtención del gasto de salida del Emisor Central.

Con las recomendaciones de Domínguez et al. (2010) se obtiene la figura 5.2, donde se muestran las líneas correspondientes a SACM, CONAGUA (original) y CONAGUA (corregido), para el periodo del 4 al 9 de septiembre de 2009.



Se observa que la última curva obtenida (CONAGUA corregido: marcada en verde con símbolos triangulares) es más parecida a la obtenida por el SACM, y en todos los casos es menor a la obtenida originalmente por la CONAGUA. Se considera conveniente complementar el análisis para esta tormenta, y para las que se registren en el futuro, revisando también la ecuación del vertedor, que probablemente sobreestima los gastos.

Se emplean los datos de gastos del SACM para las calibraciones —dado que es la información más confiable con la que se cuenta— bajo el entendido de que es necesario

continuar con los esfuerzos para mejorar la cantidad y calidad de las mediciones, así como para calibrar los modelos matemáticos de funcionamiento hidráulico.

La calibración del modelo matemático de funcionamiento hidráulico podría ser planteada con base en tres niveles, de acuerdo con la cantidad de información disponible:

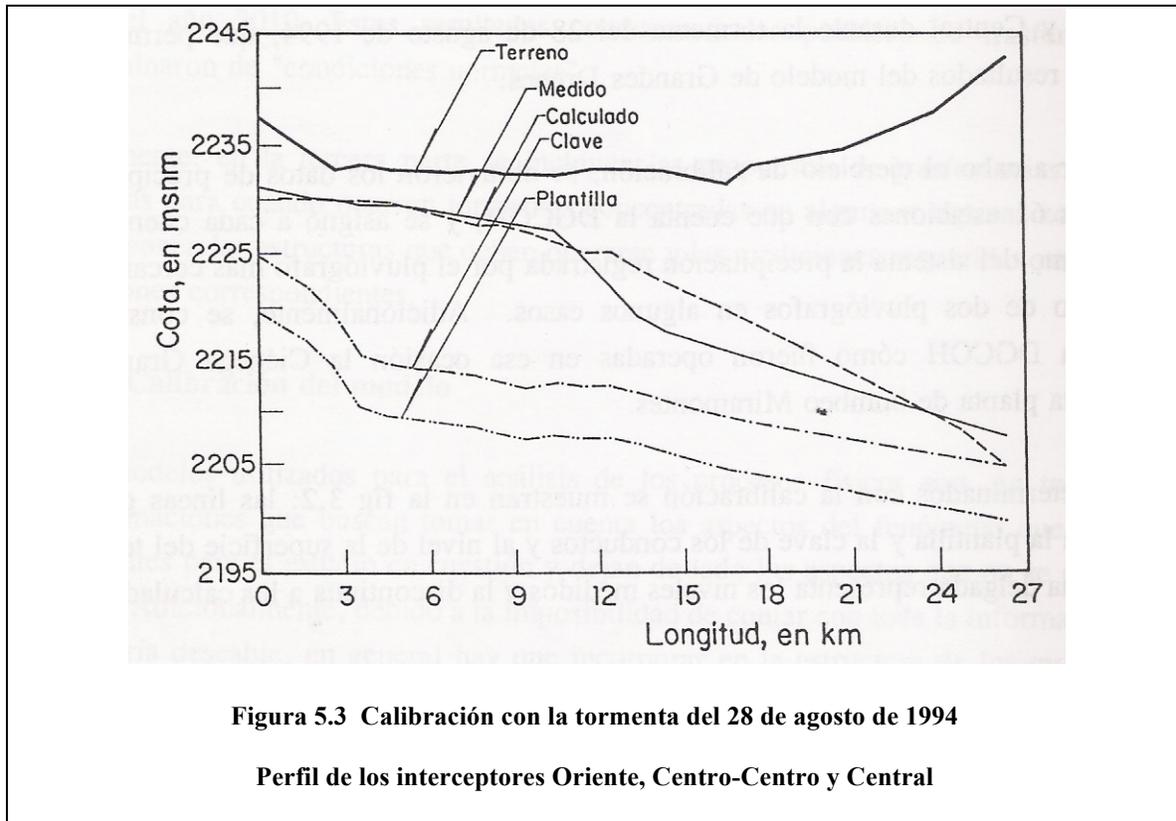
- **Niveles máximos:** se considera a la representación de los *niveles máximos* del agua en el Sistema de Drenaje Profundo para una tormenta en particular. Es cuando se cuenta con el nivel máximo alcanzado, pero no con la variación temporal. El Instituto de Ingeniería presenta una calibración de este tipo (Domínguez, 1997).
- **Variación de niveles e hidrograma:** se considera a la representación de la *variación de niveles* en la Lumbrera “0” del Emisor Central, así como en diversas lumbreras del Sistema de Drenaje Profundo y el Sistema de Drenaje Superficial para una o varias tormentas, y el *hidrograma* en las dos principales salidas del sistema: Emisor Central, en El Salto, y Planta de Bombeo del Gran Canal 18+500. Echavarría (2006), presenta una calibración de este tipo.
- **Políticas de operación:** se podría considerar una calibración más completa a la representación de la variación de niveles e hidrogramas agregando los registros de las diversas *políticas de operación* aplicadas en las estructuras de compuertas y plantas de bombeo para cada tormenta analizada. Una de las propuestas del trabajo de investigación es que se lleven registros en el tiempo de las políticas de operación practicadas en las diversas estructuras de manera sistemática y consistente, para ser consideradas en las simulaciones.

## 5.2. CALIBRACIÓN REALIZADA EN 1997

La calibración del modelo presentada en Domínguez (1997) es con niveles máximos.<sup>1</sup> Se incluye el perfil del agua con algunas mediciones del nivel máximo alcanzado en los interceptores Oriente, Centro-Centro y Central durante la tormenta del 28 de agosto de 1994. Se compara con el perfil calculado por el modelo de funcionamiento hidráulico denominado Grandes Drenes, y se aprecia que el resultado tiene buen grado de aproximación, como se muestra en la figura 5.3. Esto permitió establecer la base para desarrollar los estudios para el Plan Maestro de Drenaje y Agua Potable 1994-2010 para la Zona Metropolitana de la Ciudad de México.

---

<sup>1</sup> En 1994 se realizó el Plan Maestro de Drenaje y Agua Potable de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México, DGCOH, en la cual se emplearon los modelos matemáticos descritos en el capítulo 2. Para su aplicación, Domínguez (1997) contó con lo que representaba la única información disponible: los niveles máximos de algunas tormentas en un número reducido de lumbreras. A partir de ahí se ha logrado establecer una cultura de medición que cada vez cuenta con más y mejores aparatos de alta tecnología.



Entre 1994 y 2006 se incrementó considerablemente la información disponible, tanto para desarrollar los modelos matemáticos como las mediciones para calibrar el modelo. Entre otras cosas, se contó con:

- Más estaciones pluviográficas en tiempo real.
- La cuenca se dividió para su estudio en más subcuencas.
- La fisiografía de la cuenca se basa en planos de INEGI en computadora e imágenes de satélite.

- El modelo de funcionamiento hidráulico resuelve el tránsito de avenidas en el SDVM de manera simultánea para los diferentes tipos de conducto y para las zonas en que se dividió el sistema descrito en el capítulo 3.
- Se dispone de más información relativa a las políticas de operación regularmente aplicadas en las estructuras.<sup>2</sup>
- Más y mejores mediciones de niveles y gastos, ya que se han implementado equipos electrónicos de tecnología de punta que permiten tener, no sólo el valor máximo, sino registros continuos de la variación de estos parámetros.<sup>3</sup>

La calibración del modelo ha sido continua desde entonces. En el siguiente inciso se muestran los avances logrados al 2006, fecha en que se inició el trabajo de investigación.

### 5.3. CALIBRACIÓN REALIZADA EN 2006

Los antecedentes de la calibración empleada para el desarrollo de la investigación comienzan en el año 2000, cuando se presentó un evento hidrológico extremo que provocó que el Sistema de Drenaje Profundo derramara en la Lumbrera 3 del Interceptor Oriente-Oriente, lo que causó inundaciones en la zona oriente de la Ciudad de México, particularmente en Iztapalapa. Se originó, entonces, la idea de coordinar a las

---

<sup>2</sup> Este aspecto sigue siendo todavía una limitante ya que los formatos de los registros de operación todavía son irregulares, esporádicos, en general susceptibles de mejorarse.

<sup>3</sup> Es preciso comentar que se requiere incrementar los esfuerzos para tomar conciencia de que son finalmente las mediciones las que nos permiten conocer cómo funciona el SDVM.

instituciones involucradas mediante un protocolo de operación de las principales estructuras del SDVM.

En el año 2002 se puso en práctica el primer protocolo de operación conjunta entre el Gobierno Federal, el Gobierno del Distrito Federal y el Gobierno del Estado de México. El primero representado por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) a través de la Gerencia Regional de Aguas del Valle de México (hoy conocido como Organismo de Cuenca Aguas del Valle de México, OCAVM); el segundo, a través de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) —hoy Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM)—, y el tercero representado por la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento (CEAS) —hoy Comisión del Agua del Estado de México (CAEM).

Entre los años 2002 y 2007 se construyeron estructuras que requieren ser operadas: plantas de bombeo, lagunas de regulación, desazolves de importancia y nuevos drenes, que paulatinamente se fueron incorporando en los protocolos de esos años. A partir de la temporada de lluvias de 2008 se ha elaborado el protocolo de operación con base en la experiencia de los involucrados.<sup>4</sup>

Sin embargo, a pesar de la aplicación del protocolo de operación, el Sistema de Drenaje Profundo continuó saturándose en esos años. Algunas mediciones en la Lumbrera “0” del Emisor Central y algunos cálculos de tránsito de avenidas en el SDVM reflejaron la posible reducción en la capacidad de desalojo por el deterioro de las paredes de los túneles, en particular del Emisor Central (Echavarría, 2002), que representa el conducto más importante del SDVM, ya que es la salida de los escurrimientos de las zonas

---

<sup>4</sup> El último protocolo disponible se firmó el 22 de mayo de 2012.

oriente, poniente y sur (como se describió en el capítulo 3), dichos escurrimientos le llegan a través del Sistema de Drenaje Profundo.

Si las políticas de operación de las estructuras de compuertas y de las plantas de bombeo estaban bajo coordinación y las lluvias no rebasaban valores históricos, se formuló la hipótesis de que las continuas elevaciones del agua registradas en la Lumbrera “0” del Emisor Central —con valores muy por encima de la clave del conducto— podrían obedecer a una reducción en la capacidad de desalojo del Sistema de Drenaje Profundo. El Emisor Central es un conducto cuya pendiente genera flujo en régimen subcrítico por lo que la condición de frontera se encuentra a la salida generando perfiles tipo M2 para cualquier condición de gasto. De ahí que su funcionamiento con carga es generado por efectos aguas abajo propagándose hacia aguas arriba. Para comprobar la hipótesis se contaba únicamente con algunas mediciones esporádicas de niveles en la Lumbrera “0” del Emisor Central, ya que no era factible realizar inspecciones directas al Drenaje Profundo.

Durante más de 10 años se interrumpió la inspección y las reparaciones del Sistema de Drenaje Profundo y del Emisor Central, ya que las aguas residuales no podían ser drenadas superficialmente en su totalidad. Sin embargo, el fenómeno de los hundimientos continuó con la reducción de la capacidad del Gran Canal del Desagüe y el Dren General del Valle de México, lo que provocó que, para efectuar la inspección, se construyeran cuatro plantas emergentes que entraron en operación a principios de 2008. Estas plantas de bombeo permitieron, durante los últimos estiajes, trabajar en las reparaciones del SDP y modificaron en cierta manera las políticas de operación en lluvias del SDVM, en particular al oriente de la ZMCM.

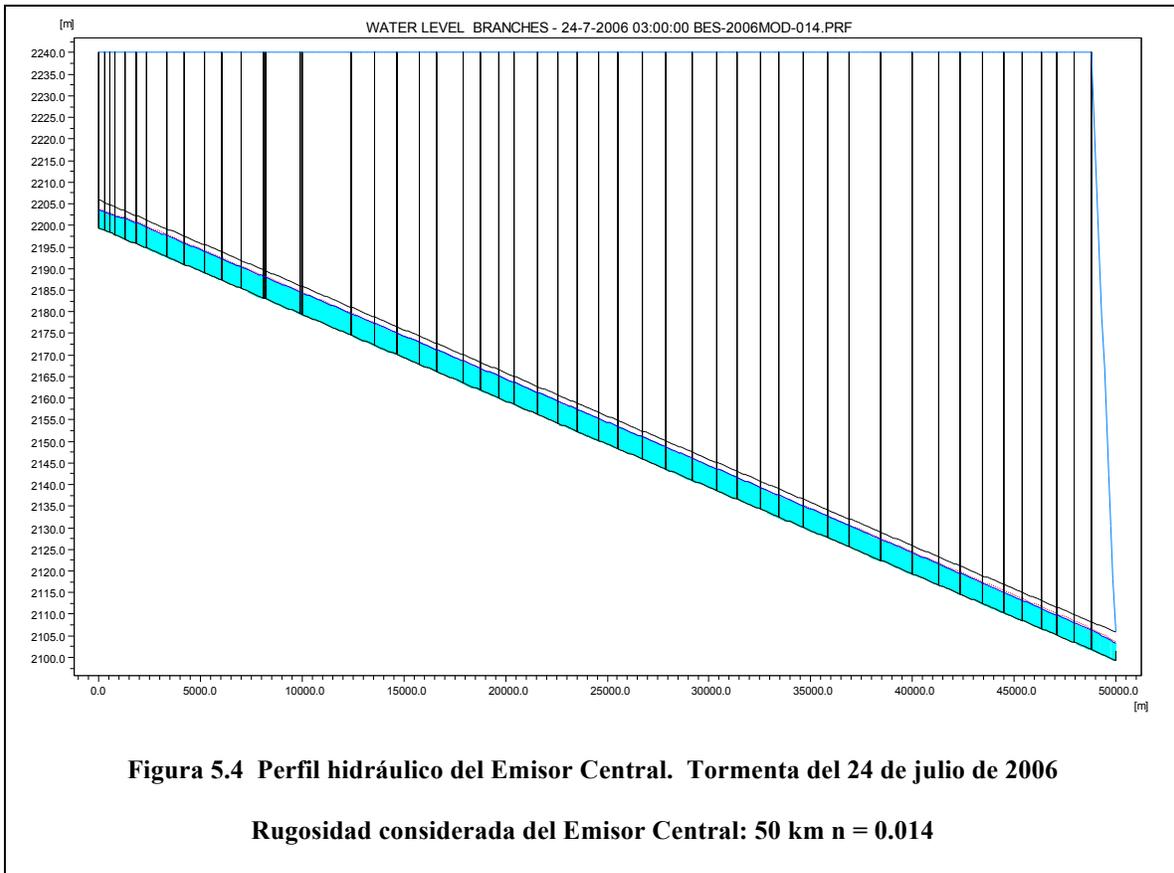
Por lo expuesto, del año 2000 al 2006 se trabajó intensamente en los modelos matemáticos hidrológicos e hidráulicos para representar los niveles y gastos medidos. Se propusieron variaciones a los coeficientes de escurrimientos sin llegar a resultados significativos, por lo que se consideró que los valores empelados fueron adecuados, y se procedió a realizar simulaciones de funcionamiento hidráulico con los parámetros del modelo hidrológico fijos y bajo una política de operación fija consistente en el drenado hacia el Sistema de Drenaje Profundo durante toda la tormenta.

Las simulaciones de funcionamiento hidráulico que se presentan se realizaron variando el coeficiente de rugosidad del Emisor Central, que originalmente se tenía como concreto en buen estado ( $n=0.014$ ). Se hicieron pruebas con diferentes valores de rugosidad ( $n=0.014$ ,  $0.015$ ,  $0.020$ , entre otros) hasta lograr representar los niveles como se muestra en la siguiente secuencia de figuras<sup>5</sup>.

En la figura 5.4 se muestra el perfil de la superficie libre del agua para  $n=0.014$  (concreto de las paredes del conducto en buen estado), en el que se obtuvo un gradiente hidráulico para todo el conducto con funcionamiento a gravedad. Un perfil M2 a superficie libre en los 50 kilómetros, situación que, de encontrarse en buen estado, debió haberse presentado, sin embargo no ocurrió en la realidad ya que los registros de las mediciones de niveles de agua en la Lumbrera “0” muestran que entró en carga.

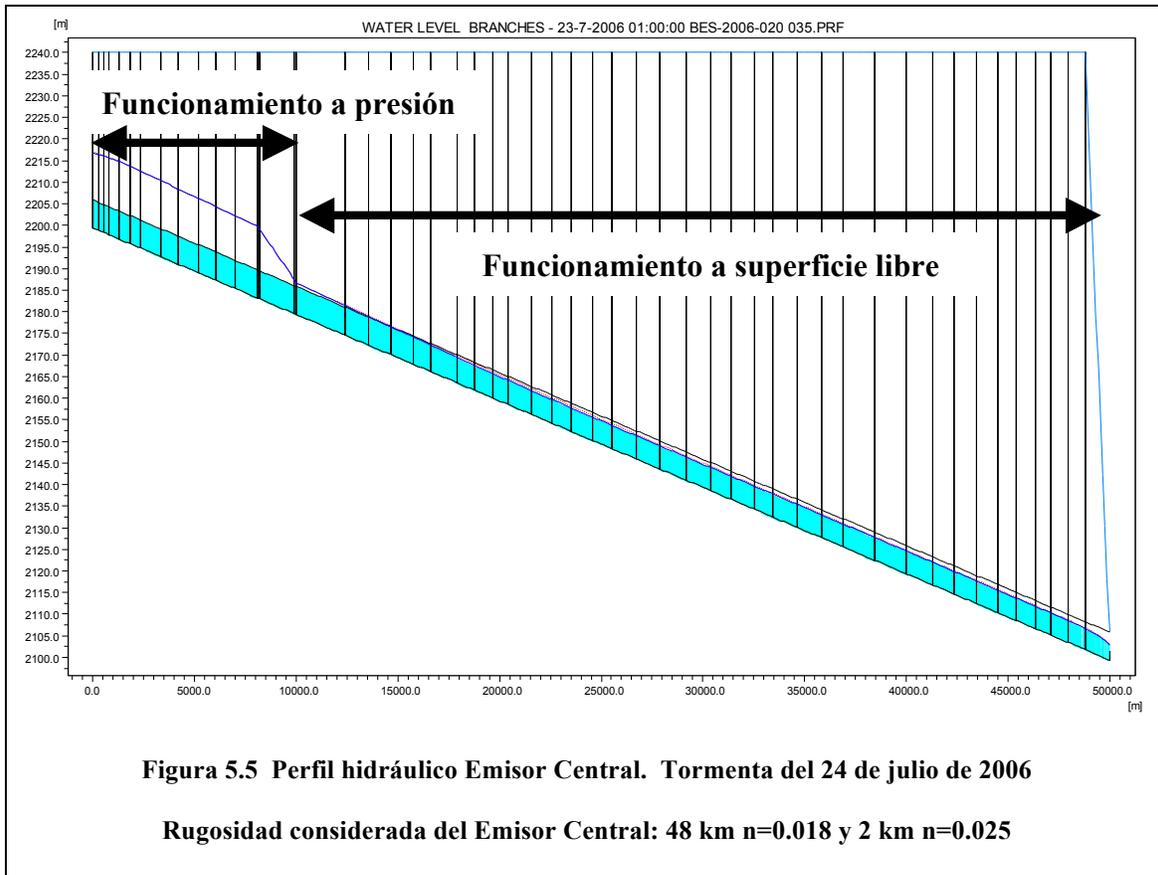
---

<sup>5</sup> En su momento se hicieron simulaciones variando coeficientes de rugosidad, no sólo del Emisor Central sino de diversos conductos del SDVM. Se propusieron variaciones del coeficiente de escurrimiento para la generación de hidrogramas y diversas políticas de operación simplificadas respecto de lo que se muestra en el presente trabajo de tesis.



Por tal razón se planteó la simulación de funcionamiento hidráulico de la figura 5.5, en la que se representa el perfil del Emisor Central con dos rugosidades, la mayor longitud de  $n=0.018$  (concreto en mal estado) y un tramo con rugosidad  $n=0.025$  (deterioro del concreto y acero expuesto).

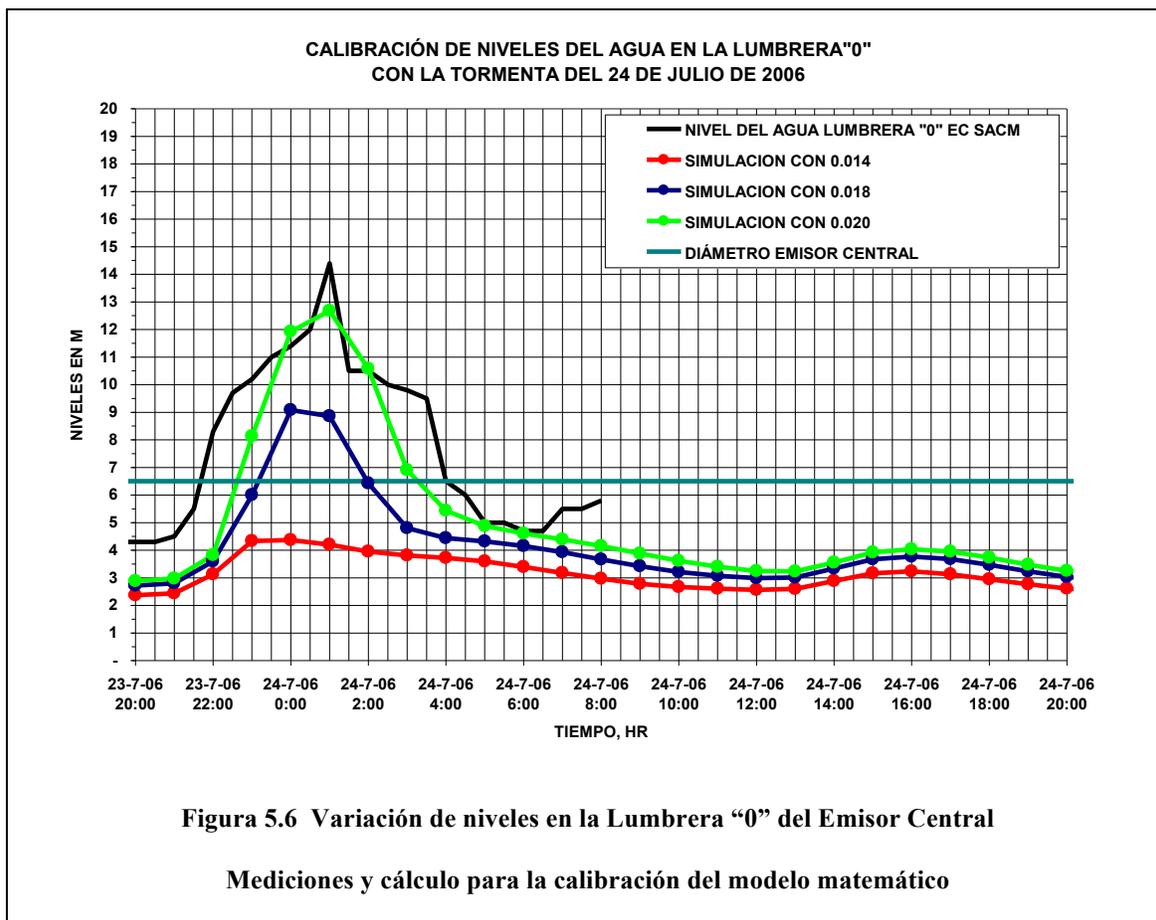
El funcionamiento hidráulico a presión fue más representativo de los registros de medición de niveles en la Lumbrera “0” del Emisor Central (así como en otras lumbreras del SDP que fueron revisadas).



De acuerdo con los registros de las mediciones mostrados en la figura 5.6 se observa claramente el funcionamiento a presión, ya que el diámetro del túnel Emisor Central es de 6.50 metros y el tirante (o nivel de agua respecto de la plantilla) superó los 14 metros para la tormenta del 24 de julio de 2006 (para otras tormentas de años anteriores, que se estudiaron previo a este trabajo de investigación, se observó el mismo efecto).

En dicha figura se muestran tres condiciones de simulación de funcionamiento hidráulico: rugosidad  $n=0.014$ ,  $0.018$  y  $0.020$ . Como resulta evidente de la inspección de la gráfica de la izquierda con rugosidades del concreto en buen estado ( $0.014$ ), no se alcanza la condición de presión; sin embargo, empleando el coeficiente de rugosidad de un concreto un poco desgastado ( $0.018$ ) y de en muy mal estado ( $0.020$ ) se logra rebasar

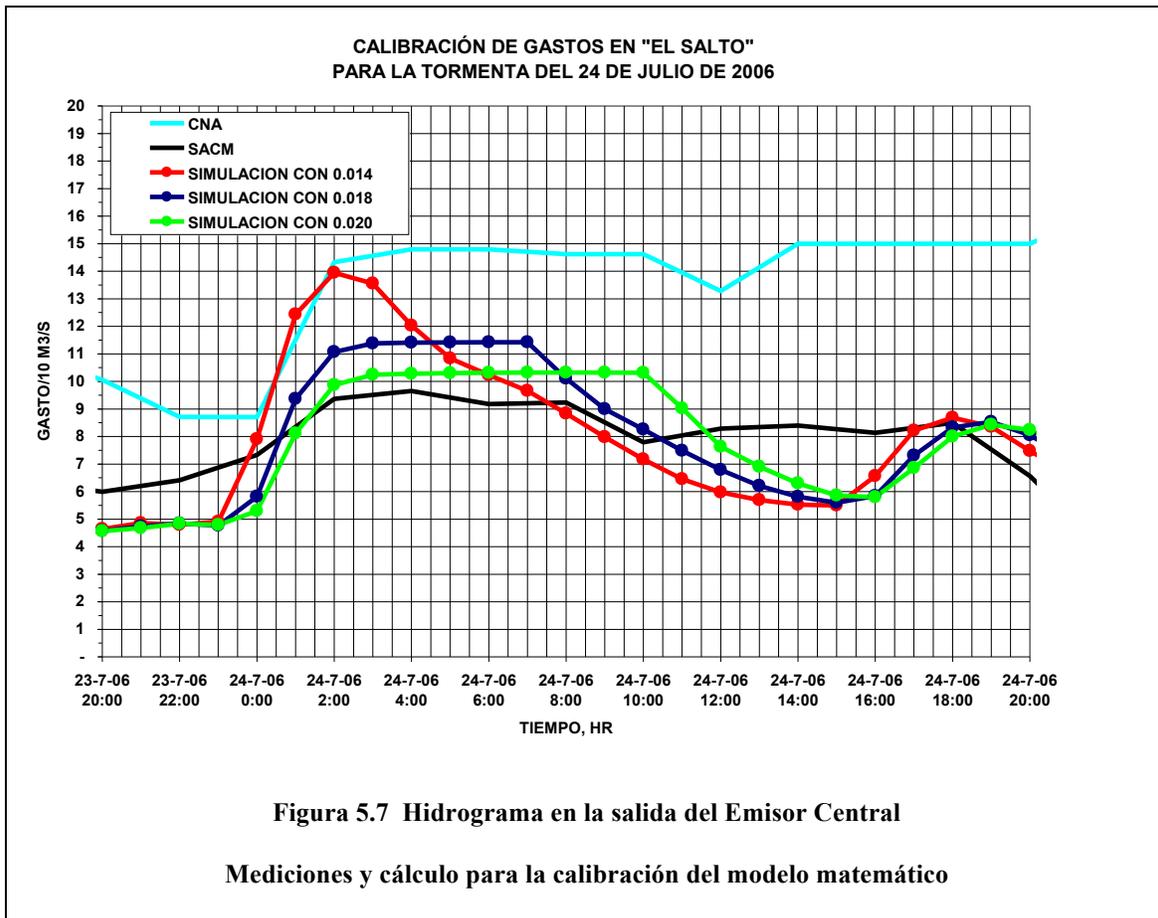
la elevación de la clave del túnel y en el último caso se alcanza el nivel máximo de agua registrado.



La calibración se llevó a cabo simultáneamente empleando los registros del hidrograma a la salida del Emisor Central, en El Salto —sitio donde la CONAGUA y el SACM realizan registros sistemáticos desde hace ya varios años, como se comentó en el inciso 5.1.

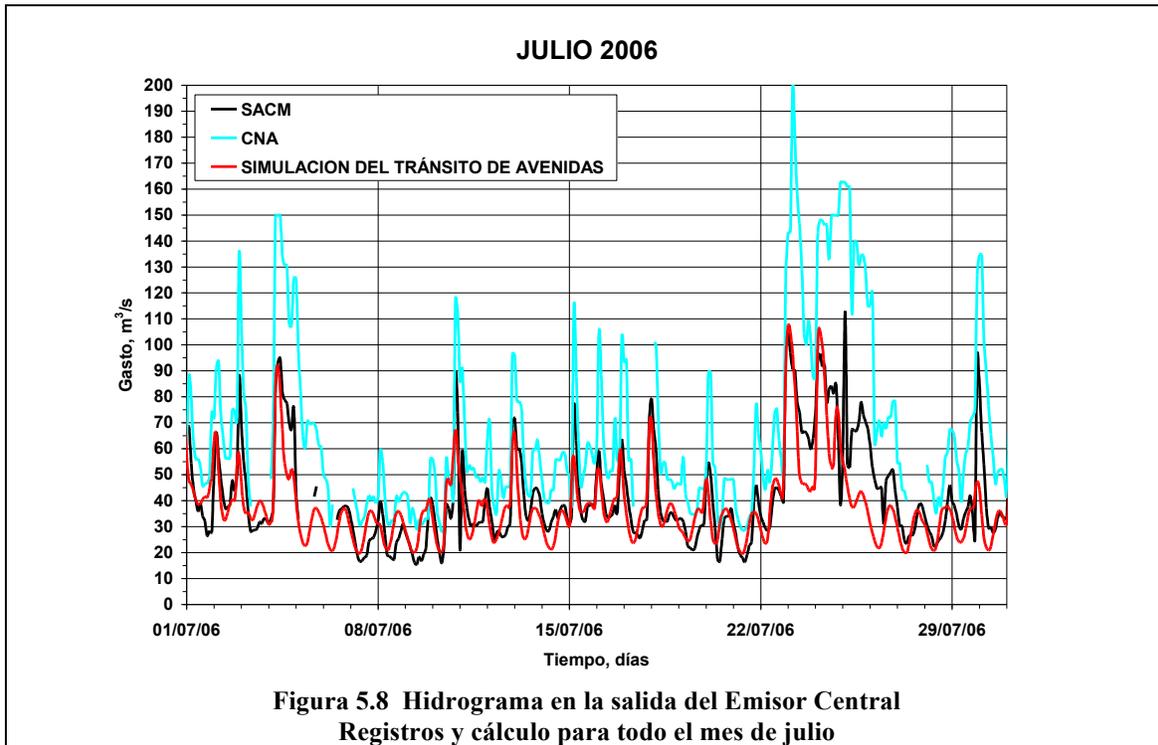
En la figura 5.7 se muestran cinco líneas que corresponden a: mediciones de CONAGUA, mediciones del SACM y los resultados de tres condiciones de rugosidad del Emisor Central (0.014, 0.018 y 0.020). Se aprecia la forma en que, al incrementar la

rugosidad de 0.014 a 0.020, se presentan dos efectos: decremento en el gasto máximo y prolongación del tiempo en que se mantiene dicho valor máximo del gasto, esto se observa en las mediciones del SACM. Se aprecia que los registros de la CONAGUA quedan por encima de las simulaciones por las razones expuestas en el inciso 5.1.



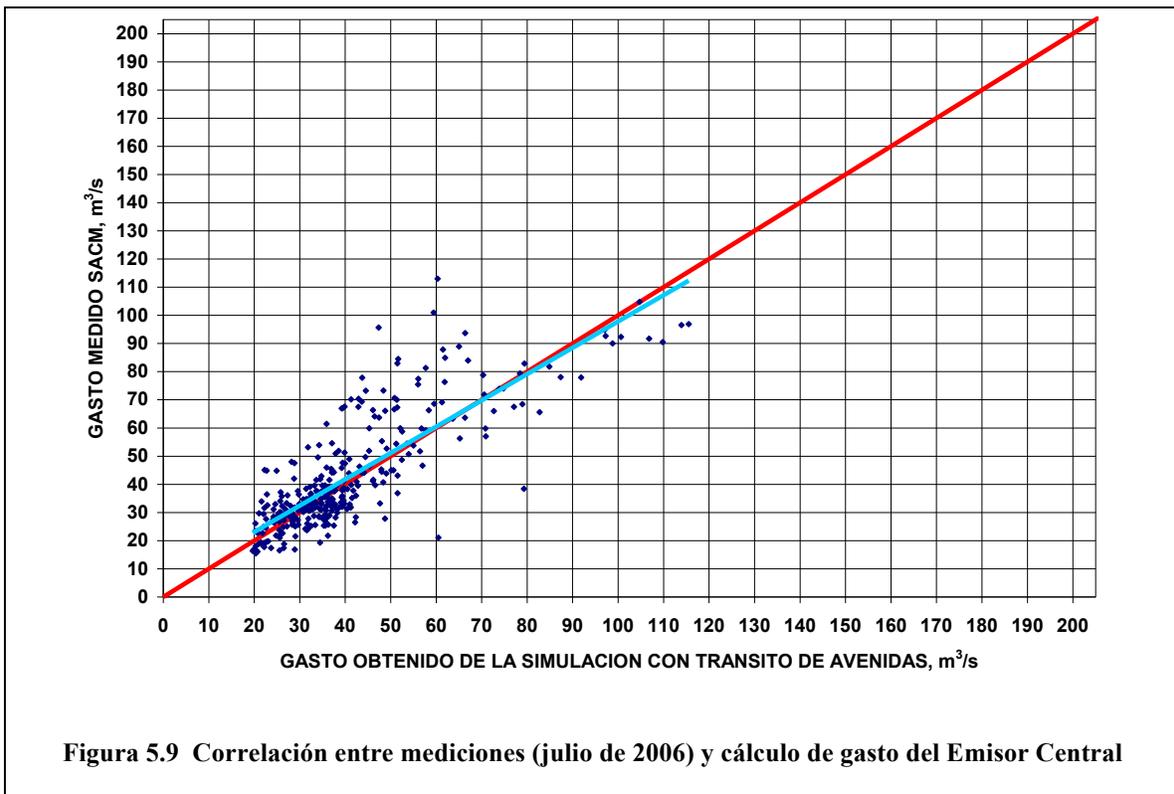
Para validar la calibración y estar en posibilidades de efectuar las simulaciones para el trabajo de investigación se llevó a cabo el cálculo del tránsito de avenidas, no sólo para una tormenta, sino para todo el mes de julio de 2006. En la figura 5.8 se muestra el hidrograma de salida del Emisor Central, en El Salto, para dicha simulación de

funcionamiento hidráulico del SDVM, donde se conservaron los valores de coeficientes de escurrimiento, coeficientes de rugosidad y políticas de operación. Sobresale la concordancia de los valores de las simulaciones con los registros de SACM.<sup>6</sup> Los registros de la Conagua muestran la misma tendencia, ya comentada (Domínguez et al., 2010), a estar por encima. Se observa que los gastos (medidos por SACM y calculados) no llegan a 200 m<sup>3</sup>/s, ni siquiera a 150 m<sup>3</sup>/s, por lo que se podría considerar que la capacidad reducida del Emisor Central es del orden de 110 m<sup>3</sup>/s trabajando con carga.



<sup>6</sup> Es verdad que las dimensiones de los conductos, la complejidad del sistema, los coeficientes de escurrimiento, coeficientes de rugosidad y políticas de operación son incertidumbres de gran importancia para la representación de las mediciones y los cálculos, sin embargo, se considera significativa la similitud, ya que en el pasado no se había logrado una representación para un mes de tormentas.

Al generar la gráfica de mediciones contra simulaciones —como se muestra en la figura 5.8 (misma que se incluye en la figura I.1)— se observa la correlación para ese mes de julio. Nótese que los valores de gasto por debajo de  $40 \text{ m}^3/\text{s}$  tienen mejor correlación que para valores mayores, lo cual implica, por un lado, que se podría considerar que se tiene un modelo matemático calibrado para las aguas residuales (estiajes o entre tormentas), y cuya política de operación consiste en enviar prácticamente la totalidad del gasto por el Sistema de Drenaje Profundo. Por otro lado, la calibración para lluvias tiene también buena correlación, ya que la recta de 45 grados que se indica está prácticamente encima del ajuste.



Los datos que se alejan de la recta ajustada podrían deberse a coeficientes de escurrimientos, coeficientes de rugosidad o políticas de operación. Se recomienda continuar los trabajos de investigación que permitan mejorar aún más la calibración de los parámetros de cálculo, así como de los modelos matemáticos.

Se consideró, entonces, que el modelo está “a punto” para realizar la tesis de doctorado y estudios del SDVM.

## 6. SIMULACIONES PARA DEFINIR POLÍTICAS DE OPERACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE DEL VALLE DE MÉXICO

En este capítulo se describen los antecedentes relacionados con las políticas de operación del SDVM y la necesidad de analizar el funcionamiento hidráulico para comprender el efecto que tienen bajo diferentes condiciones de tormenta.

Primero, se creó un marco de referencia. En segundo término, se establecieron dos políticas de operación adicionales denominadas como “escalonadas”. Finalmente, se procedió a aplicar 17 políticas de operación escalonadas variando los sitios donde se establece la apretura y/o cierre de compuertas. Los resultados se muestran con gráficas de la variación horaria y barras con los máximos de cada política de operación.

Con el análisis exhaustivo, se seleccionó una política de operación para ser analizada —como se describe en el capítulo 7— bajo el efecto de dos tormentas ocurridas recientemente y una tormenta regionalizada.

### 6.1. ANTECEDENTES

Se podrían considerar dos criterios fundamentales para tomar decisiones en la aplicación de las políticas de operación del SDVM:

- Criterio de altura de lluvia.
- Criterio de escurrimiento: gasto o nivel.

El primero se toma en cuenta actualmente para el inicio de la aplicación del protocolo de operación. El segundo consiste en revisar las condiciones del sistema bajo los efectos del escurrimiento en diversos puntos, éste también se emplea en el protocolo de operación vigente. Una de las propuestas de la tesis es emplear únicamente un sitio de medición de niveles de agua en el sistema para tomar la decisión en la aplicación de las políticas de operación y dejar tanto la lluvia, como otros sitios, para revisión del comportamiento del SDVM.

La propuesta surge de la apreciación de que, al considerar el criterio de la lluvia, las políticas de operación sugeridas en el protocolo actual provocan que se comience a enviar agua hacia los cuerpos de regulación, y se considera el nivel de agua en los conductos como un elemento secundario. Ahora se propone que el criterio de la lluvia se emplee en el futuro como una señal de alarma preventiva que permita alistar a los operadores.

La entrada en funcionamiento del Sistema de Drenaje Profundo, en 1975, derivó en la necesidad de implementar, paulatinamente, políticas de operación más complejas que requirieron de bases físicas para complementar las políticas de operación aplicadas con bases empíricas de experiencias de años anteriores, ya que el efecto del crecimiento de la superficie urbana y los hundimientos modifican cada año los patrones de escurrimiento, drenaje y regulación del Valle de México.

Uno de los resultados de los trabajos del Plan Maestro de Drenaje 1994-2010, desarrollado por la DGCOH, es el que presenta Domínguez (1997), donde se describe el análisis hidráulico del SDVM que derivó en recomendaciones de las políticas de operación

del sistema. Se considera que las estrategias generales para el manejo y desarrollo de éste deberían abarcar tres aspectos principales:

- Buscar el máximo aprovechamiento de las presas y vasos de regulación existentes y seleccionar posibles sitios adicionales que puedan utilizarse para regular avenidas.
- Usar las posibilidades de operación en el sistema para aprovechar la infraestructura existente de la mejor manera.
- Definir las obras de infraestructura que se requieren para mejorar el manejo de las avenidas.

De esta forma se parte de las recomendaciones de Domínguez (1997) para desarrollar la tesis, aprovechando herramientas modernas y modelos matemáticos calibrados, como se describió en los capítulos del 1 al 5.

## 6.2. SIMULACIONES DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL SDVM CON LA FILOSOFÍA GENERAL

Se expone la filosofía general seguida de los principales resultados de las simulaciones en sitios seleccionados como representativos del SDVM. Se simularon las 10 tormentas y se seleccionó la más desfavorable desde el punto de vista de niveles e hidrogramas.

### 6.2.1. Filosofía general de las políticas de operación

La filosofía general implementada para efectuar las simulaciones de funcionamiento hidráulico —con las 10 tormentas seleccionadas que se indicaron en la tabla 4.2— consiste de tres políticas de operación que se muestran en la figura 6.1. Éstas permitirán contar con un marco de referencia para el resto del trabajo de investigación.



La filosofía general abarca las estructuras cuyas políticas de operación tienen mayor impacto en el SDVM y protegen al mayor número de habitantes de la ZMCM, la cual se relaciona directamente con el Sistema de Drenaje Profundo (SDP) y el Sistema de Drenaje Superficial (SDS).

La condición denominada TODO SDP busca aprovechar exclusivamente el SDP y observar los efectos en la capacidad de desalojo. Las principales captaciones al SDP — como la Obra de Toma del Gran Canal y la Captación Zaragoza, entre otras— permanecen abiertas antes, durante y después de la tormenta, mientras que los conductos hacia el río Churubusco y otras plantas de bombeo no se utilizan. Estos últimos se implementan como bombes apagados.

La que se indica como TODO SDS busca lo contrario, conducir al máximo el agua hacia los conductos superficiales en las plantas de bombeo, tanto para las aguas residuales como para la tormenta. Y, por su parte, las estructuras de compuertas de las captaciones se consideran cerradas antes, durante y después de la tormenta. Esto provoca que la capacidad de regulación y drenaje superficial se aproveche al máximo y el SDP trabaje exclusivamente con los escurrimientos que le llegan directamente.

Esta última condición permite formarse una idea del aprovechamiento de la capacidad de regulación. Así, cuando los niveles máximos resultaron en el desbordamiento de los conductos, fue el indicio de que, probablemente, debió haberse usado más el SDP.

Estas dos condiciones permiten tener un marco de referencia extremo en dos sentidos, ya que los resultados fueron, como era de esperarse, los siguientes:

- En el primer caso (TODO SDP), el SDP se desborda en las lumbreras con elevación de brocal más bajo y el SDS trabaja aliviado, no se regula.
- En el segundo caso (TODO SDS), algunos conductos superficiales se desbordan y el drenaje profundo no llega a entrar en carga.

Por tal razón se planteó una tercera política de operación. La condición L“0”EC, que representa una primera propuesta de este trabajo de investigación: buscar un equilibrio entre el SDP y el SDS. Esta consiste en:

- Aprovechar la capacidad de regulación disponible empleando primero el SDP y cambiar la política de operación (mediante un criterio de lluvia y/o escurrimiento) para conducir el agua hacia los cuerpos de regulación del SDS y vaciarlos por el SDP después de la tormenta.

El criterio propuesto se rige por la elevación del agua en la Lumbrera “0” del Emisor Central que, al alcanzar una elevación de 2,206 msnm, determina la apertura y cierre de compuertas (teniendo presente que la plantilla del túnel en dicha lumbrera se encuentra a 2,200 msnm y tiene un diámetro de 6.5 m). Esto quiere decir que si, por ejemplo, una compuerta se encuentra abierta cuando el nivel del agua está por debajo de 2,206 msnm, al alcanzar dicha elevación debe cerrarse. Lo mismo para una planta de bombeo que estuviera apagada, al alcanzar dicha elevación se debería encender.

Esta política de operación tuvo como consecuencia la reducción de los niveles de agua de los conductos, tanto profundos como superficiales, y el aprovechamiento de la capacidad de regulación del sistema.

### 6.2.2. Resultados de las simulaciones

De las 10 tormentas seleccionadas, a continuación se presentan únicamente los resultados de la tormenta del día 30 de agosto de 2005 con las tres políticas de operación expuestas, lo que permite formarnos una idea de los resultados obtenidos en las otras nueve.

Para la revisión de los efectos generados con el tránsito de la avenida se seleccionaron cinco sitios estratégicos, cuya ubicación dentro del contexto del SDVM se muestra en la figura 6.2. Los sitios empleados fueron:

#### **Hidrograma**

Sitio 1. Salida del Emisor Central

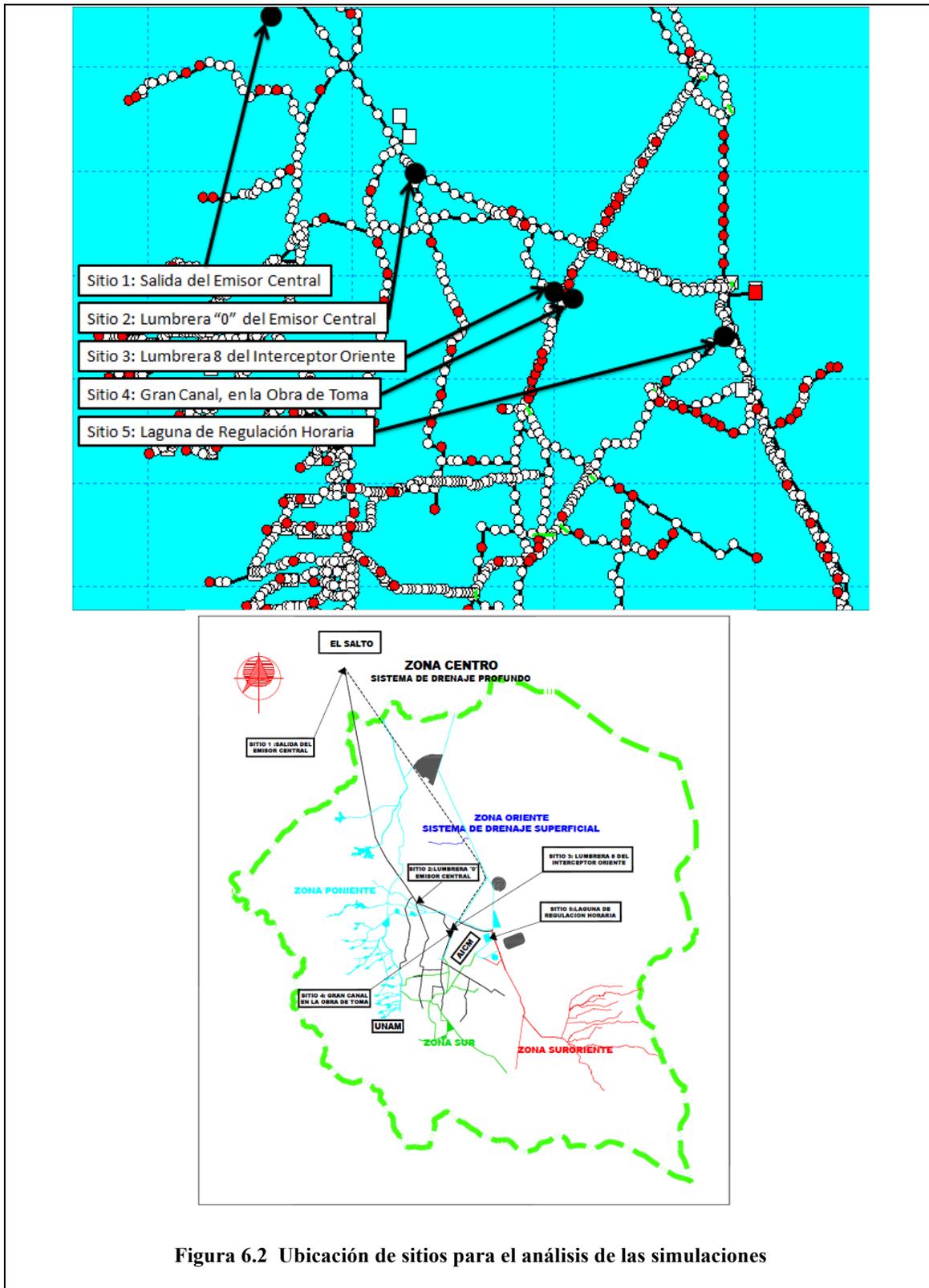
#### **Variación de niveles de agua**

Sitio 2. Lumbrera “0” del Emisor Central

Sitio 3. Lumbrera 8 del Interceptor Oriente

Sitio 4. Gran Canal, en la Obra de Toma

Sitio 5. Laguna de Regulación Horaria



### **Los primeros tres sitios se ubican en el Sistema de Drenaje Profundo (SDP)**

El sitio 1 representa la salida principal del SDVM. Permite observar la magnitud regional de la tormenta, el tiempo de duración del escurrimiento y el gasto de aguas residuales antes y después de la tormenta.

El sitio 2 permite apreciar el efecto de la tormenta en la Lumbrera “0”, que representa el inicio del Emisor Central, y, por consiguiente, se puede ver el efecto de remanso hacia aguas arriba en el SDP. Se ha observado que podría ser un sitio idóneo para tomar decisiones en la mayoría de las tormentas.

El sitio 3 se ubica aguas arriba de la Lumbrera “0” del Emisor Central, en la Lumbrera 8, la cual recibe los escurrimientos del Gran Canal, por lo que permite apreciar tanto el remanso del SDP como el efecto de la descarga del Gran Canal. Razones por las que podría ser otro sitio de control del SDVM.

### **Los sitios 4 y 5 pertenecen al Sistema de Drenaje Superficial (SDS)**

El sitio 4, ubicado en el SDS, sobre el Gran Canal, refleja los niveles en los cuales es posible drenar los escurrimientos por dicho conducto y, en conjunto con el sitio 3, podría aprovecharse para tomar decisiones en las políticas de operación de dicha conexión.

El sitio 5 refleja el comportamiento de los niveles en los Lagos de Regulación del SDS y del Dren General del Valle. En conjunto con el sitio 4 podrían ser los controles del SDS.

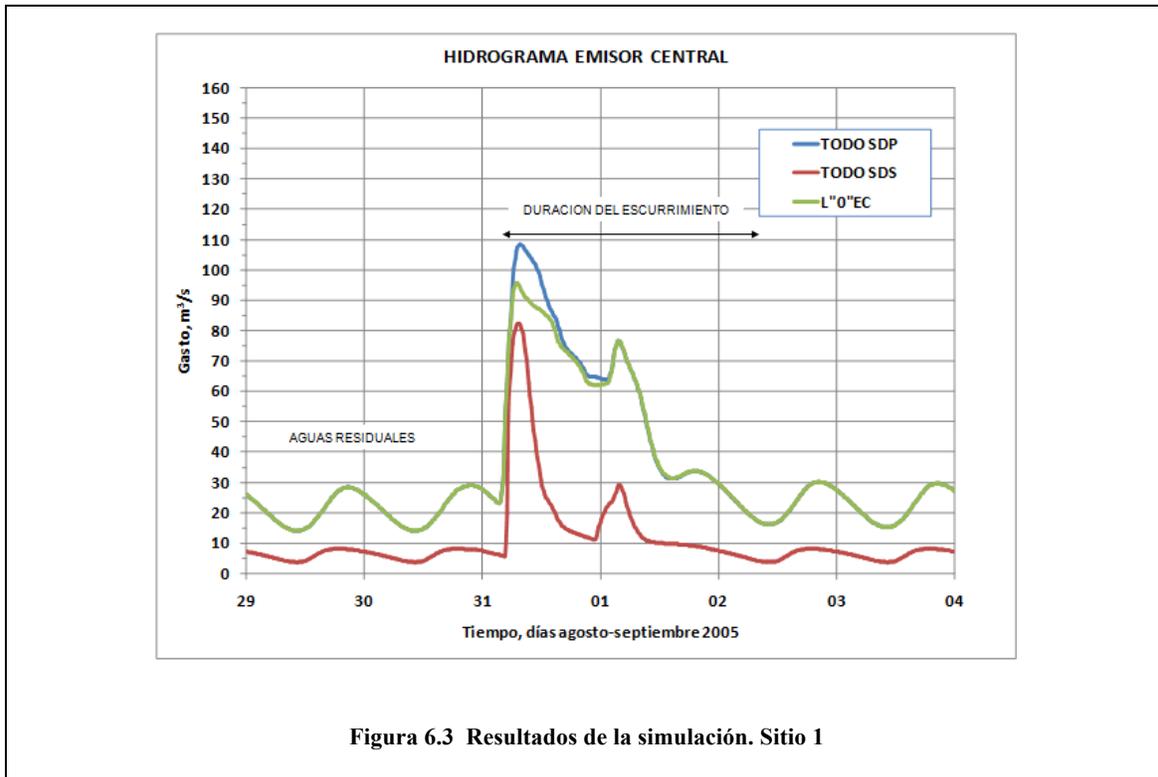
Se consideró que, en principio, con estos cinco sitios podría ser factible controlar regionalmente las tormentas de la parte central de la ZMCM (área más densamente

poblada), sin embargo, existen efectos locales que requieren ser tomados en cuenta para un análisis detallado. El planteamiento inicial es lograr reducir el riesgo de grandes inundaciones para que, una vez controladas en las simulaciones, se proceda a investigar las políticas de operación de otras zonas.

### **Sitio 1. Hidrograma de salida del Emisor Central**

Analizando las condiciones TODO SDP y TODO SDS se observa que:

- El gasto máximo fue de  $110 \text{ m}^3/\text{s}$  para la simulación denominada TODO SDP y, como se aprecia en la figura 6.3, se reduce a  $80 \text{ m}^3/\text{s}$  en la simulación TODO SDS. En principio, aparentemente no representa una diferencia considerable en gasto, sin embargo, los niveles de agua en el Emisor Central y el SDP mejoran considerablemente.
- Se aprecia que en la condición L“0”EC el gasto máximo fue de  $95 \text{ m}^3/\text{s}$ , valor ubicado entre las dos condiciones extremas. Antes de la tormenta y al inicio de ésta, las líneas que definen la condición L“0”EC y TODO SDP coinciden debido a que el criterio es drenar por gravedad entre tormentas por el SDP. Cuando las líneas se separan corresponde a una disminución de gasto por el SDP que es enviado al SDS. Al final de la tormenta se regresa al drenado por el SDP, por lo que las líneas vuelven a coincidir.

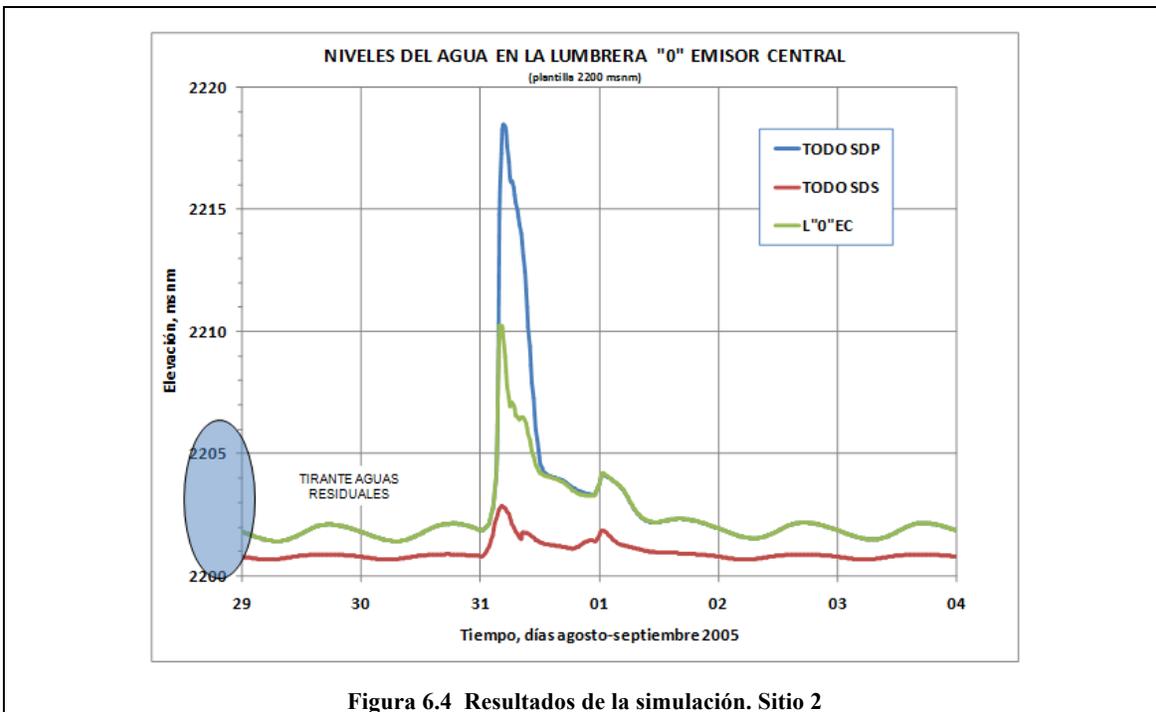


## Sitio 2. Variación de niveles de agua, Lumbrera “0” del Emisor Central

Para la simulación TODO SDP, la elevación máxima de agua que se alcanza en la Lumbrera “0” del Emisor Central es de 2,218 msnm a las 4:45 am —como se aprecia en la figura 6.4—, sólo un par de metros por debajo de la condición crítica (que podría establecerse a 2,220 msnm) para las lumbreras del SDP con elevaciones más bajas. Se considera que representa la política de operación más sencilla, pero también la más desfavorable. Es una política de operación que podría ser factible si se contara con capacidad suficiente en el SDP pero, como no es así, es necesario aprovechar la capacidad de conducción y regulación del SDS.

La mejoría es notoria al aplicar la política de operación TODO SDS, ya que los niveles en este sitio alcanzan hasta los 2,203 msnm, lo que representa flujo a superficie libre en el Emisor Central. Sin embargo, como se verá más adelante, los niveles en el SDS provocarían desbordamientos, por lo que la mejoría es aparente.

Se observa que, al alcanzar la elevación de 2,206 msnm, el nivel de agua definido por las condiciones TODO SDP y L"0"EC son iguales, sin embargo, la condición TODO SDP continúa incrementándose hasta llegar cerca de los 2,220 msnm, y la condición L"0"EC no alcanza la elevación de 2,211 msnm cuando comienzan a descender los niveles del SDP. En este caso la mejoría es notoria, ya que el nivel máximo está 8 m por debajo de la condición TODO SDP y, como se mencionó, el gasto no es significativamente menor.

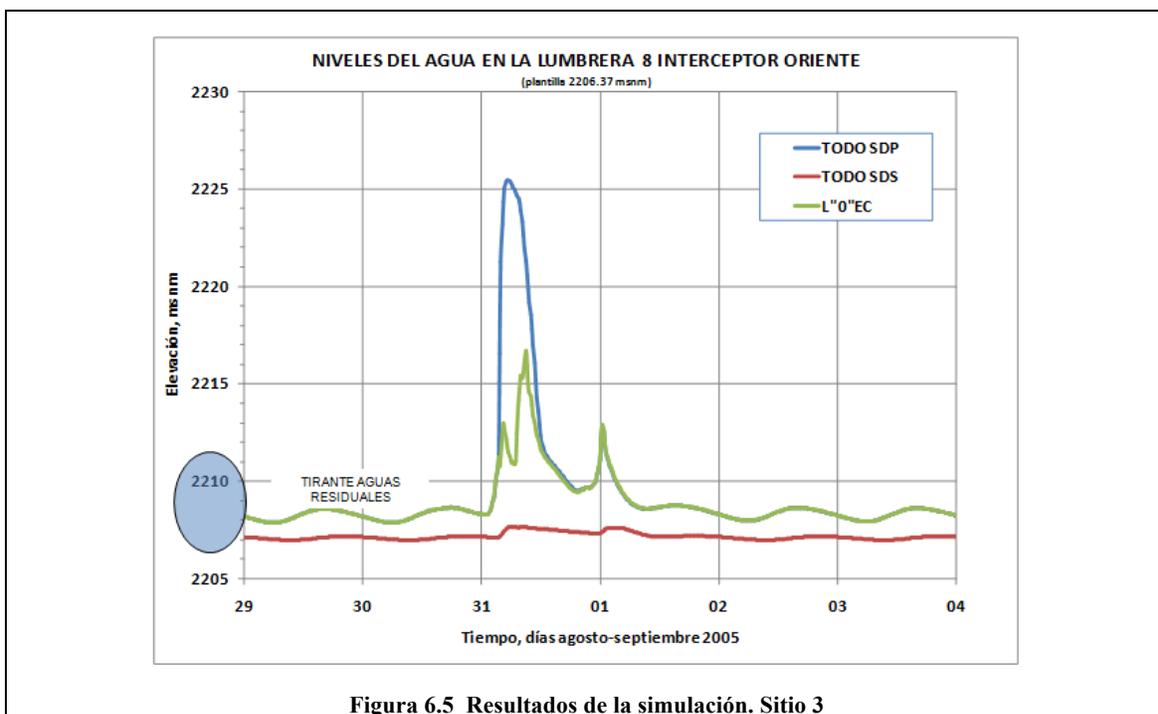


### Sitio 3. Variación de niveles de agua, Lumbrera 8 del Interceptor Oriente

En la simulación con la política de operación TODO SDP se observa que cuando el Emisor Central entra en carga, todo el SDP trabaja con carga. Se aprecia en la figura 6.5 que la elevación máxima alcanzada es de 2,225 msnm y es de esperarse que se incremente hacia aguas arriba por el efecto de remanso.

Al drenar la tormenta con la política de operación TODO SDS se alcanza máxima regulación —como se verá en el comportamiento de los niveles de los sitios 4 y 5—, por su parte, los niveles tienen una variación mínima en el SDP.

Se observa que los niveles del SDP mejoran en la condición L"0"EC, la cual queda con un valor intermedio en la elevación del agua de 2,216 msnm, una ganancia notoria de 9 m.

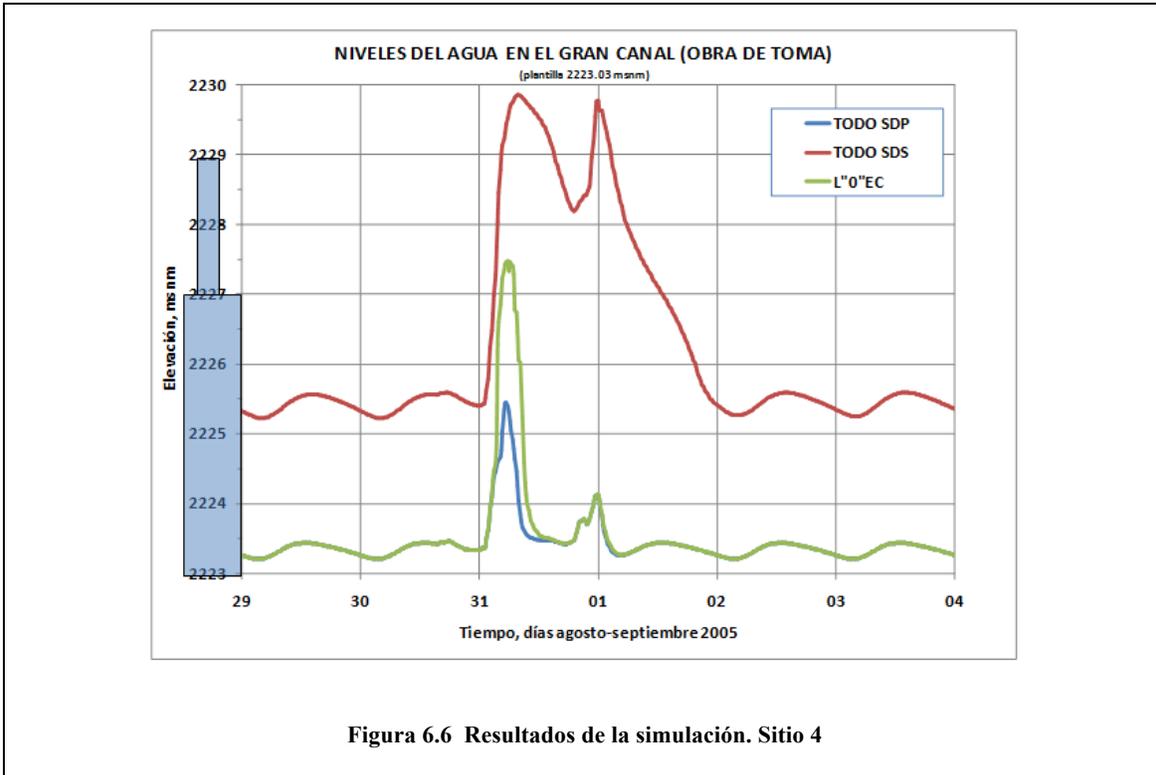


#### **Sitio 4. Variación de niveles de agua, Gran Canal, en la Obra de Toma**

En la figura 6.6 se aprecia la diferencia entre las condiciones extremas de las políticas de operación TODO SDP y TODO SDS. Ahora estas son a la inversa (respecto de los dos sitios vistos previamente), funcionamiento holgado en la primera con una elevación de agua a 2,225 msnm y niveles altos cercanos a 2,230 msnm, que desbordarían el conducto en la segunda.

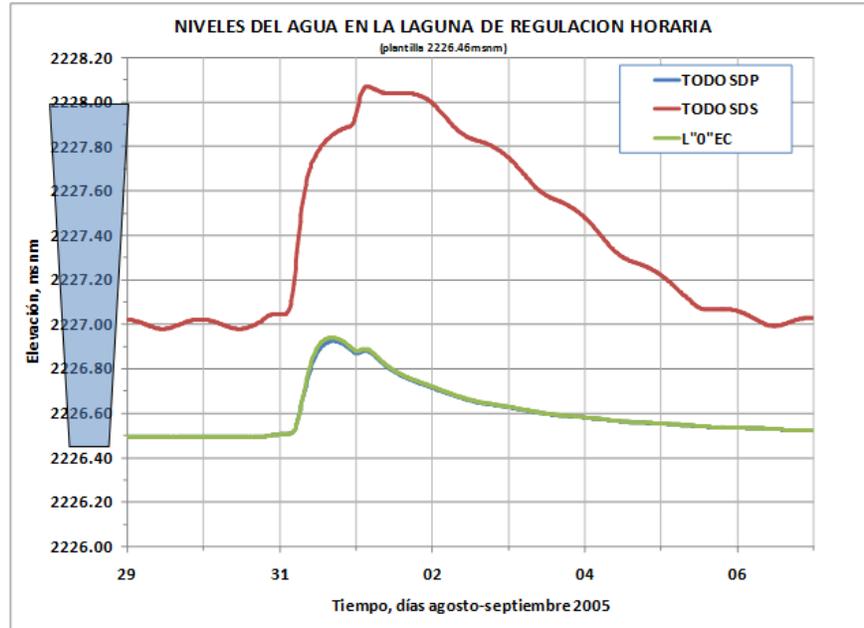
El nivel máximo de agua en la condición L“0”EC alcanza la elevación 2,227.50 msnm, que es un funcionamiento con carga pero sin desbordar en este sitio. Tomando en cuenta el efecto de los hundimientos ese valor podría ser crítico, sin embargo, es intermedio entre las condiciones TODO SDP y TODO SDS.

Apreciando los niveles en el SDS y teniendo presente el efecto en el SDP se observa que no es recomendable operar el SDVM de ninguna de las dos maneras extremas: TODO SDP o TODO SDS representan un marco de referencia. Más aún, se resalta la importancia de continuar investigando los efectos de otras políticas de operación para definir el criterio de lluvia o escurrimiento para efectuar el cambio en la política de operación, ya que en este momento se tiene un criterio único para todas las estructuras de compuertas basado en la elevación de 2,206 msnm en la Lumbrera “0” del Emisor Central.



### Sitio 5. Variación de niveles de agua, Laguna de Regulación Horaria

Con los resultados presentados en la figura 6.7, correspondiente a los niveles de agua en la Laguna de Regulación Horaria, se observa claramente la diferencia entre las dos condiciones extremas: una saturación y desbordamiento para la condición TODO SDS, y un uso escaso de la capacidad de regulación tanto en la condición TODO SDP como en la condición de equilibrio L'0'EC. Para esta última, dado que las líneas son parecidas, es claro que podría aprovecharse más la capacidad de regulación.



**Figura 6.7 Resultados de la simulación. Sitio 5**

Es conveniente recalcar que los niveles en el Sitio 5, correspondiente a la Laguna de Regulación Horaria, llegan a ser críticos con el paso de tormentas de varios días, por lo que el trabajo de investigación toma en cuenta más adelante el efecto de dos días consecutivos de lluvia considerable.

### 6.2.3. Conclusiones de la aplicación de la filosofía general

Se establece un marco de referencia con las condiciones extremas TODO SDP y TODO SDS que sería poco recomendable aplicar en la realidad, ya que provocaría problemas en los conductos profundos o en los superficiales, respectivamente.

Se observó que al aplicar una condición de equilibrio se mejoran los niveles de agua en ambos sistemas: SDP y SDS. Se aprecia, también, que sería factible aprovechar más la capacidad de regulación. Para ello se propuso investigar el efecto de implementar una política de operación “escalonada”, tal como se describe en el siguiente apartado.

### 6.3. SIMULACIONES DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL SDVM EMPLEANDO LAS 10 TORMENTAS Y 5 POLÍTICAS DE OPERACIÓN

Partiendo de las conclusiones del apartado anterior, se compara el efecto de dos condiciones de políticas de operación escalonadas respecto de los resultados obtenidos para las condiciones establecidas con el marco de referencia. Para esto se emplean las 10 tormentas seleccionadas de la tabla 4.2.

Primero se establecen las condiciones de análisis y luego los resultados en los sitios más relevantes para la tormenta 8, correspondiente al 30 de agosto de 2005, que se eligió por ser representativa del efecto regional. Después, se presenta el análisis de las 10 tormentas empleando diagramas de barras con los valores máximos del nivel de agua, con lo que finalmente se plantean las conclusiones.

#### 6.3.1. Consideraciones del análisis

Se calcularon los hidrogramas con la información de la lluvia de dos días consecutivos (día siguiente a los indicados en la tabla 4.2), de acuerdo con lo indicado en la tabla 6.1.

De esta forma, las simulaciones de funcionamiento hidráulico que se presentan a partir de este punto corresponden a:

**Tabla 6.1 Tormentas seleccionadas**

Tormenta	Fecha
1	20-21/08/2000
2	13-14/09/2000
3	12-13/07/2002
4	04-05/09/2002
5	21-22/06/2003
6	03-04/09/2003
7	17-18/08/2004
8	30-31/08/2005
9	16-17/07/2007
10	22-23/08/2007

De los cinco sitios que se emplearon en el apartado anterior se seleccionaron dos para efectos de presentación:

- Sitio 1. Hidrograma de salida del Emisor Central
- Sitio 2. Niveles en la Lumbrera “0” del Emisor Central

Esto debido a que se consideraron representativos para comprender los efectos de las cinco políticas de operación. Para el resto de los sitios se excluyen —por cuestiones de espacio— las figuras debido a que los efectos son congruentes con lo que se expone y con las conclusiones del apartado anterior.

Las políticas de operación consideradas fueron las tres descritas en el apartado 6.2, y se agregaron la 4 y la 5 conforme a la siguiente lista:

1. TODO SDP
2. TODO SDS
3. CIERRE SUR Y GRAN CANAL L“0”EC 2,206
4. ESCALONADA, L“0”EC 2,206 SUR Y L“0”EC 2,210 GRAN CANAL
5. ESCALONADA, IGUAL A LA POLÍTICA 4 PERO DERIVANDO DEL IP AL ICP

Las políticas escalonadas (4 y 5) consisten, fundamentalmente, en cerrar en un primer escalón la zona sur y en un segundo escalón el Gran Canal. Se distinguen de la política 3, ya que en ésta se cierran todas las captaciones en el mismo instante.

### 6.3.2. Análisis con cinco políticas de operación

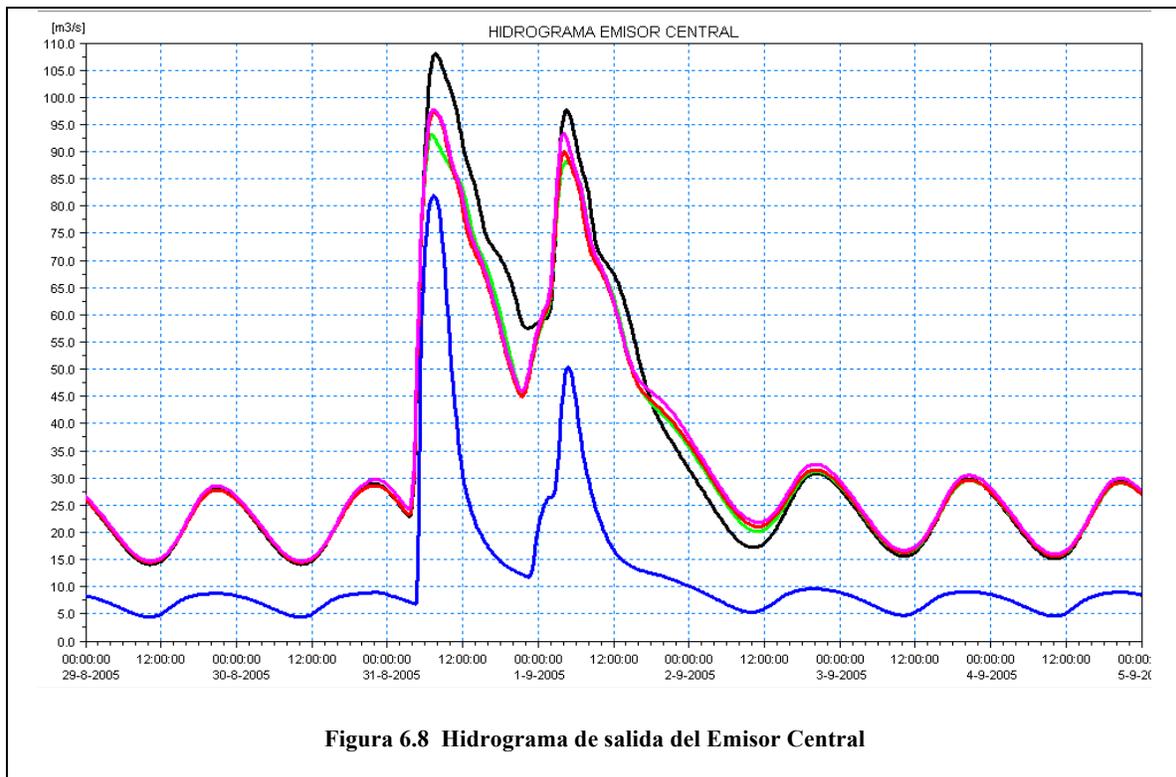
#### **Para la tormenta 8 (30 de agosto de 2005)**

A continuación se muestran los resultados en gráficas para el hidrograma en la salida del Emisor Central y la variación de niveles de agua en la Lumbrera “0” del Emisor Central.

### Sitio 1. Hidrograma de Salida del Emisor Central

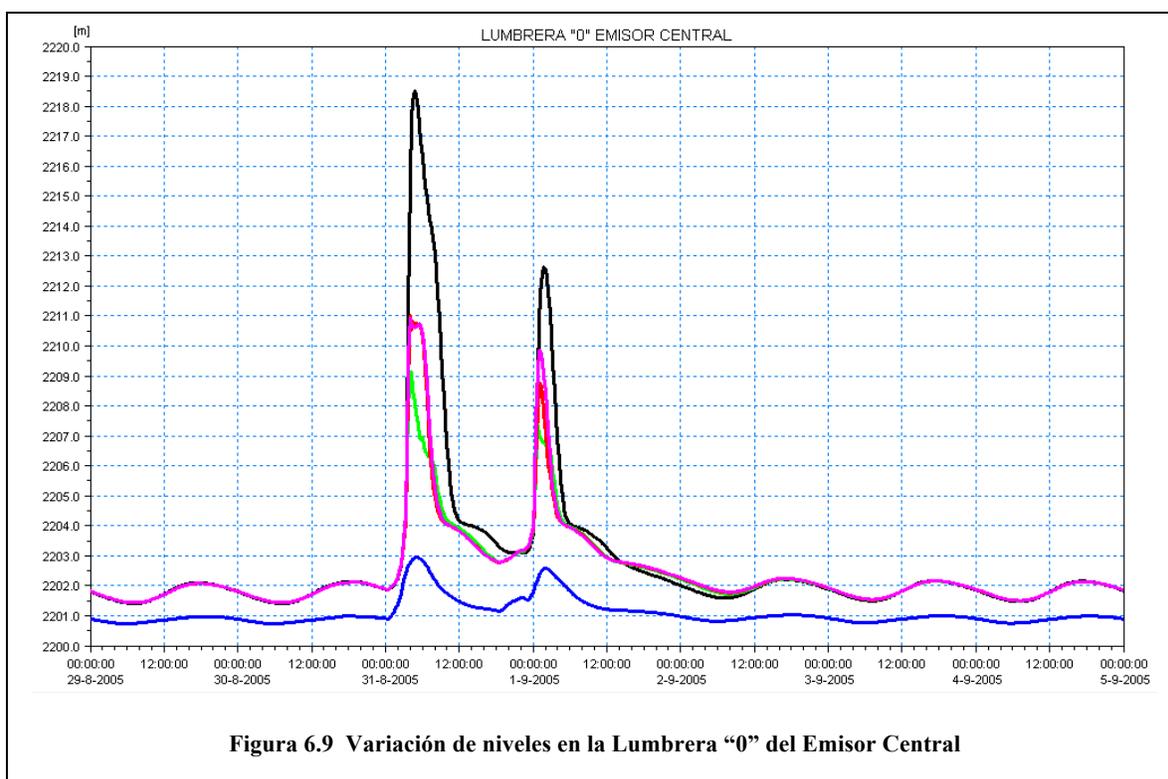
En la figura 6.8 se aprecian los eventos hidrológicos correspondientes a los dos días de análisis, se observa que el primero fue más desfavorable. Las condiciones extremas corresponden a un valor máximo de  $110 \text{ m}^3/\text{s}$  TODO SDP y de  $80 \text{ m}^3/\text{s}$  TODO SDS. De las líneas intermedias, la correspondiente a la política de operación 3, L"0"EC, está por debajo de los  $95 \text{ m}^3/\text{s}$ , mientras que las políticas de operación 4 y 5 son prácticamente iguales en gasto, con cerca de  $97 \text{ m}^3/\text{s}$ , lo cual indica que la política de operación 4 (escalonada) arroja beneficios en gasto drenado y que la política de operación 5 (escalonada con incorporación del IP al ICP) no implica un incremento sustancial de gasto para esta tormenta. Se concluye que en ocasiones es factible incorporar las aportaciones de la Zona Poniente bajo este esquema de operación sin mayores complicaciones.

Las gráficas se presentan con la escala horizontal suficiente para apreciar los gastos y niveles antes y después del paso de la avenida. De esta forma es posible analizar los escurrimientos de aguas residuales, así como los tiempos en los que, en caso de no ocurrir otra tormenta, se regresa a la condición inicial.



### Sitio 2. Niveles en la Lumbra "0" del Emisor Central

Las condiciones extremas se aprecian con mayor claridad en la figura 6.9 al analizar los niveles en la Lumbra "0" del Emisor Central, ya que la elevación se acerca a 2,218 msnm para la condición TODO SDP y a 2,203 msnm para la TODO SDS. Con la política 3 alcanza a trabajar con carga con una elevación de agua de 2,209 msnm, lo cual indica mayor eficiencia sin que esto implique problemas hacia aguas arriba. Mientras que con las políticas 4 y 5, aun cuando trabaja con mayor carga que con la 3, la elevación de 2,211 msnm no es tan desfavorable como la de la condición extrema. Se obtiene un claro beneficio de drenado por el Sistema de Drenaje Profundo.



El efecto observado en el Gran Canal fue también más eficiente, ya que redujo sus niveles al aplicar la política de operación escalonada y la Laguna de Regulación Horaria incrementó sus niveles, lo que indica mayor regulación. En general, el SDVM tuvo un comportamiento intermedio entre las condiciones extremas y mayor eficiencia que al cerrar todas las compuertas simultáneamente.

### 6.3.3. Análisis de barras para las 10 tormentas

Para sintetizar las simulaciones con las políticas de operación para las 10 tormentas se deja a un lado la variación horaria y se analiza el valor máximo de gasto y niveles como indicador de la eficiencia del SDVM.

Partiendo de la premisa de que tenemos dos condiciones extremas y dos condiciones escalonadas, de la siguiente lista se analizan las políticas 3 y 5 por las razones que se exponen:

1. La condición TODO SDP se excluye del análisis de barras porque es extrema y ya se analizó su efecto.
2. La condición TODO SDS se excluye del análisis de barras porque es extrema y ya se analizó su efecto.
3. CIERRE SUR Y GRAN CANAL L“0”EC 2,206 se incluye en el análisis de barras porque expone el efecto de operar bajo un criterio específico simple, esto es, realizar la operación simultáneamente para una sola elevación del agua.
4. ESCALONADA L“0”EC 2,206 SUR Y L“0”EC 2,210 GRAN CANAL se excluye del análisis de barras porque los resultados fueron muy parecidos a la condición 5.
5. ESCALONADA L“0”EC 2,206 SUR Y L“0”EC 2,210 GRAN CANAL, CONSIDERANDO LA DERIVACIÓN DEL IP AL ICP se incluye en el análisis de barras porque considera el efecto de la política escalonada. Además incluye la derivación del IP hacia el ICP, que en ocasiones es factible incorporar, siempre y cuando se recuerde que la zona poniente requeriría de un subprotocolo.

A continuación se presentan las figuras de análisis de acuerdo con el orden marcado en la figura 6.2.

#### Sitio 1. Salida del Emisor Central

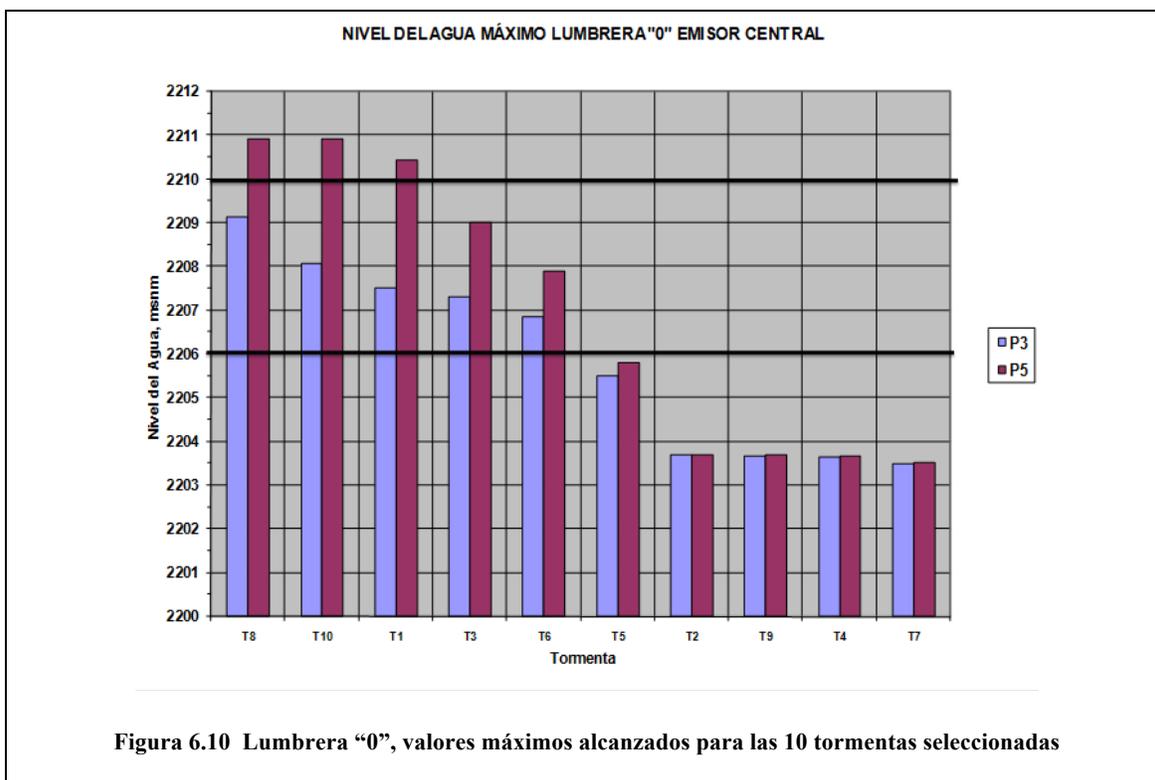
Se observó que el gasto máximo de salida fue del orden de los  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  debido a las políticas de operación implementadas, es conveniente recordar que la rugosidad del Emisor Central empleada fue de  $n=0.020$  en los primeros 10 km y de  $n=0.018$  para los restantes 40 km. En la medida en que se redujera la rugosidad de las paredes del conducto, bajarían los niveles de la Lumbrera “0” del Emisor Central y se podría incrementar el gasto máximo de salida, pero mientras las mediciones indiquen que el gasto es del orden de magnitud de  $110 \text{ m}^3/\text{s}$ , y los niveles mayores a la elevación de 2,215 msnm, sería conveniente conservar los valores de rugosidad propuestos, que podrían interpretarse como un aglomerado de factores para lograr la calibración.

#### Sitio 2. Lumbrera “0” del Emisor Central

Los niveles en la Lumbrera “0” del Emisor Central fueron empleados para tomar las decisiones del cambio en la política de operación. En la figura 6.10 se marcan los dos umbrales de cambio en la política de operación: 2,206 y 2,210 msnm. Las tormentas fueron ordenadas de mayor a menor para identificar la magnitud de su efecto en el sitio seleccionado con el fin de establecer el criterio de operación: T8, T10, T1, T3, T6, T5, T2, T9, T4 y T7.

Se pueden apreciar tres grupos de tormentas: 1) las que rebasaron la elevación de 2,210 msnm; 2) las que se encuentran entre los 2,206 y los 2,210 msnm, y 3) las que se encuentran debajo de los 2,206 msnm. La política de operación 3 es la barra de la izquierda y la política de operación 5 la de la derecha. Para las seis tormentas con niveles por encima de los 2,206 se aprecia un beneficio en los niveles de agua en esta Lumbrera, si tomamos en cuenta las conclusiones establecidas que nos dicen que los niveles no llegan a alcanzar valores tan altos como en la política de operación TODO SDP. Esto es, se tienen valores máximos por debajo de los 2,211 msnm, lo que corresponde a un funcionamiento con carga eficiente del SDP. Por lo tanto, se concluye que la política de operación 5 es más eficiente que la 3, en otras palabras, se tiene mayor eficiencia al escalonar que al cerrar todas las compuertas simultáneamente.

Las cuatro tormentas menores a los 2,206 msnm, donde no hay diferencia entre las elevaciones máximas de agua, fueron intensas a nivel regional pero no tuvieron tanta influencia a nivel de la zona centro, podrían ser objeto de análisis dentro del marco del subprotocolo de otras zonas. La tormenta 5, por su parte, refleja la aportación del poniente en la diferencia de elevaciones, sin que esto llegara a producir la aplicación de las políticas de operación. Este grupo de tormentas indican que en ocasiones no se requiere utilizar la capacidad de regulación, ya que pueden ser drenadas por gravedad sin mayor problema. Cuando son enviadas a regulación se utiliza capacidad que se traduce en tiempo de vaciado y ocupación que podría llegar a requerirse para la siguiente tormenta.



Con base en la figura 6.10 se podría plantear la siguiente clasificación:

### Para la política 3

Tormentas importantes, se aplica protocolo escalonado: ninguna.

Tormentas medias, se aplica protocolo con 2,206 en la L"0"EC: T1, T3, T6, T8 y T10.

Tormentas ligeras, no se aplica protocolo: T2, T4, T5, T7 y T9.

### **Para la política 5**

Tormentas importantes, se aplica protocolo escalonado: T1, T8 y T10.

Tormentas medias, se aplica protocolo con 2,206 en la L"0"EC: T3 y T6.

Tormentas ligeras, no se aplica protocolo: T2, T4, T5, T7 y T9.

Se podría decir que, de las 10 tormentas seleccionadas, 70% requirió de la aplicación de políticas de operación para un drenado eficiente, y 30% podrían ser drenadas sin cambio alguno. Es un indicador de la necesidad de monitorear lluvias y niveles de la Lumbrera "0" del Emisor Central (entre otros sitios) para la aplicación de las políticas de operación.

#### **Sitio 3. Lumbrera 8 del Interceptor Oriente**

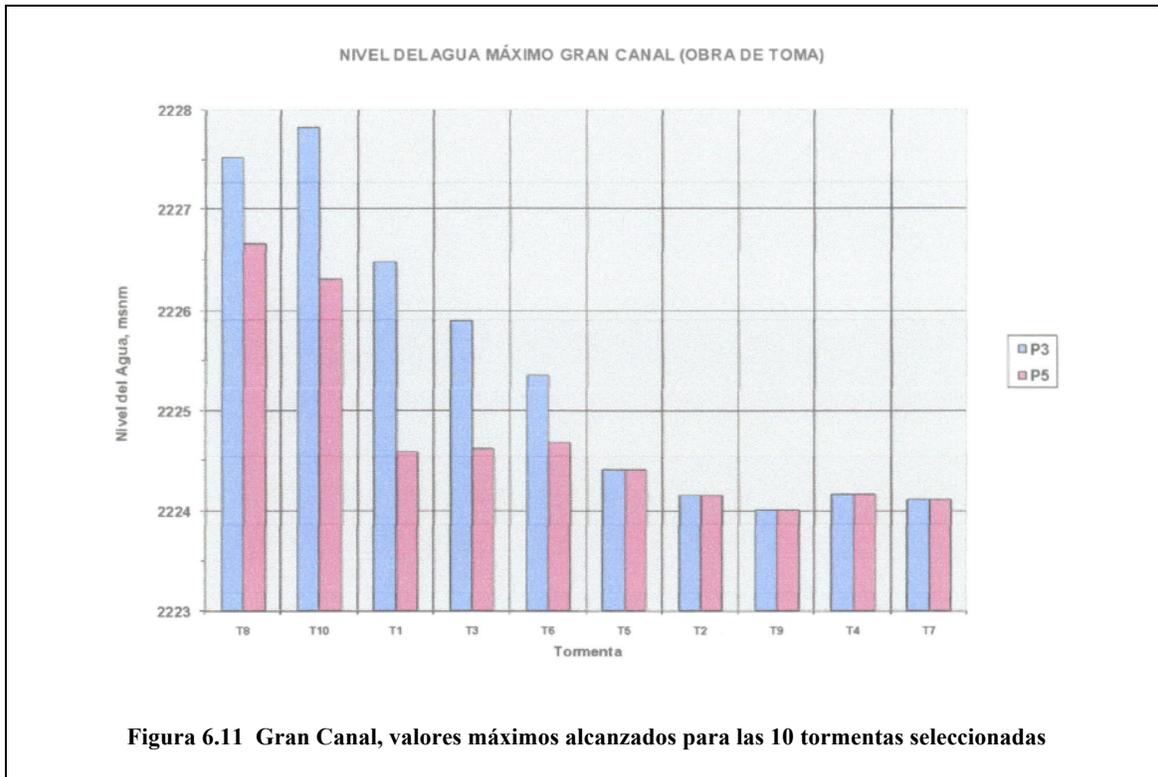
En la Lumbrera 8 del Interceptor Oriente se observa que la tormenta 10 es la más desfavorable, ya que al mantener abierta la obra de toma se incrementa el gasto derivado hacia el SDP, lo que provoca que el nivel de agua ahogue la descarga.

Las demás tormentas están por debajo de la elevación de 2,219 msnm, lo que significa que en algunas tormentas se podría enviar más agua al SDP. Derivado del análisis se originó la propuesta de un criterio para aplicación de las políticas de operación al establecer la elevación máxima de 2,210 msnm en lugar de 2,206, y de 2,215 en lugar de 2,210, es decir, sostener más tiempo el envío de agua hacia el SDP, en el apartado 6.4 se presentan los razonamientos de esta propuesta.

#### Sitio 4. Gran Canal, en la Obra de Toma

Los niveles en el Gran Canal, donde se ubica la Obra de Toma, se muestran en la figura 6.11, donde se observa que se invierte respecto al SDP. Se distingue claramente que los niveles de agua disminuyen considerablemente en la P5 (escalonada) respecto de la P3 (simultáneamente a la elevación de 2,206 msnm) debido a que se mantienen abiertas las compuertas del Gran Canal más tiempo, protegiendo así al conducto de posibles desbordamientos. Es conveniente resaltar que la política de operación de la zona Sur contempla que se está regulando desde tiempo antes. Se considera un alivio de importancia ya que 1 m de diferencia representa 25% de la altura del conducto.

Para las cinco tormentas menores no hay cambio en los niveles entre estas políticas de operación, ya que no se aplicó el protocolo de operación. Esto lleva a la conclusión de que las tormentas no ocurrieron en la zona de influencia del Gran Canal ni del SDP.



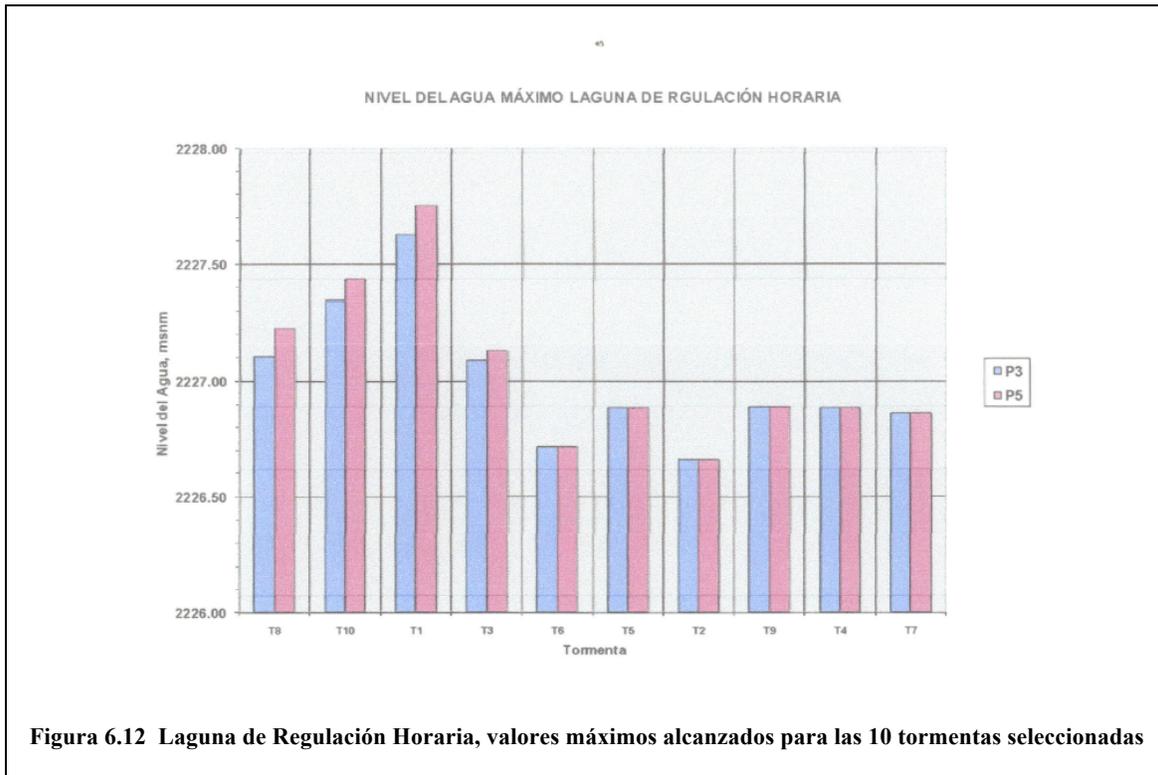
El gasto derivado del Gran Canal hacia el Interceptor Oriente depende de las aportaciones que vengan de aguas arriba (del sur) y de aguas abajo (del norte), se debe tener en cuenta que el flujo se llega a invertir cuando la Obra de Toma está abierta. También es preciso considerar que la operación de la planta de bombeo Gran Canal 11+600 tiene un efecto sobre el conducto, ya que en ocasiones se requiere bombear a toda su capacidad y en otros casos no se requiere dicha acción. Este efecto se refleja en el gradiente del Gran Canal para distintas condiciones que también dependerán de la zona en que se haya presentado más lluvia.

### Sitio 5. Laguna de Regulación Horaria

Los niveles de agua en la Laguna de Regulación Horaria tienden a incrementarse al aplicar la política de operación escalonada P5 respecto de la P3, como se observa en la figura 6.12. Se encuentra el efecto buscado de mayor regulación para protección del Sistema de Drenaje Profundo y del Gran Canal.

Los niveles alcanzados son representativos de los conductos de la zona oriente: Brazo Izquierdo y Brazo Derecho del río Churubusco, Lago Churubusco, Laguna de Regulación el Fusible y Dren General del Valle que, en conjunto, representan la mayor capacidad de regulación del SDVM. Cada metro de incremento en el nivel representa millones de metros cúbicos de regulación, es por ello que la esencia de la investigación de la tesis busca aprovechar al máximo dicha capacidad, ya que aun unos pocos centímetros representan agua que se regula controladamente y se protege de inundaciones descontroladas.

En esta gráfica se aprecia la diferencia entre la regulación al cerrar todas las aportaciones al SDP simultáneamente (política 3) y hacer un escalonamiento (política 5).



Es conveniente tener presente que las compuertas de la planta de bombeo Lago se mantienen cerradas en sentido río Churubusco-Lagos de Regulación para mantener vacíos los lagos antes de que se alcance la elevación de 2,206 msnm en la Lumbrera “0” del Emisor Central. Al rebasarse esta elevación se abren las compuertas y permiten el flujo en ambos sentidos dependiendo del gradiente (puede que el nivel en los Lagos de Regulación sea mayor que en el río Churubusco debido a la avenida del Río de la Compañía). El incremento en los niveles se podría dar por el ingreso, por un lado, del Río de la Compañía y, por otro, del río Churubusco.

La plantilla del río Churubusco en el sitio de conexión con el Interceptor Oriente es a la elevación de 2,224.56 msnm. Se observó que, bajo el esquema de las políticas de operación 3 y 5, ninguna tormenta ahogó la descarga, ya que están por debajo de 2,219. Esto sucede cuando la política de operación es TODO SDP.

Las plantas de bombeo Zaragoza, Central de Abastos y Miramontes representan un gran apoyo al SDP y, al contrario de comprometer al río Churubusco, las políticas de operación que se apliquen son el mecanismo para lograr la regulación adecuada que se propone. Por lo que se considera que sus políticas de operación sean cuidadosamente aplicadas, ya que se podría estar bombeando y derivando al mismo tiempo por la Captación Zaragoza.

#### 6.3.4. Conclusiones de la política de operación escalonada

Las políticas escalonadas 4 y 5 son más eficientes que la 3, que considera la operación simultánea, ya que el SDP trabaja con niveles mayores y da salida al escurrimiento por gravedad, sin comprometerlo. Las políticas 1 y 2 siguen siendo un marco de referencia que encuadra las otras condiciones.

Se podría concluir que: con la política de operación escalonada se logra drenar primero por el SDP; después, al alcanzar la elevación de 2,206 msnm en la Lumbrera “0” del Emisor Central, se comienza a enviar agua hacia los cuerpos de regulación, pero el Gran Canal se protege al seguir aliviando hacia el SDP. Si la lluvia cesa y los niveles no alcanzan la elevación de 2,210 msnm, entonces se regresa a la condición de vaciado del agua regulada. Si, por el contrario, la tormenta provoca niveles de hasta 2,210 msnm en

la Lumbrera “0” del Emisor Central, entonces se cierra la Obra de Toma del Gran Canal, pero se continúa regulando hasta que se tenga una clara tendencia de descenso para comenzar el vaciado de las lagunas de regulación y esperar el siguiente evento.

#### 6.4. SIMULACIONES DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL SDVM EMPLEANDO LA TORMENTA 10 (22 DE AGOSTO DE 2007) Y 17 POLÍTICAS DE OPERACIÓN

Partiendo de la conclusión del apartado anterior, se comparó el efecto de 17 variantes de políticas de operación escalonadas empleando las combinaciones por zonas que se proponen a continuación, se comparan entre ellas y se determina la que arroja resultados de mayor equilibrio para el SDVM.

Primero se establecen las condiciones de análisis donde se explica que se toma en cuenta el tiempo de respuesta para la aplicación práctica de las políticas de operación, y se propone agrupar las estructuras para su estudio.

Se hace la comparación de resultados entre los tres sitios que reflejan más la esencia de la tesis:

1. Lumbrera “0” Emisor Central
2. Gran Canal en la Obra de Toma
3. Laguna de Regulación Horaria

La tormenta 10, correspondiente al 22 de agosto de 2007, se eligió por ser representativa de una tormenta con efecto regional. Se presenta el análisis empleando diagramas de barras con los valores máximos del nivel de agua alcanzado junto con figuras con la variación horaria de cada política de operación, las cuales permitieron establecer la conclusión final.

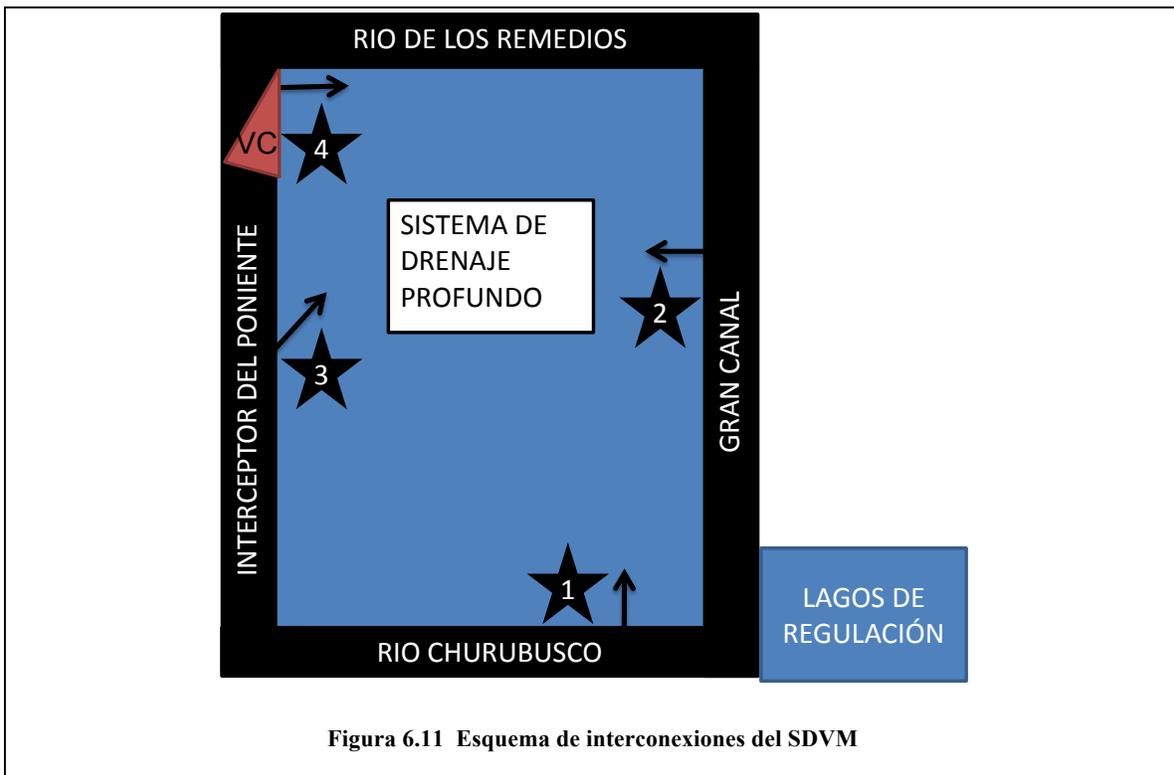
#### 6.4.1. Consideraciones de análisis

En el modelo matemático es factible implementar el cierre y la apertura de compuertas con base en la variación de niveles de un sitio en particular (para el desarrollo de esta tesis se eligió la Lumbrera “0” del Emisor Central). Dicho cierre/apertura se implementó considerando que se efectuara para una variación del nivel de agua de 1 m, sin embargo, esto llevó a tiempos de respuesta que serían demasiado cortos en la práctica (aun cuando matemáticamente es factible), por lo que se propuso incrementar dicho parámetro a 3 m de variación de niveles, de la siguiente forma:

1. Cuando la variación de niveles de agua para apertura y cierre
  - a. Se hacía de la elevación 2,206 a 2,207 msnm (1 metro),
  - b. Se cambió de 2,206 a 2,209 msnm (3 metros).
2. Cuando la variación de niveles del agua para apertura y cierre
  - a. Se hacía de la elevación 2,210 a 2,211 msnm (1 metro),
  - b. Se cambió de 2,210 a 2,213 msnm (3 metros).

Lo anterior ayuda a ampliar el tiempo de apertura y cierre de compuertas logrando tiempos de reacción entre 1 y 2 horas para las tormentas analizadas.

En la figura 6.11 se muestra un esquema del SDVM relacionado con las políticas de operación que tienen influencia sobre el área más densamente poblada con base en cuatro conductos: el río Churubusco, al sur; y el Gran Canal, el río de los Remedios y el Interceptor del Poniente. Se indican las interconexiones que tienen con el Sistema de Drenaje Profundo con flechas. También se señalan las zonas de regulación más importantes del sistema: el Vaso de Cristo, al poniente, y los lagos de regulación al oriente.



Cada conducto del esquema está relacionado con una o varias estructuras, como se indica a continuación:

1. SUR

Incluye: la Captación Zaragoza como estructura principal, y, además, se contemplan:

Colector Churubusco hacia Interceptor Oriente Sur.

Interceptor Iztapalapa hacia Interceptor Oriente Sur.

Canal Nacional-Canal de Chalco hacia Interceptor Oriente.

Colector Apatlaco hacia Interceptor Oriente.

Viaducto río Piedad hacia Interceptor Central (Interceptor Obrero Mundial).

2. OTGC

Corresponde exclusivamente a la Obra de Toma del Gran Canal hacia el IO.

3. IP-ICP

Corresponde exclusivamente a la derivación del IP hacia el ICP.

4. VC-RR

Incluye al Vaso de Cristo hacia el río de los Remedios como principal pero, además, se contempla:

Río de los Remedios hacia Interceptor Central.

Con base en el esquema se propusieron las combinaciones de políticas de operación que se muestran en la tabla 6.2. A continuación se describen las políticas “Abierto”, “2,206” y “2,210”:

**Abierto.** Durante toda la simulación se conservan abiertas las compuertas al SDP y no se encienden los bombeos. La simulación se presenta como referencia de la condición más desfavorable para el SDP.

**2,206.** Las estructuras indicadas inician abiertas y se comienzan a cerrar cuando la Lumbrera “0” del Emisor Central alcanza la elevación de agua de 2,206 msnm; el cierre total es a 2,209, con variación lineal, tanto para el cierre como para la apertura.

**2,210.** Las estructuras indicadas inician abiertas y se comienzan a cerrar cuando la Lumbrera “0” del Emisor Central alcanza la elevación de agua de 2,210; el cierre total es a 2,213, con variación lineal, tanto para el cierre como para la apertura.

Así, por ejemplo, si se observa la política de operación correspondiente a la simulación 7, se tiene que las estructuras de compuertas asociadas al río Churubusco (SUR) se cierran cuando el agua en la Lumbrera “0” del Emisor Central alcanza la elevación de 2,206 msnm; la Obra de Toma del Gran Canal (OTGC) se cierra al alcanzar la elevación de 2,210; la derivación del Interceptor del Poniente al Interceptor Centro-Poniente (IP-ICP) se cierra al alcanzar la elevación de 2,206; y las estructuras de compuertas asociadas al Vaso de Cristo y el río de los Remedios (VC-RR) se cierran al llegar a los 2,210 msnm.

**Tabla 6.2 17 políticas de operación**

	SUR	OTGC	IP-ICP	VC-RR
SIMULACIÓN	1	2	3	4
0	ABIERTO	ABIERTO	ABIERTO	ABIERTO
1	2206	2206	2206	2206
2	2206	2210	2210	2210
3	2210	2206	2210	2210
4	2210	2210	2206	2210
5	2210	2210	2210	2206
6	2206	2206	2210	2210
7	2206	2210	2206	2210
8	2206	2210	2210	2206
9	2210	2206	2206	2210
10	2210	2206	2210	2206
11	2210	2210	2206	2206
12	2206	2206	2206	2210
13	2206	2206	2210	2206
14	2206	2210	2206	2206
15	2210	2206	2206	2206
16	2210	2210	2210	2210

La comparación de las simulaciones permitió apreciar la diferencia entre cerrar una zona u otra. Se siguen los escalonamientos propuestos para determinar la mejor combinación para drenar por el SDP y proteger al Gran Canal al regular tanto en el Vaso de Cristo como en los lagos de regulación del oriente.

#### 6.4.2. Análisis con 17 políticas de operación

##### **Para la tormenta 10 (22 de agosto de 2007)**

El análisis se realizó empleando los resultados de las simulaciones de funcionamiento hidráulico del SDVM con la tormenta 10 y las combinaciones de políticas de operación señaladas en la tabla 6.2. Derivado del análisis de perfiles, hidrogramas y variación de niveles en los conductos, a continuación se muestran los valores máximos con barras y el efecto temporal con variación de niveles en tres sitios seleccionados para efectos de la explicación:

1. Lumbrera “0” Emisor Central.
2. Gran Canal en la Obra de Toma.
3. Laguna de Regulación Horaria.

Estos tres sitios han sido seleccionados a lo largo del desarrollo de esta tesis como los más representativos del efecto regional de las políticas de operación. La forma de sintetizar su análisis fue mediante la comparación entre ellos:

- Análisis Gran Canal vs. Emisor Central
- Análisis Gran Canal vs. Laguna de Regulación Horaria vs. Emisor Central

La primera combinación permitió seleccionar las condiciones que protegen al Gran Canal y observar el efecto en el SDP. Una vez distinguidas éstas, la segunda combinación permitió identificar claramente las que que aprovecharon en mayor medida la capacidad de regulación.

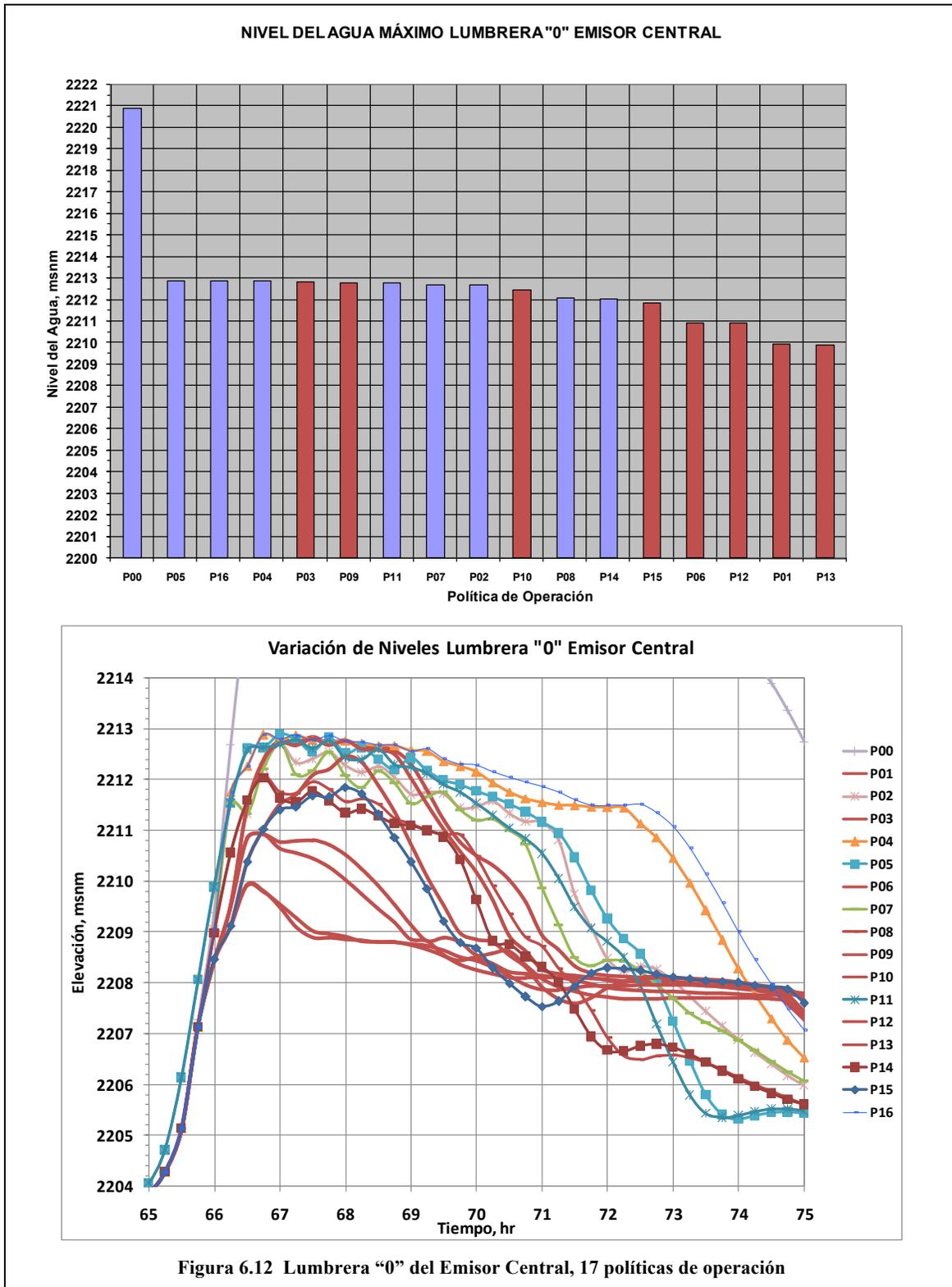
### **Análisis Gran Canal vs. Emisor Central**

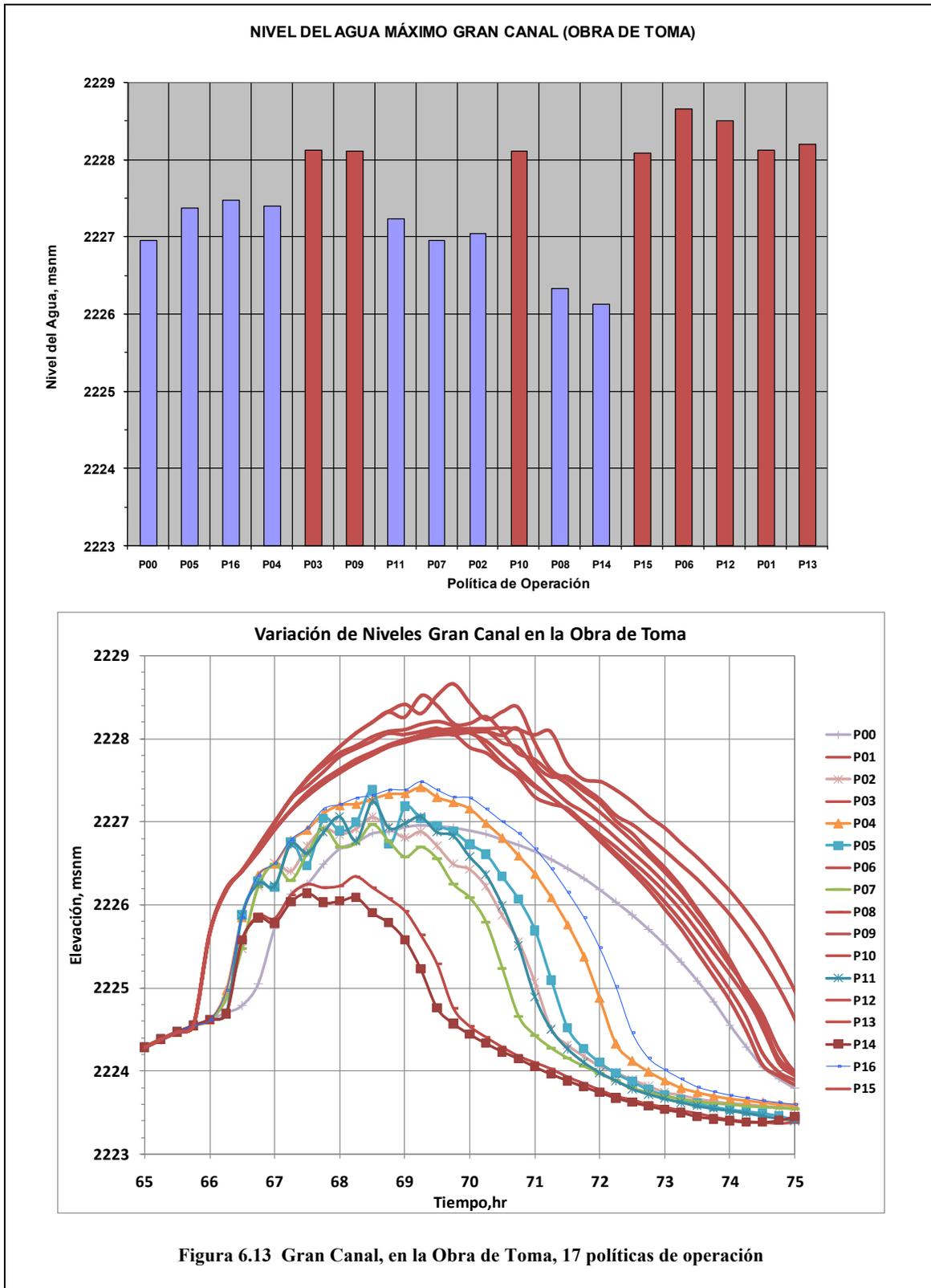
En la figura 6.12 —para la Lumbrera “0” del Emisor Central— se muestran el diagrama de barras (arriba), que corresponde a los valores máximos alcanzados por el agua, y la variación temporal de cada alternativa (abajo); en la figura 6.13 lo mismo para el Gran Canal, en la Obra de Toma, de donde se extrajo el valor máximo alcanzado. Ambas gráficas permiten contemplar simultáneamente el efecto del máximo y de la variación temporal.

Las barras se ordenaron de mayor a menor para apreciar con claridad la diferencia entre políticas de operación: P00, P05, P16, P04, P03, P09, P11, P07, P02, P10, P08, P14, P15, P06, P12, P01 y P13.

Las elevaciones máximas alcanzadas en la Lumbrera “0” del Emisor Central fueron menores a los 2,213 msnm como resultado del escalonamiento en las políticas de operación, salvo en el caso P00, definido como marco de referencia.

En el Gran Canal se tienen elevaciones de agua entre los 2,226 y los 2,229 msnm. Como ya se explicó, es de esperarse que, cuando los niveles de agua son bajos en la Lumbrera “0” del Emisor Central, sean más altos en el Gran Canal.





El criterio para seleccionar y descartar condiciones fueron, en primer lugar, las elevaciones más desfavorables para el Gran Canal y, en segundo, observar que hubiera congruencia con valores bajos para la Lumbreira “0” del Emisor Central.

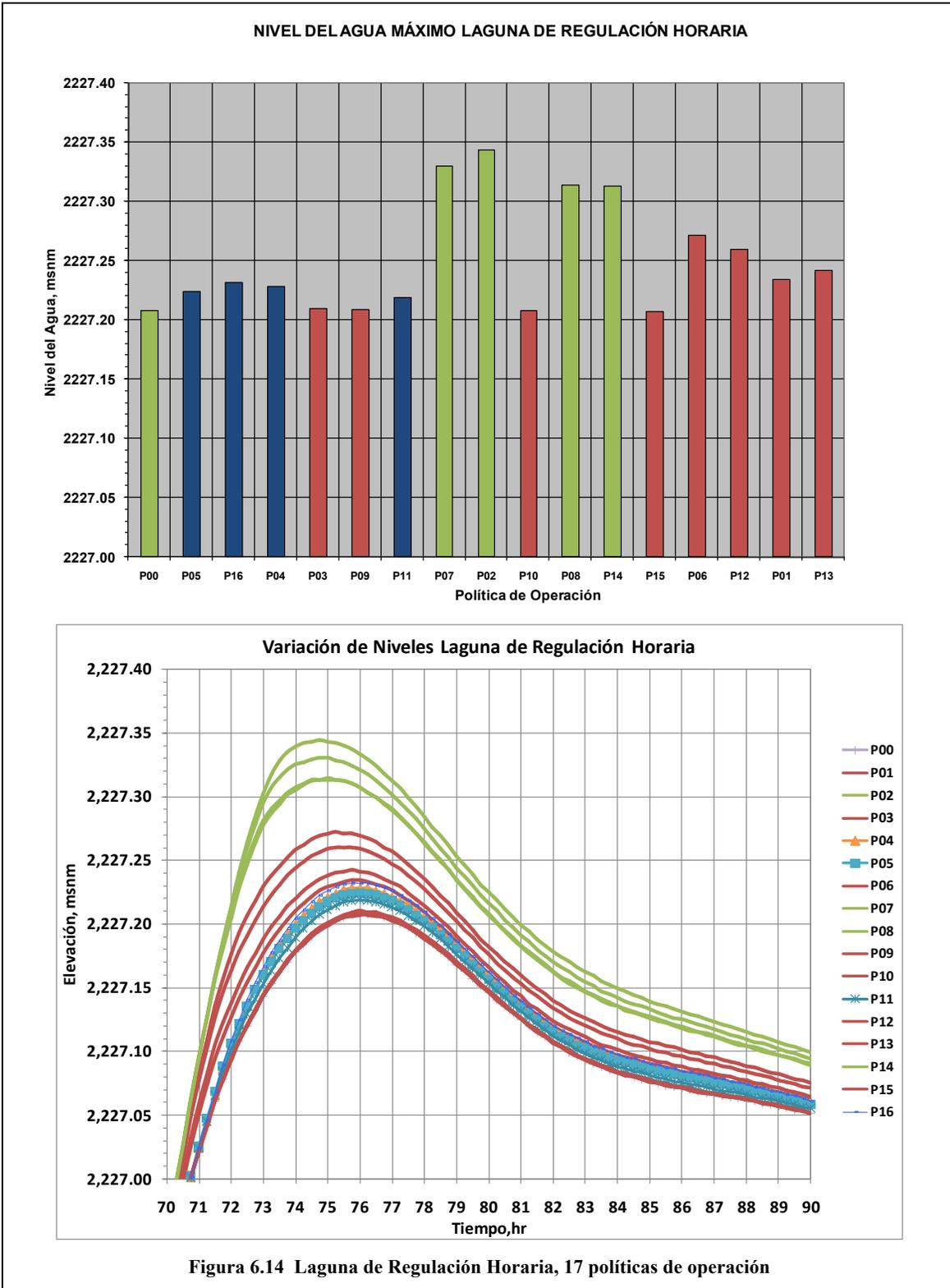
De esta primera inspección (figura 6.13) se determinó que las más desfavorables para el Gran Canal son las marcadas en rojo en el diagrama de barras (arriba) y con líneas continuas rojas, sin símbolo, en la gráfica (abajo): P01, P03, P06, P09, P10, P12, P13 y P15. Éstas corresponden a la acción de cerrar la Obra de Toma del Gran Canal en la condición 2,206 msnm de la Lumbreira “0” —como se puede comprobar en la tabla 6.2. Se observa, además, que las cinco más bajas del Emisor Central: P01, P06, P12, P13 y P15, coinciden con las más desfavorables del Gran Canal. Conclusión: se sobreprotege al Emisor Central y se castiga demasiado al Gran Canal, por lo que conviene descartarlas como posibles políticas de operación eficientes.

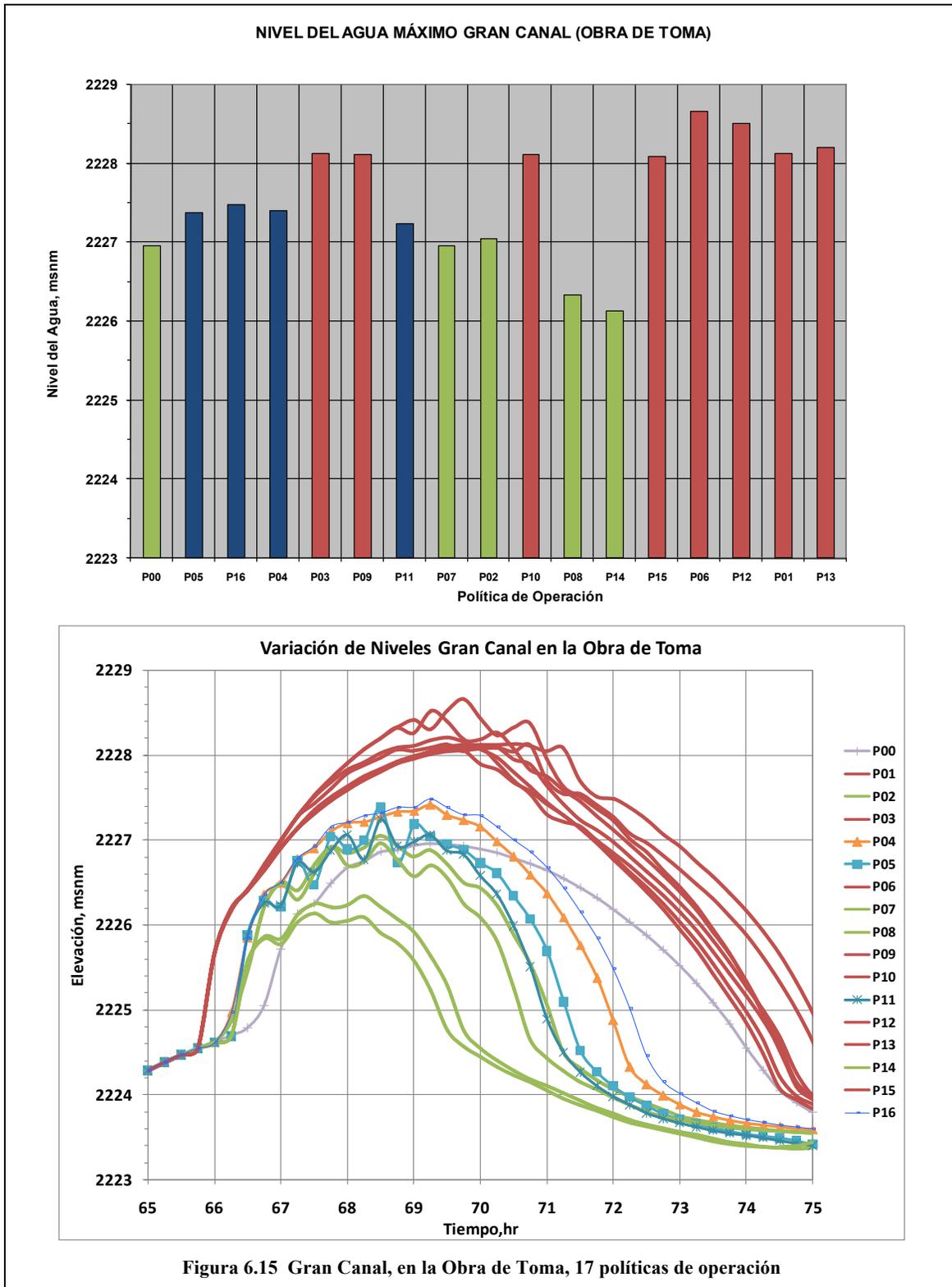
Por cuestión de formato, las gráficas de variación de niveles tienen un rango de las 65 a las 75 horas. Las más desfavorables del Gran Canal tienen el mismo patrón en la gráfica de variación de niveles de la Lumbreira “0” del Emisor Central entre las 71 y 75 horas. Se observa que el patrón corresponde a un descenso rápido antes de la hora 71, y se mantiene cierto tiempo con una elevación constante (cerca de los 2,208 msnm) por el vaciado del Gran Canal y de los lagos de regulación. Conclusión: es factible mantener al Emisor Central más tiempo con niveles más altos.

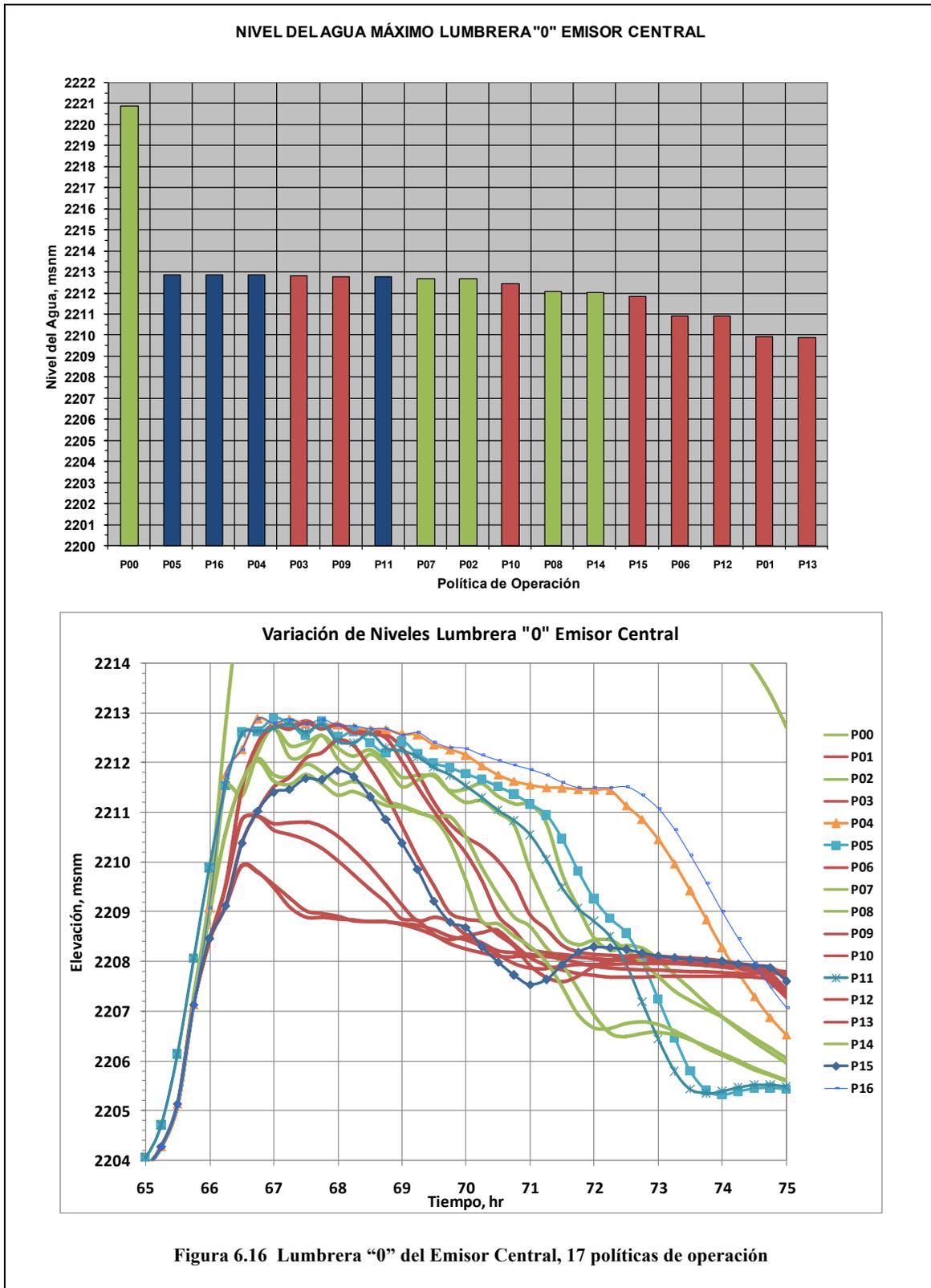
Por lo anterior, de acuerdo con la tabla 6.2, es factible descartar las combinaciones: P01, P03, P06, P09, P10, P12, P13 y P15; y las ocho siguientes se conservan como favorables para continuar con el: P02, P04, P05, P07, P08, P11, P14 y P16.

### **Análisis Laguna de Regulación Horaria vs. Gran Canal vs. Emisor Central**

Para verificar que las simulaciones con las políticas de operación descartadas en el inciso anterior son congruentes con el comportamiento de los niveles en la Laguna de Regulación Horaria (figura 6.14), se comparan los resultados para las 17 condiciones con los del Gran Canal (figura 6.15) y los del Emisor Central (figura 6.16). En este nuevo juego de gráficas las condiciones seleccionadas como las más convenientes se marcan con barras verdes (arriba) y con línea continua sin símbolo, también en verde, para la variación horaria (abajo). Se conservan las que se marcaron con rojo en el análisis previo, con el fin de compararlas respecto del universo de las 17, y se marcan con azul las que se descartan con el presente análisis.







Los niveles en la Laguna de Regulación Horaria se encuentran entre la elevación de 2,227.20 y 2,227.35 msnm —como se indica en la figura 6.14. Las simulaciones marcadas con rojo quedan por debajo de la elevación 2,227.30 msnm, lo cual indica que son congruentes con la decisión de descartarlas con base en el primer análisis; por su parte, las marcadas con azul se encuentran en la misma situación, es decir, la regulación es baja respecto de las verdes.

La diferencia de niveles no es muy grande en la Laguna de Regulación Horaria (15 cm entre las extremas). Es preciso recordar que estos niveles se reflejan en los conductos y cuerpos de regulación del oriente, y dan un volumen de importancia por cada centímetro que se aproveche.

Las cuatro políticas más favorables para la Laguna de Regulación Horaria son: P02, P07, P08 y P14 (marcadas con verde en la figura 6.14). En las cuatro se cierra la zona sur a la elevación 2,206. De éstas, la P08 y la P14 coinciden con las dos más bajas del Gran Canal, sin embargo, la P02 y la P07 son las más eficientes desde el punto de vista de la regulación. A continuación se presenta el razonamiento para la selección de la política de operación más eficiente.

### **Selección de la política de operación más eficiente**

Al descartar las políticas más desfavorables para el Gran Canal, así como la menos beneficiosa para el Emisor Central, y prescindir de las que tienen niveles menores en la Laguna de Regulación Horaria, las siguientes alternativas podrían seleccionarse como eficientes:

**Tabla 6.3 Simulaciones con políticas de operación eficientes**

	SUR	OTGC	IP-ICP	VC-RR
SIMULACIÓN	1	2	3	4
2	2206	2210	2210	2210
7	2206	2210	2206	2210
8	2206	2210	2210	2206
14	2206	2210	2206	2206

En las figuras 6.14, 6.15 y 6.16 se observa que la diferencia en las elevaciones de agua entre las cuatro condiciones seleccionadas (tabla 6.3: P02, P07, P08 y P14) es de algunos centímetros para la tormenta analizada, lo cual indica que cualquiera de las cuatro podría ser eficiente. Sin embargo, de estas cuatro, la P02 y la P07 presentan los niveles más altos en la Laguna de Regulación Horaria, lo cual inclina a seleccionarlas como más eficientes y descartar la P08 y P14.

☞ Finalmente se eligió la política de operación P07 como la más eficiente por presentar la combinación de niveles más altos en Laguna de Regulación Horaria (figura 6.14), niveles más bajos en el Gran Canal —por algunos centímetros respecto de la P02 (figura 6.15)—, y aprovechar el funcionamiento con carga del Emisor Central, ya que ambas presentan niveles similares.

#### 6.4.3. Análisis con 17 políticas de operación, variando las elevaciones de apertura

##### **Para la tormenta 10 (22 de agosto de 2007)**

Con el objeto de aprovechar más al Emisor Central (respecto de las condiciones del inciso anterior), se llevaron a cabo ocho simulaciones de funcionamiento hidráulico adicionales considerando una variante.

La modificación consistió en cambiar el criterio de aplicación de las políticas de operación para el cierre y apertura de compuertas de la siguiente manera: en los casos en que se tenía el cambio en la elevación del agua a los 2,210 msnm se propuso hacerlo a los 2,215 msnm.

Con esto se logró desfasar la reacción de apertura y cierre, esperando a que los niveles en la Lumbrera “0” del Emisor Central fueran tres metros más altos que en las condiciones del inciso anterior, y observar si existía beneficio en el tiempo de reacción ligado simultáneamente con el comportamiento de los niveles del agua.

El resultado fue que se alcanzaban niveles cercanos o por encima de los 2,220 msnm (elevación que se define como crítica en esta tesis, ver figura 6.4) en la Lumbrera “0” del Emisor Central sin llegar a obtener beneficio en el Gran Canal o en la Laguna de Regulación Horaria. Esto refuerza la conclusión de la política de operación seleccionada en el inciso 6.4.2.

#### 6.4.4. Conclusiones de las 17 políticas de operación escalonadas

Se observó que el SDVM es sensible a las políticas de operación que se realicen durante el paso de avenidas, ya que las simulaciones de funcionamiento hidráulico practicado con las 17 combinaciones escalonadas arrojaron condiciones de niveles que comprometían a una u otra zona, es decir, al Emisor Central o al Gran Canal.

La política de operación más eficiente se determinó con base en estos tres sitios que representan los dos conductos de drenaje principales y las zonas con mayor capacidad de regulación.

Es necesario abrir líneas de investigación del funcionamiento hidráulico de las zonas Sur-Oriente, Oriente y Poniente para determinar las políticas de operación más eficientes en conjunto con lo que se plantea en esta tesis.

En el siguiente inciso se describen algunos lineamientos que podrían tomarse en cuenta para el análisis de los subprotocolos.

#### 6.5. SUBPROTOSCOLOS

Las simulaciones de funcionamiento hidráulico se efectuaron para los conductos principales de las zonas indicadas en la figura 6.4, ahí se describen los conductos que definen zonas que requieren de un análisis específico para proponer un subprotocolo. A continuación se describen algunos resultados significativos de dichas zonas con la intención de generar líneas de investigación que podrían ser desarrolladas a futuro.

### **Subprotocolo Sur-Oriente**

El Río de la Compañía arrojó el mismo hidrograma en todas las condiciones de políticas de operación propuestas, ya que no depende de la elevación de agua en la Lumbrera “0” del Emisor Central. El gasto máximo encontrado rebasó los 60 m<sup>3</sup>/s para una tormenta, dicho valor se podría considerar fuera de orden en magnitud, sin embargo, es conveniente señalar que, de presentarse, su efecto sobre el resto de la ciudad es poco significativo, en caso de que se regulen en los lagos de Texcoco, los cuales se encontrarían vacíos derivado de las políticas de operación propuestas.

El subprotocolo Sur-Oriente requeriría un análisis de las condiciones de operación de la planta de bombeo La Caldera y de la laguna de Regulación La Gasera, en conjunto con el funcionamiento hidráulico del cajón de estiaje y el túnel Río de la Compañía; la construcción de las presas aguas arriba de La Gasera, y el funcionamiento hidráulico del Canal General y sus plantas de bombeo.

A futuro se contempla la construcción de túneles que reducirán la regulación de los escurrimientos y disminuirán el tiempo de tránsito, incrementando los gastos máximos que se reciban en el Dren General del Valle.

Es conveniente analizar la posibilidad de crear lagunas de regulación en esta zona, de lo contrario se podría llegar a la saturación del SDP y del SDS con las aportaciones del sur-oriente.

### **Subprotocolo Oriente**

En el subcapítulo 3.3.3 fueron descritos los conductos que conforman la zona oriente. Las políticas de operación de las compuertas en la Laguna de Regulación Horaria y Lago Churubusco son de vital importancia para el Río de la Compañía-Dren General del Valle, ya que, de no abrirse a tiempo, las consecuencias serían adversas para la zona urbana aguas abajo. Es conveniente desarrollar un subprotocolo que, además, contemple la planta de bombeo Casa Colorada Superficial, las compuertas ubicadas aguas arriba del canal de salida de la Laguna de Regulación Casa Colorada, y las propias compuertas de desfogue de la Laguna Casa Colorada, todas estas estructuras son de reciente construcción.

Algunos resultados de las simulaciones mostraron que el orden de magnitud máximo del hidrograma aguas abajo de los lagos fue de  $25 \text{ m}^3/\text{s}$ , derivado de la política de operación escalonada que se propone en la tesis. Este valor rebasa la capacidad de bombeo de la planta Casa Colorada Superficial, por lo que se requiere analizar la sobreelevación de los bordos del Dren General del Valle y determinar posibles zonas de regulación adicional.

Las políticas de operación implementadas (para efectos de este trabajo) consistieron, fundamentalmente, en bombear hacia la Laguna Casa Colorada el gasto que recibe la planta de bombeo Casa Colorada Superficial. Mantener abiertas las compuertas de desfogue de la Laguna Casa Colorada y cerradas las que se ubican sobre el Dren General del Valle (un poco aguas arriba del desfogue de la Laguna Casa Colorada). Con esto se obtiene cierta regulación. Sin embargo, es necesario analizarlo con detalle

mediante un subprotocolo que, además, esté ligado con la propuesta que se hace en esta tesis.

A futuro deberá tomarse en cuenta la planta de bombeo Casa Colorada Profunda y el túnel Río de los Remedios. Cuando entre en funcionamiento el Túnel Emisor Oriente (TEO) será el alivio más importante para el drenaje del Valle de México y requerirá de un análisis exhaustivo para determinar las “Políticas de Operación del SDVM” que lo consideren.

### **Subprotocolo Poniente**

Las políticas de operación de las presas del Poniente, tanto las del Distrito Federal como las del Estado de México, en conjunto con el Interceptor del Poniente y el Vaso de Cristo, requieren ser estudiadas para determinar un subprotocolo de esta zona.

En principio se consideró que las presas regulaban de acuerdo con su capacidad dada por las curvas disponibles de elevaciones volúmenes y con las curvas elevaciones gastos de salida por la obra de toma y su vertedor. Se requiere actualizar la información, ya que, tanto la urbanización que va invadiendo los vasos reguladores, como la presencia constante de los azolves, cambia las condiciones hidráulicas del funcionamiento de las presas. La basura es un tema aparte, sin embargo, es preciso señalarlo, ya que al bloquear las obras de toma se alteran las condiciones hidráulicas. Algo se debe hacer al respecto.

En la zona norponiente se tiene contemplada la construcción del Túnel Emisor Poniente II que interactúa con el Emisor Poniente existente, que, a su vez, está interconectado con el Vaso de Cristo. Dicha obra tendrá influencia tanto en la elaboración de un subprotocolo del Poniente como en el protocolo de la tesis.

La capacidad de regulación del Vaso de Cristo debe mantenerse al máximo para lograr los beneficios de apoyo de la zona Poniente con el resto del SDVM. Es una acción que se considera primordial para la seguridad del Valle de México.

## 6.6. POLÍTICA DE OPERACIÓN RECOMENDADA

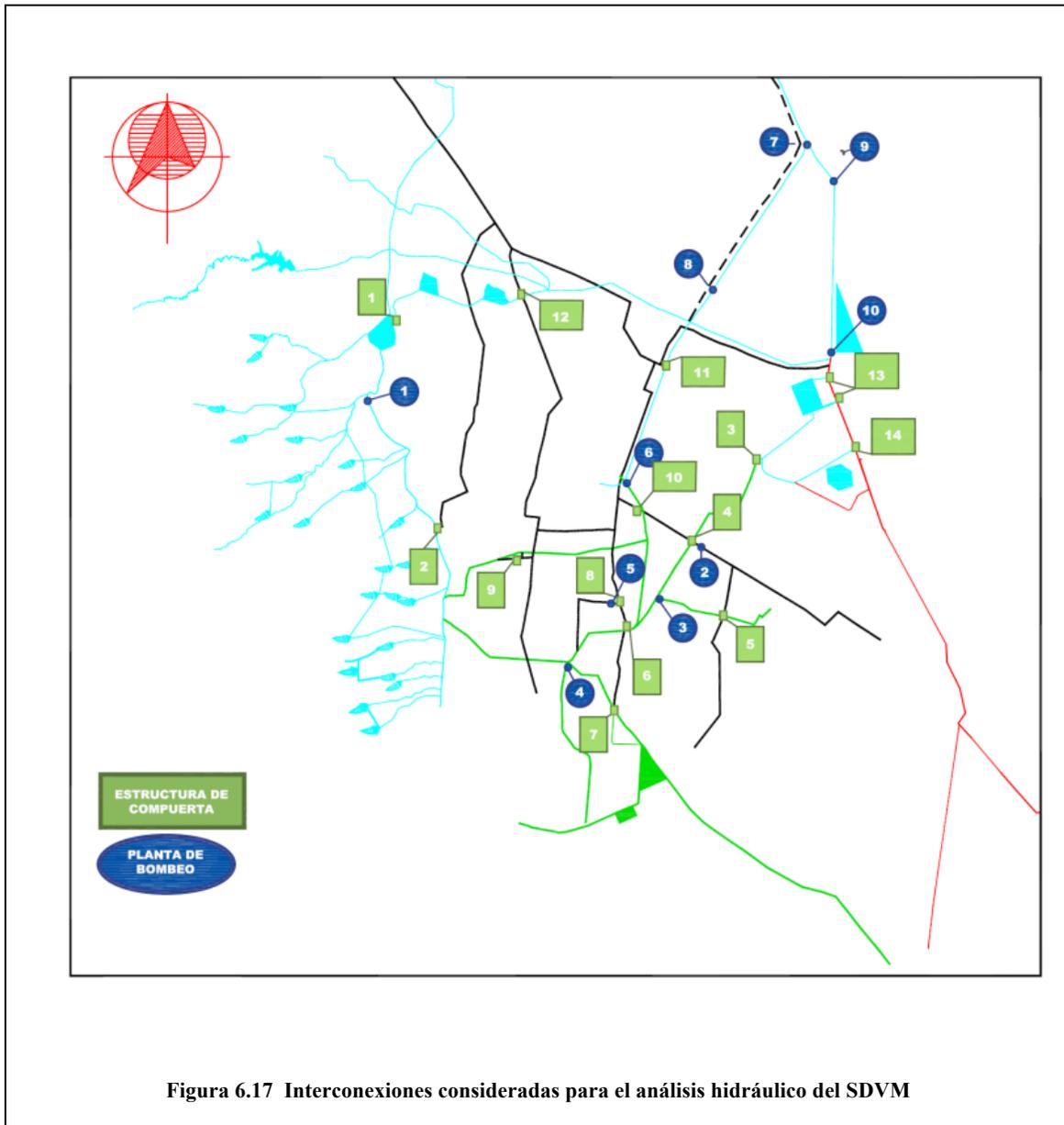
El SDVM está interconectado mediante plantas de bombeo y estructuras de compuertas que representan los sitios para la aplicación de las políticas de operación. Se propuso una nomenclatura para distinguir las interconexiones con dos simbologías:

- CO<sub>1-14</sub>                      14 estructuras de compuertas consideradas.
- PB<sub>1-9</sub>                         9 plantas de bombeo consideradas.

La tabla 6.4 contiene las interconexiones consideradas en las simulaciones matemáticas de funcionamiento hidráulico y la figura 6.17 muestra un esquema del arreglo geométrico del modelo empleado, donde se indican estos 23 sitios.

Tabla 6.4. Interconexiones consideradas en el modelo matemático

<b>Nomenclatura compuertas</b>	<b>Del conducto</b>	<b>Sistema</b>	<b>Hacia el conducto</b>	<b>Sistema</b>
CO <sub>1</sub>	Vaso de Cristo	PTE	Río de los Remedios	OTE
CO <sub>2</sub>	Interceptor del Poniente	PTE	Interceptor Centro-Poniente	SDP
CO <sub>3</sub>	Río Churubusco	SUR	BIRCH	OTE
CO <sub>4</sub>	Río Churubusco	SUR	Interceptor Oriente-Sur	SDP
CO <sub>5</sub>	Interceptor Iztapalapa	SUR	Interceptor Oriente-Sur	SDP
CO <sub>6</sub>	Río Churubusco	SUR	Interceptor Oriente	SDP
CO <sub>7</sub>	Canal Nacional-Canal de Chalco	SUR	Interceptor Oriente	SDP
CO <sub>8</sub>	Colector Apatlaco	SUR	Interceptor Oriente	SDP
CO <sub>9</sub>	Río Piedad	SUR	Interceptor Central	SDP
CO <sub>10</sub>	Colector Churubusco	SUR	Interceptor Oriente-Sur	SDP
CO <sub>11</sub>	Gran Canal (Obra de Toma)	OTE	Interceptor Oriente	SDP
CO <sub>12</sub>	Río de los Remedios	OTE	Interceptor Central	SDP
CO <sub>13</sub>	BIRCH (LRH)	OTE	Dren General del Valle	OTE
CO <sub>14</sub>	BDRCH	OTE	Dren General del Valle	OTE
<b>Nomenclatura bombeos</b>	<b>Bomba del conducto</b>	<b>Sistema</b>	<b>Hacia el conducto</b>	<b>Sistema</b>
PB <sub>1</sub>	Interceptor del Poniente	PTE	Río Hondo	PTE
PB <sub>2</sub>	Interceptor Oriente-Sur	SDP	Río Churubusco	SUR
PB <sub>3</sub>	Interceptor Iztapalapa	SUR	Río Churubusco	SUR
PB <sub>4</sub>	Colector Miramontes	SUR	Río Churubusco	SUR
PB <sub>5</sub>	Colector Apatlaco	SUR	Río Churubusco	SUR
PB <sub>6</sub>	Colector Churubusco	SUR	Gran Canal DF	OTE
PB <sub>7</sub>	Gran Canal EM 18+500	OTE	Gran Canal EM	OTE
PB <sub>8</sub>	Gran Canal EM 11+600	OTE	Gran Canal EM	OTE
PB <sub>9</sub>	Dren General del Valle	OTE	Gran Canal EM	OTE



A partir de los análisis de funcionamiento hidráulico del SDVM se estableció que la política de operación que refleja el equilibrio buscado fue la “Política de Operación ESCALONADA”, P07. Es la mejor de la tabla 6.3, consiste fundamentalmente en:

- Primer escalón: cuando el agua en la Lumbrera “0” del Emisor Central alcanza la elevación de 2,206 msnm, se cierran las compuertas del sistema sur hacia el Sistema de Drenaje Profundo y se bombea hacia el río Churubusco, para conducir el agua hacia los lagos de regulación en Texcoco. También se cierra el Interceptor del Poniente para conducir hacia el Vaso de Cristo.
- Segundo escalón: cuando el agua en la Lumbrera “0” del Emisor Central alcanza la elevación de 2,210 msnm, se cierran las compuertas del Gran Canal hacia el Sistema de Drenaje Profundo. También se cierran las compuertas del Vaso de Cristo hacia el río de los Remedios, y las compuertas del río de los Remedios hacia el Interceptor Central.

Para el primer escalón se recomienda iniciar el cierre cuando el agua llegue a los 2,206 msnm, y completarlo cuando alcance los 2,209 msnm. Para el segundo, se aconseja considerar el cambio entre la elevación de 2,210 a 2,213 msnm.

En la tabla 6.5 se indican ambos escalones para las 14 compuertas y las 9 plantas de bombeo consideradas en el análisis.

Tabla 6.5. Política de operación escalonada considerada en el modelo matemático				
<b>Nomenclatura compuertas</b>	<b>L“0”Emisor Central Elevación &lt; 2,206</b>	<b>L“0”Emisor Central Elevación &gt;= 2,206</b>	<b>L“0”Emisor Central Elevación &gt;= 2,210</b>	
CO <sub>1</sub>	Abierto	Abierto	Cerrado	
CO <sub>2</sub>	Abierto	Cerrado	Cerrado	
CO <sub>3</sub>	Cerrado	Abierto	Abierto	
CO <sub>4</sub>	Abierto	Cerrado	Cerrado	
CO <sub>5</sub>	Abierto	Cerrado	Cerrado	
CO <sub>6</sub>	Abierto	Cerrado	Cerrado	
CO <sub>7</sub>	Abierto	Cerrado	Cerrado	
CO <sub>8</sub>	Abierto	Cerrado	Cerrado	
CO <sub>9</sub>	Abierto	Cerrado	Cerrado	
CO <sub>10</sub>	Abierto	Cerrado	Cerrado	
CO <sub>11</sub>	Abierto	Abierto	Cerrado	
CO <sub>12</sub>	Abierto	Abierto	Cerrado	
CO <sub>13</sub>	Abierto	Abierto	Abierto	Nota 1
CO <sub>14</sub>	Abierto	Abierto	Abierto	Nota 1
Nota 1. Se requiere estudiar como subprotocolo de la zona oriente.				
<b>Nomenclatura bombeos</b>				
PB <sub>1</sub>	Apagado	Encendido	Encendido	
PB <sub>2</sub>	Apagado	Encendido	Encendido	
PB <sub>3</sub>	Apagado	Encendido	Encendido	
PB <sub>4</sub>	Apagado	Encendido	Encendido	
PB <sub>5</sub>	Apagado	Encendido	Encendido	
PB <sub>6</sub>	Apagado	Encendido	Encendido	
PB <sub>7</sub>	Encendido	Encendido	Encendido	
PB <sub>8</sub>	Apagado	Encendido	Encendido	
PB <sub>9</sub>	Encendido	Encendido	Encendido	

La consecuencia de esta política de operación es la reducción de los niveles en los conductos y el aprovechamiento de la capacidad de regulación y desalojo del sistema.

Matemáticamente es factible lograrlo con los algoritmos empleados, es necesaria una coordinación precisa para obtener resultados similares en la práctica. En el futuro se requiere considerar la instrumentación de las estructuras para su ejecución.

## 7. METODOLOGÍA PROPUESTA Y APLICACIÓN

En este capítulo se expone la metodología general propuesta para elaborar el análisis hidrológico e hidráulico de un sistema de drenaje que cuente con estructuras de compuertas y plantas de bombeo, así como con zonas propicias para regulación, con el fin de determinar las políticas de operación más eficientes.

Con base en la metodología desarrollada en la tesis para determinar la política de operación recomendada, se presenta la aplicación para tres casos particulares: 1) la tormenta generalizada del 6 de septiembre de 2009, 2) la tormenta generalizada del 30 de junio de 2011, y 3) tormenta con la regionalización del Valle de México para 10 años de periodo de retorno.

### 7.1. METODOLOGÍA GENERAL

A continuación se describe la metodología general propuesta para su aplicación en cualquier red de drenaje. Se incluyen algunos comentarios específicos para el SDVM considerados en la tesis.

#### 7.1.1. Hidrología

Se requieren mediciones de lluvia con pluviógrafos, de preferencia en tiempo real, y almacenar la información en archivos de computadora. Si la cantidad y calidad de la

información de lluvia es adecuada se aplica el modelo matemático para el cálculo de hidrogramas; pero en caso de requerir complementarse, se propone emplear la metodología desarrollada en esta tesis para interpolar los datos de las estaciones con registro incompleto.

Así mismo, es necesario realizar un estudio hidrológico para determinar las características fisiográficas de la cuenca: área urbana, área no urbana, coeficiente de escurrimiento, índice de urbanización y tiempo de concentración.

Se hace la estimación de los hidrogramas de ingreso con base en un hidrograma unitario sintético que, en el caso del SDVM, es de forma trapecial.

#### 7.1.2. Sistema de drenaje

Con base en levantamientos topográficos, se obtiene la geometría en planta, perfil y secciones transversales de las conducciones y cuerpos de regulación.

Se establecen las interconexiones de la red; partiendo del origen de cada conducto se va obteniendo la longitud, la geometría, la rugosidad dependiendo del material del conducto y su estado físico, y se obtienen también las elevaciones de plantilla. Se identifican los sitios que cuentan con estructura de compuertas o plantas de bombeo.

Con esta información se establece la manera en que funciona hidráulicamente el sistema para drenar los escurrimientos pluviales y las posibles combinaciones de operación.

### 7.1.3. Hundimientos

En el caso de la Ciudad de México los hundimientos representan un tema de importancia en los análisis de la red de drenaje. Se cuenta con una red de bancos de nivel distribuidos principalmente en la zona urbana, de los que se obtiene la elevación referida al nivel medio del mar partiendo de un banco de nivel fijo, cuya elevación se sabe que no cambia con el tiempo.

Cuando existiera el fenómeno de hundimientos, es conveniente obtener las elevaciones de plantilla y bordos de los conductos mediante levantamientos topográficos frecuentes. En el caso del SDVM se recomienda que cada año se actualicen las elevaciones de plantilla y bordos de algunos de los conductos más afectados por los hundimientos del terreno natural.

### 7.1.4. Modelo matemático de funcionamiento hidráulico

Con base en los datos del sistema de drenaje, los hidrogramas calculados y las interconexiones, se implementa en un modelo matemático de funcionamiento hidráulico lo que normalmente se denomina como el “armado del sistema”, que consiste en alimentar el modelo matemático con la información más aproximada posible a la realidad.

Con el modelo matemático implementado es factible revisar la capacidad de conducción y regulación del sistema. También es posible planear la infraestructura

adicional que se requiera, como conducciones, estructuras de compuertas o plantas de bombeo y, cuando sea posible, la ampliación de la capacidad de regulación del sistema. También se pueden establecer escenarios de políticas de operación para determinar las más convenientes dependiendo de las condiciones de tormenta que se establezcan.

En esta tesis se partió de la información del SDVM y se estableció un escenario de hundimientos y funcionamiento al año 2009 (año en el que se comenzó el trabajo de investigación). De ahí se propusieron políticas de operación que sensiblemente obedecen a las condiciones de los escenarios de las tormentas analizadas. Una de las recomendaciones del presente trabajo es la actualización de los elementos que conforman el modelo matemático.

#### 7.1.5. Políticas de operación

Se establecen las condiciones de simulación para el análisis del funcionamiento hidráulico de la red. Para ello se determinan las curvas elevaciones gastos de las plantas de bombeo y estructuras de compuertas, y los criterios de encendido/apagado y apertura/cierre, respectivamente. Es conveniente determinar un marco de referencia extremo para comparar las diversas alternativas de operación.

En esta tesis se plantean dos políticas de operación para efectuar las simulaciones de funcionamiento hidráulico del SDVM como marco de referencia: una tiende a la saturación del Sistema de Drenaje Profundo (SDP) y la otra a enviar la mayor parte de los caudales al Sistema de Drenaje Superficial (SDS).

El equilibrio, entonces, se encuentra al hacer variantes de las políticas de operación hasta encontrar el mejor criterio de aplicación del cambio entre drenado y regulación bajo la siguiente filosofía: drenar al inicio de la tormenta hasta el momento en que se alcance el criterio establecido (de lluvia y/o niveles en conductos), para entonces aprovechar la capacidad de regulación en las tormentas que así lo requieran y, una vez que se observe el decremento de la altura de lluvia y/o niveles del agua en los conductos, se regresa a la condición de drenar para el vaciado de los cuerpos de regulación.

Con las simulaciones de funcionamiento hidráulico para los escenarios previamente establecidos se selecciona la política de operación más conveniente.

#### 7.1.6. Análisis de resultados hidrológicos

De la misma forma en que se propone un análisis sistemático para el SDVM con base en cinco figuras que muestran la distribución espacial y temporal de la lluvia, se podría establecer un análisis sistemático con este tipo de figuras para cualquier sistema de drenaje.

Las figuras propuestas son las siguientes: 1) hietograma medio de la cuenca en estudio; 2) curva masa de cada estación empleada en el análisis; 3) curva masa media de la cuenca; 4) plano con la distribución espacial de la tormenta en 24 horas (se podrían generar planos de la distribución espacial parciales), y 5) lluvia acumulada en cierta región de la cuenca, que permita determinar la magnitud de lluvia en cierta zona que se

deseo proteger (en el caso del Valle de México se seleccionaron 29 estaciones de la zona centro).

#### 7.1.7. Análisis de resultados del funcionamiento hidráulico

Se propone un análisis sistemático para el SDVM con base en figuras que muestren (en un plano en planta) la ubicación de los sitios estratégicos donde se obtendrá la información hidráulica para el control de las políticas de operación, de esta manera se puede tener una o varias figuras de hidrogramas en el sistema, variación de niveles de agua, variación de velocidades del agua y perfiles de la superficie libre del agua.

Para efectos del trabajo desarrollado en esta tesis se seleccionaron seis sitios de acuerdo con lo explicado previamente: sitios donde sería factible tener una representación regional del efecto de la tormenta en el SDVM.

Con base en la aplicación de la metodología general expuesta, se emplean las políticas de operación establecidas como marco de referencia TODO SDP y TODO SDS para hacer una comparación con la política de operación que se recomienda, ESCALONADA, para los siguientes casos particulares de eventos hidrológicos: tormenta del 6 de septiembre de 2009, tormenta del 30 de junio de 2011 y tormenta con la regionalización del Valle de México para 10 años de periodo de retorno.

## 7.2. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A LA TORMENTA

### DEL 6 DE SEPTIEMBRE DE 2009

Para efectos ilustrativos, se presenta una aplicación de la metodología propuesta en la tesis para el análisis del funcionamiento hidráulico del SDVM empleando una tormenta generalizada de dos horas de duración, ocurrida el 6 de septiembre de 2009, con mayor influencia en la zona poniente y centro de la Ciudad de México.

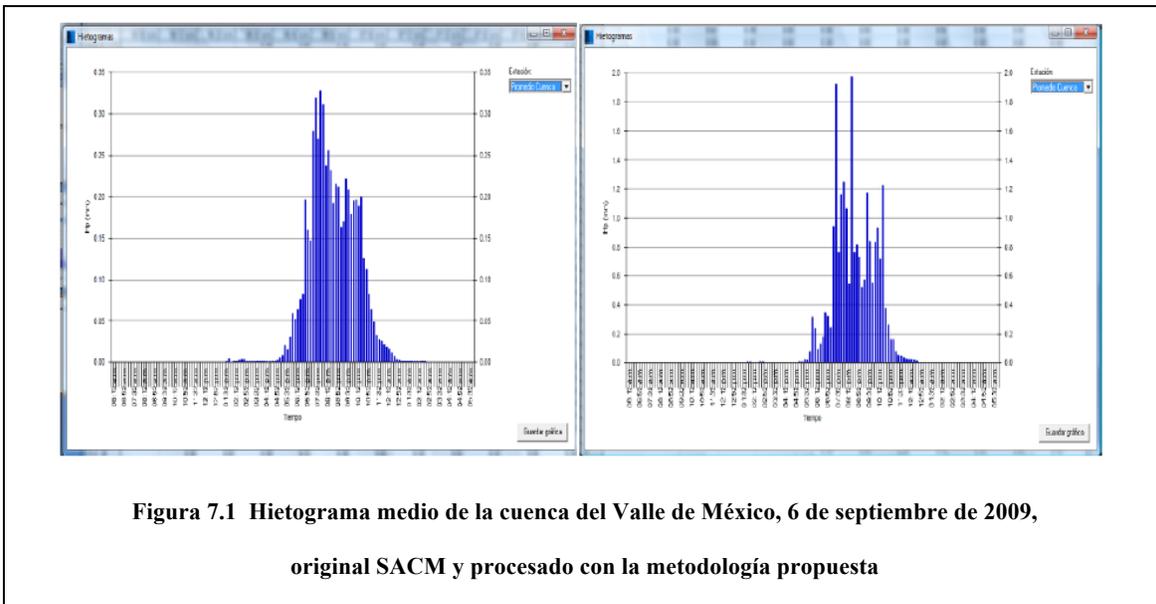
#### 7.2.1. Análisis hidrológico

Empleando los archivos PLU de los días 6 y 7 de septiembre de 2009, se procedió a la aplicación del método de interpolación, propuesto en el capítulo 4, para revisión y reconstrucción de datos de lluvia empleando el modelo TVM.

Las estaciones interpoladas se muestran en la tabla 7.1.

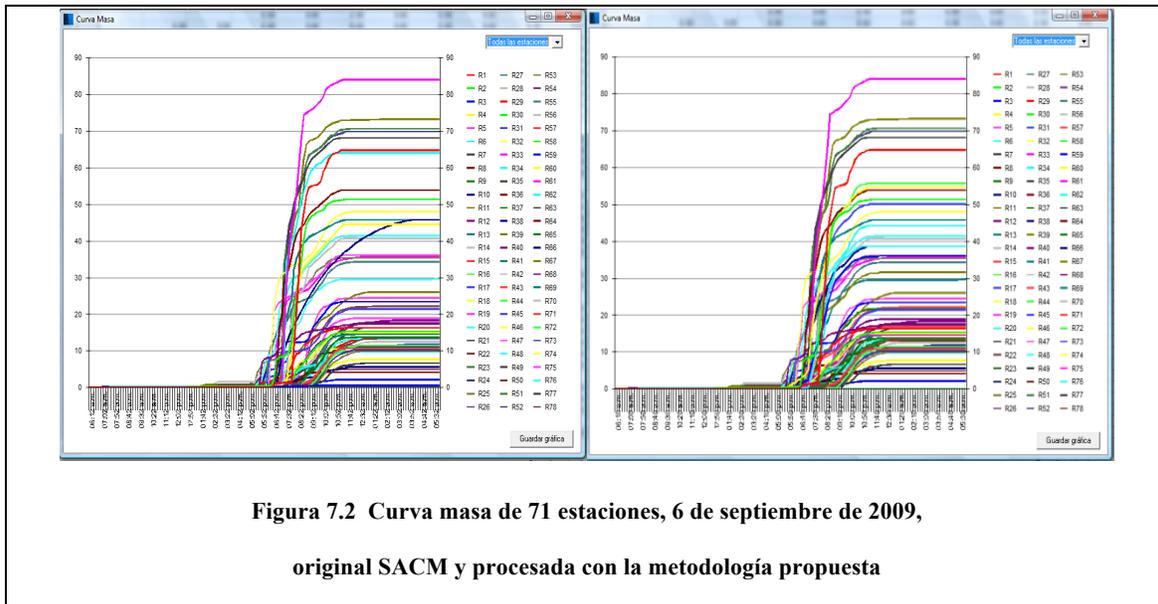
Tabla 7.1 Estaciones interpoladas 6 de septiembre de 2009										
<b>Tipo A</b>										
6 sep.	23	26	33	37	44	62	64	65		
7 sep.	5	23	56	37	44	62	64	65		
<b>Tipo B</b>										
6 sep.	43	45	63							
7 sep.	3	8	33	36	43	45	50	59	63	67
<b>Tipo C</b>										
6 sep.	3	4	10	67						
7 sep.	2	4								

Al comparar el hietograma medio de la cuenca del Valle de México del 6 de septiembre de 2009 original del SACM y el procesado con la metodología propuesta que se muestra en la figura 7.1, se observa que los valores máximos de las barras se incrementaron de 0.35 a 2.0 mm, aproximadamente. Los valores se concentran entre la 5 y las 11 p.m., cuando ocurrió la tormenta.



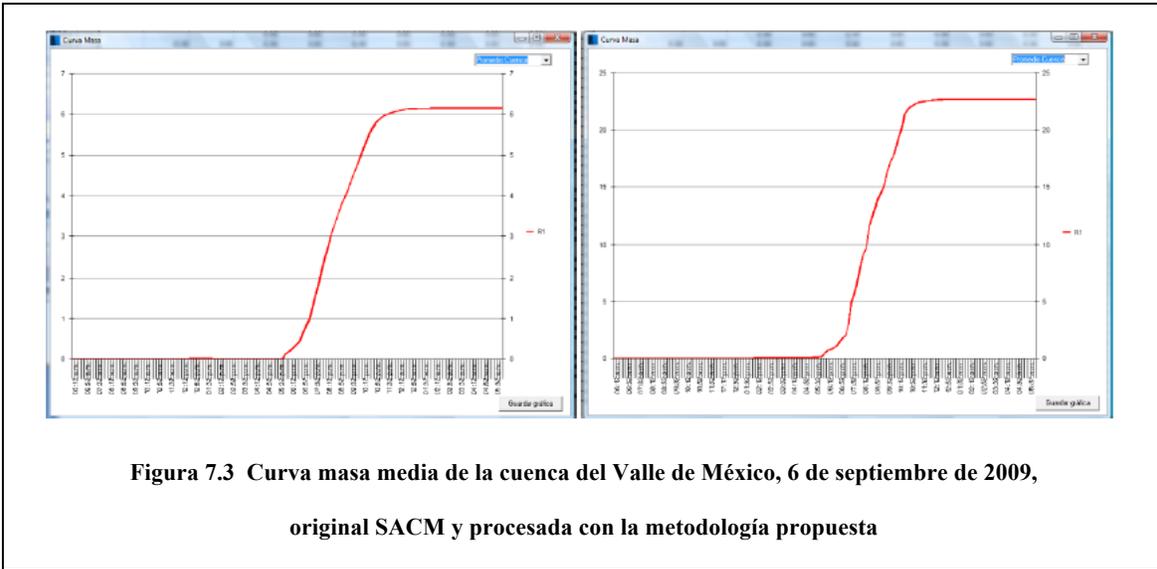
Se generó la curva masa para las 71 estaciones consideradas para la fecha analizada, 6 de septiembre de 2009, del original del SACM y la procesada con la metodología propuesta que se muestra en la figura 7.2.

Se observa que la forma y valores máximos son similares en ambos casos, no se rebasan los 90 mm en 24 horas, sin embargo, las estaciones indicadas en la tabla 7.1 cambiaron tanto en forma como en valor, lo cual repercute en la curva masa media de la cuenca.



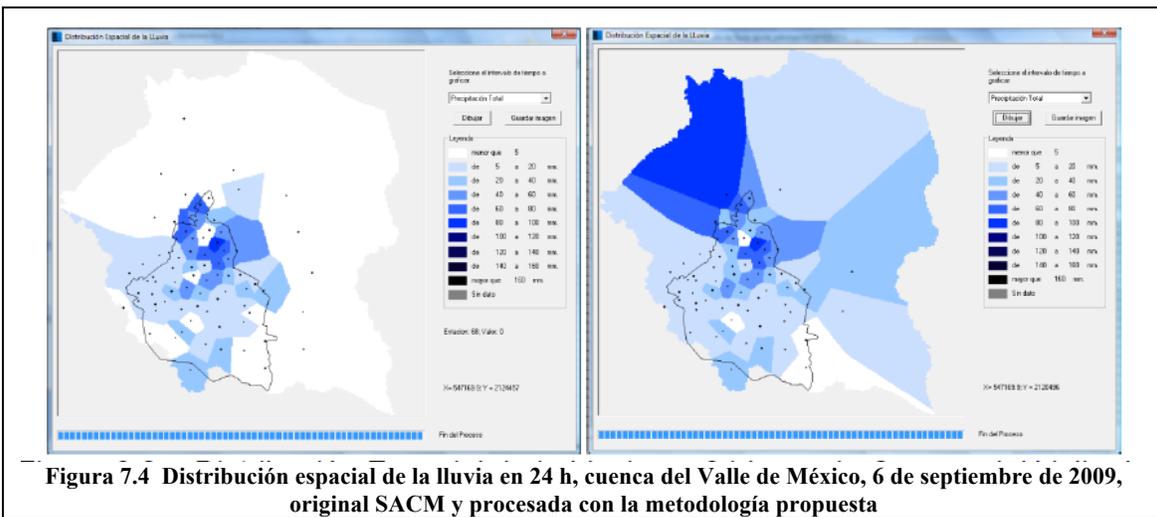
En la figura 7.3 se aprecia en qué medida se mejora la información de la altura de lluvia. Esta gráfica, la cual se obtiene con los datos de la figura anterior, corresponde a la curva masa media de la cuenca del Valle de México, del 6 de septiembre de 2009, del original del SACM y la procesada con la metodología propuesta.

Se aprecia que la forma es similar en ambos casos y lo que cambia es el valor de la altura de lluvia en 24 horas, que se incrementa de 6 mm al orden de 23 mm. Esto quiere decir que la información que se reconstruyó con la metodología propuesta en el capítulo 4 fue relevante, como se aprecia en la figura de la distribución espacial.



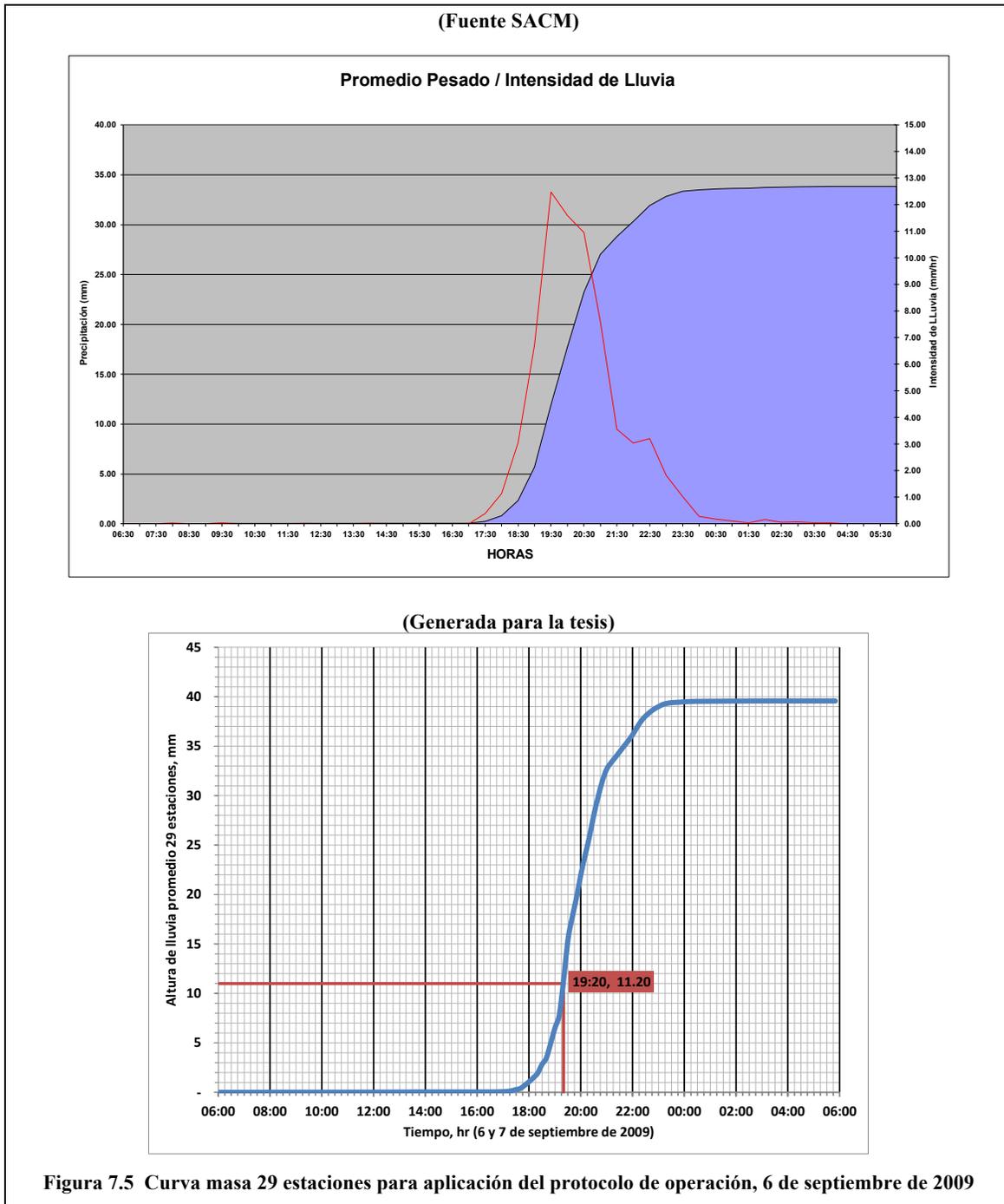
La figura 7.4 muestra la distribución espacial de la lluvia en 24 horas en la cuenca del Valle de México del 6 de septiembre 2009, la original del SACM y la procesada con la metodología propuesta.

Se observa que la información original (izquierda) fue escasa en las estaciones que rodean a la zona central y que, una vez reconstruida, se tiene la máxima precipitación en la zona poniente y decrece hacia el suroriente.



El principal criterio para aplicar las políticas de operación del SDVM actualmente se basa en modificar la operación cuando la altura de lluvia promedio acumulada llegue a 11 mm en las siguientes 29 estaciones: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 18, 19, 20, 27, 28, 29, 30, 34, 35, 36, 40, 45, 50, 51 y 52. En la figura 7.5 se muestra la curva masa de las estaciones para la aplicación del protocolo de operación del 6 de septiembre de 2009, donde se observa que, alrededor de las 19:20 horas, se contó con una altura de lluvia de 11.20 mm (en la figura 7.8 se observa que la elevación 2,206 se alcanza a las 20:15 h).

Con base en esta curva y los niveles de la Lumbrera “0” del Emisor Central se revisan ambos criterios para determinar la conveniencia de emplear los dos para aprovechar al máximo la capacidad de drenaje y la regulación del sistema.

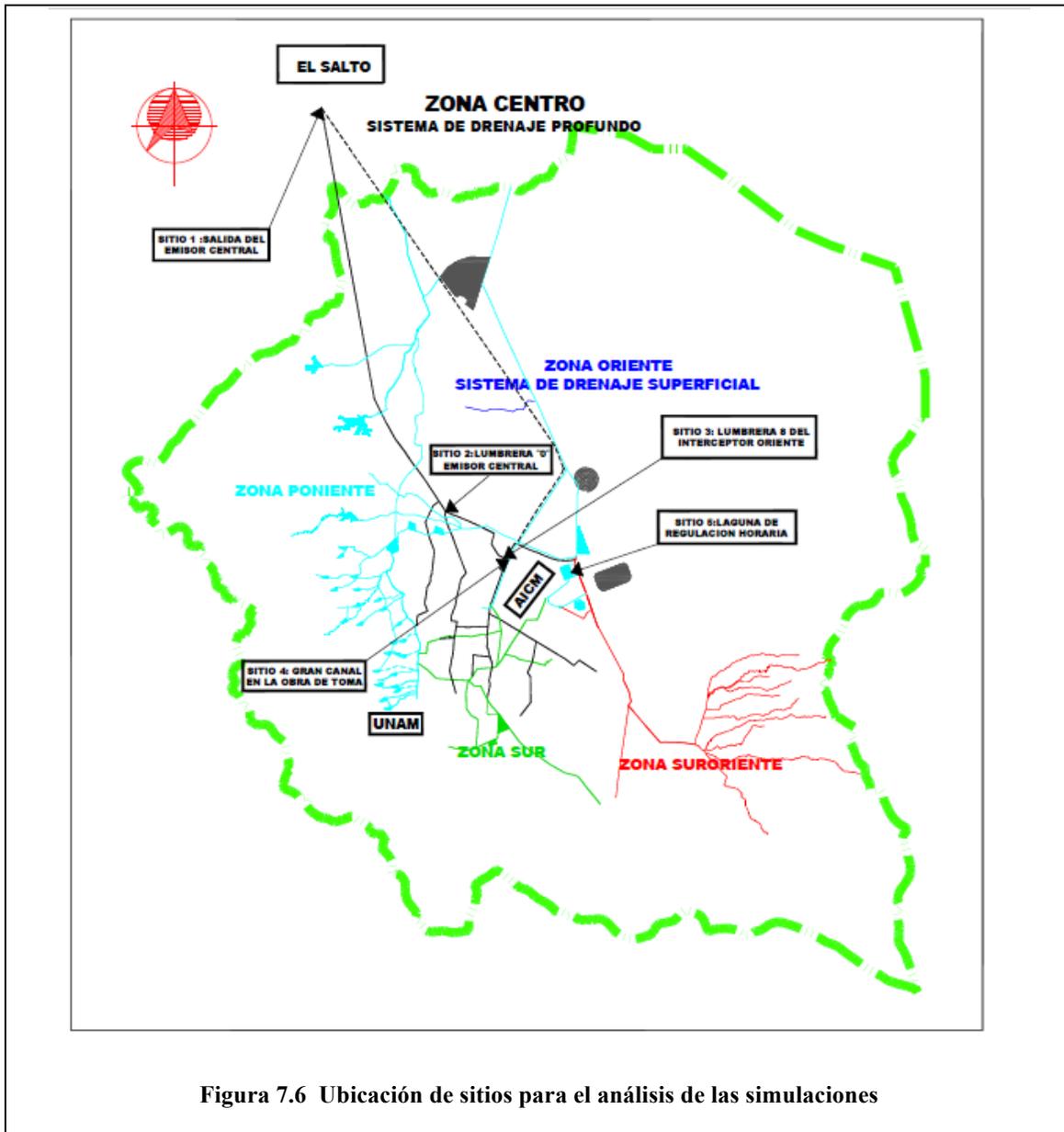


Con los métodos expuestos en el capítulo 2, inciso 2.1.4, se calcularon los hidrogramas de ingreso al SDVM para realizar las simulaciones de funcionamiento hidráulico.

### 7.2.2. Análisis hidráulico

Para la revisión de los efectos generados con el tránsito de la avenida, se emplearon cinco sitios estratégicos que se muestran en la tabla 7.2, su ubicación dentro del contexto del SDVM se indica en el esquema de la figura 7.6.

<b>Tabla 7.2 Sitios estratégicos para análisis y control del SDVM</b>		
<b>Hidrograma</b>		
	Sitio 1	Salida del Emisor Central
<b>Variación de niveles de agua</b>		
	Sitio 2	Lumbrera “0” del Emisor Central
	Sitio 3	Lumbrera 8 del Interceptor Oriente
	Sitio 4	Gran Canal, en la Obra de Toma
	Sitio 5	Laguna de Regulación Horaria

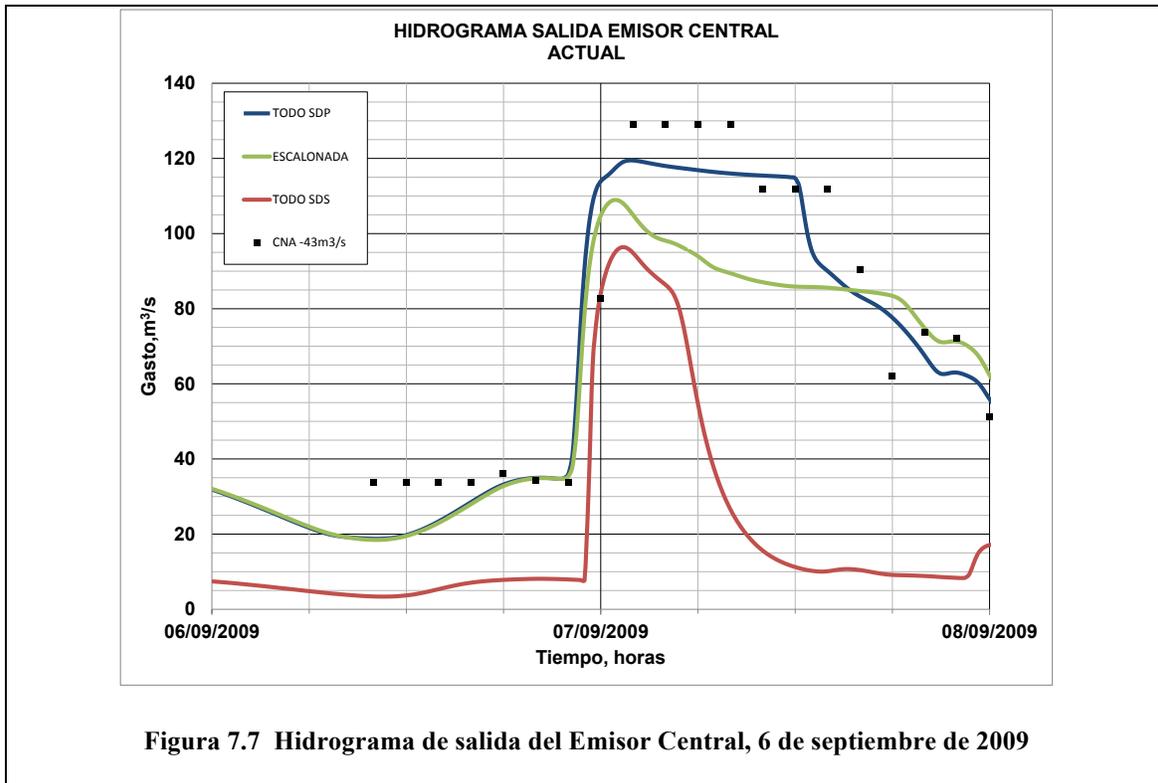


### **Análisis del Sistema de Drenaje Profundo (SDP)**

- Sitio 1. Hidrograma de salida del Emisor Central

En la figura 7.7 se muestra el hidrograma de salida del Emisor Central. Para la condición TODO SDP se presenta un gasto máximo aproximado de  $120 \text{ m}^3/\text{s}$  durante más de 12 horas; para la condición TODO SDS este fue de  $95 \text{ m}^3/\text{s}$ ; mientras que para la política de operación ESCALONADA se obtuvo un máximo de  $110 \text{ m}^3/\text{s}$ , para luego disminuir y mantenerse por varias horas por encima de  $80 \text{ m}^3/\text{s}$ .

En el Emisor Central se llevan a cabo mediciones de gasto desde hace ya varios años por parte del SACM y la CONAGUA. Las mediciones del SACM para esta tormenta reflejaron un error del equipo, ya que reportan un gasto de  $160 \text{ m}^3/\text{s}$  constante durante más de 30 horas, lo cual es imposible dadas las condiciones de lluvia registradas y la capacidad actual del conducto; por su parte, las mediciones realizadas por CONAGUA, con la corrección que se indica (de acuerdo con Domínguez et al., 2009), son del orden de magnitud de la condición TODO SDP, tanto en valores como en la forma en que se da el incremento al inicio, al mantenerse durante varias horas y al decrecer el gasto.



Se observa que el gasto es mayor tan sólo  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  en la condición TODO SDP respecto de la condición ESCALONADA, lo cual aparentemente es una ventaja mínima, sin embargo, al analizar los niveles se observa que la diferencia es considerable, al grado de generar problemas en el Sistema de Drenaje Profundo.

La condición ESCALONADA mantiene gastos por encima de los  $80 \text{ m}^3/\text{s}$ , que reflejan el vaciado de los cuerpos de regulación y se mantiene por algunas horas del día siguiente. Es preciso recordar que esta política de operación adquiere la condición de apertura de compuertas al disminuir los valores de la elevación de agua en la Lumbrera “0” del Emisor Central y alcanzar los 2,210 msnm en un primer escalón y los 2,206 en el segundo (a la inversa del inicio de la tormenta).

El hidrograma de la condición TODO SDS refleja el gasto que se drena directamente por las cuencas de aportación del SDP.

Se observó una gran similitud entre las mediciones de gasto y el hidrograma obtenido de la simulación de funcionamiento hidráulico para la condición TODO SDP, que es consistente con los niveles de agua obtenidos en la Lumbrera “0” del Emisor Central y la 8 del Interceptor Oriente, tanto en las mediciones como en los resultados de las simulaciones.

El volumen<sup>1</sup> drenado por el Emisor Central para la tormenta analizada fue del orden de los 6 millones de m<sup>3</sup>.

- Sitio 2. Variación de niveles de agua, Lumbrera “0” del Emisor Central

En la figura 7.8 se muestra la elevación del agua en la Lumbrera “0” del Emisor Central. Se observa que, para la condición TODO SDP, el agua alcanza una elevación máxima de 2,227.5 msnm, para TODO SDS de 2,209.4, y para la ESCALONADA de 2,216.8, intermedia.

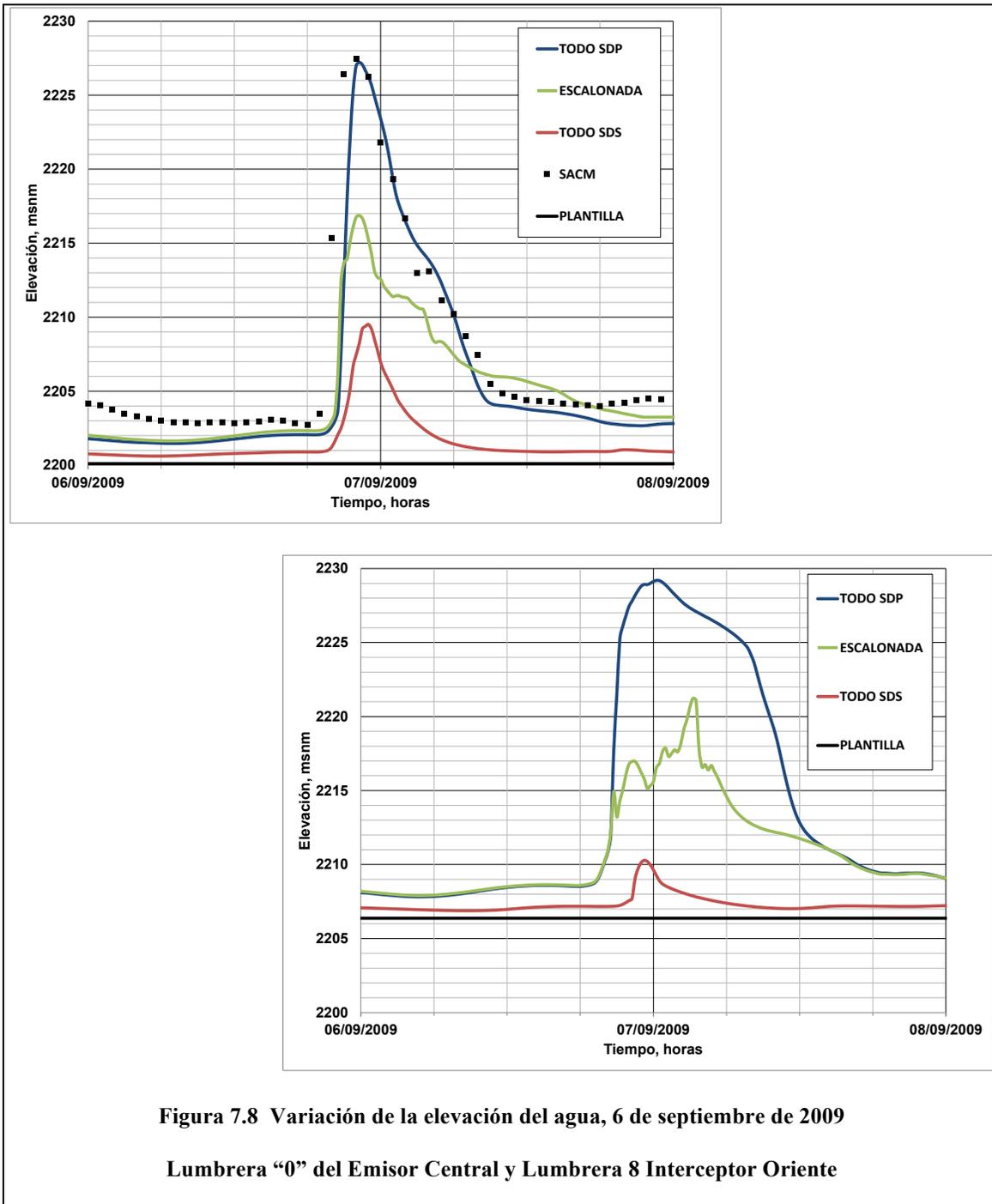
- Sitio 3. Variación de niveles de agua, Lumbrera 8 del Interceptor Oriente

En la misma figura 7.8, a la derecha, se muestra la elevación del agua en la Lumbrera 8 del Interceptor Oriente. Para TODO SDP el agua alcanza una elevación máxima

---

<sup>1</sup> Obtenido como una aproximación de la condición TODO SDP para los días 6 y 7 de septiembre, restando 30 m<sup>3</sup>/s correspondiente a las aguas residuales.

aproximada de 2,229.1 msnm, para TODO SDS de 2,210.1, y para la ESCALONADA de 2,221.2.



En la escalonada se alcanza la elevación de 2,206 y 2,210 msnm entre las 20:15 y las 20:45 horas. Se tiene media hora de reacción, casi inmediata. Comparado con las 19:20 (de la figura 7.5) se drena durante una hora más. En este caso el criterio de la lluvia (figura 7.5) sería anticiparse un poco a tomar la decisión de comenzar la regulación, por lo que se considera conveniente emplear el criterio de la elevación del agua en la Lumbrera “0”.

En la figura 7.8 se aprecia que la condición de simulación más desfavorable es TODO SDP y que es la más parecida, tanto en forma como en valores, a los registros del SACM. La elevación de 2,220 msnm se considera como crítica para el SDVM, por lo que esta condición, que fue considerada como marco de referencia en la tesis, resulta ser parecida a las mediciones de niveles y gastos.

Mientras que para la condición TODO SDS el Emisor Central alcanza a entrar en carga y el efecto es desfavorable en los conductos superficiales, la política de operación ESCALONADA indica un equilibrio entre ambos sistemas: el Emisor Central entra en carga (2,217 msnm), lo cual permite aprovechar su capacidad y, al mismo tiempo, regular mayor cantidad de agua, como se aprecia en el análisis del SDS.

### **Análisis del Sistema de Drenaje Superficial (SDS)**

- Sitio 4. Variación de niveles de agua, Gran Canal, en la Obra de Toma

En la figura 7.9 se muestra la elevación del agua en el Gran Canal, donde se ubica la Obra de Toma. Se observa que para la condición TODO SDP el agua alcanza una elevación máxima aproximada de 2,229.3 msnm, mientras que para TODO SDS rebasa los 2,230 msnm, situación que implicaría grandes desbordamientos (recordemos que se trata de un marco de referencia), por su parte, la política de operación ESCALONADA alcanza una elevación de 2,229.7 msnm.

- Sitio 5. Variación de niveles de agua, Laguna de Regulación Horaria

En la misma figura 7.9, a la derecha, se muestra la elevación del agua en la Laguna de Regulación Horaria. Para TODO SDP el agua alcanza una elevación máxima aproximada de 2,227.0 msnm, para TODO SDS de 2,227.9, y para la ESCALONADA de 2,227.1.

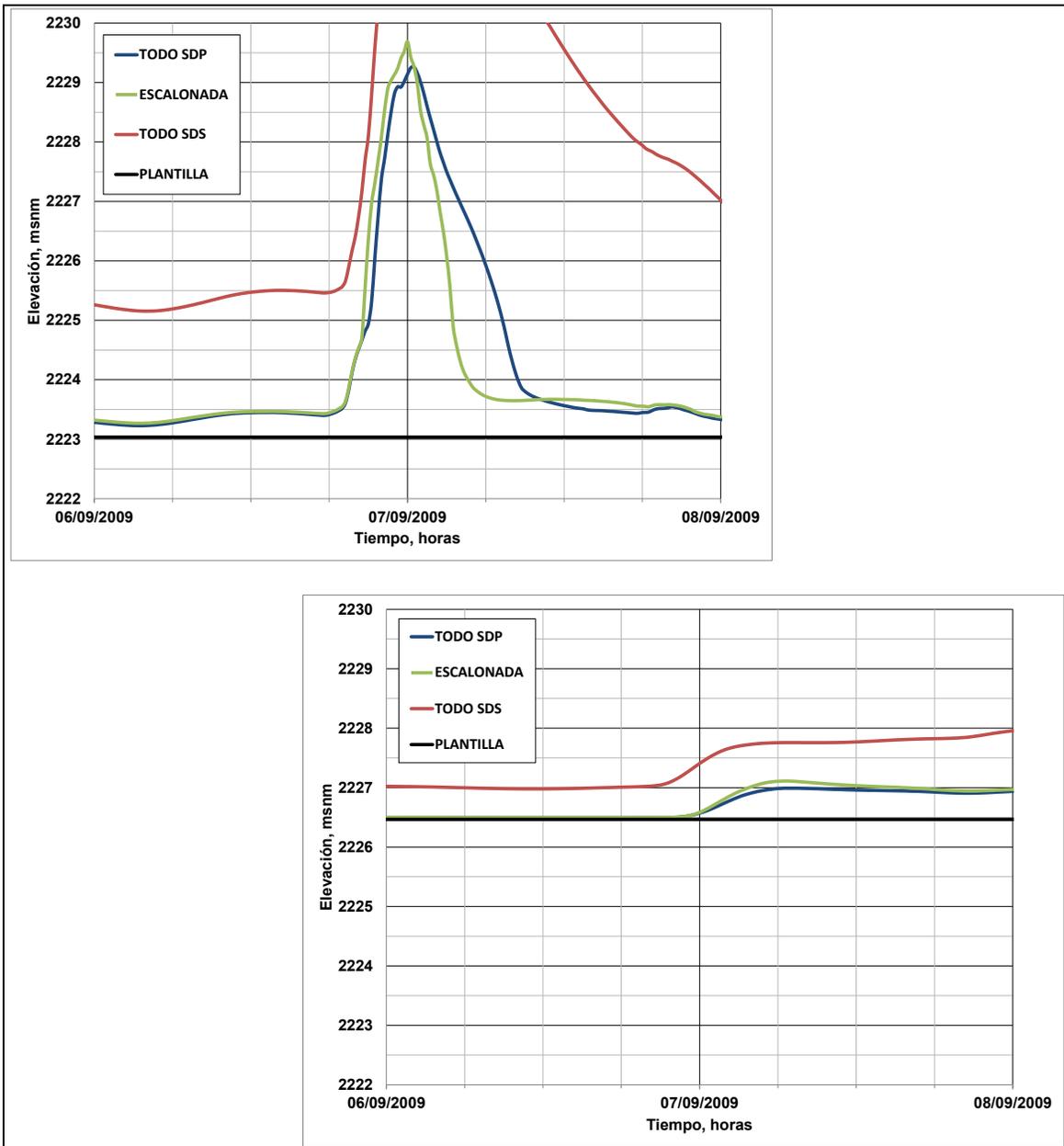


Figura 7.9 Variación de la elevación del agua, 6 de septiembre de 2009

Obra de Toma del Gran Canal y Laguna de Regulación Horaria

En todos los casos se alcanzaron condiciones críticas en el Gran Canal, lo cual indica una concentración de la tormenta en la zona norponiente, centro y oriente, es decir, se podría considerar una tormenta generalizada en la zona urbana de la Ciudad de México.

Por su parte, para la Laguna de Regulación Horaria se observa que la diferencia entre la variación de niveles para las tres condiciones no fue muy grande, lo cual es un indicador de que la tormenta no tuvo tanto efecto en la zona sur y suroriente (Río de la Compañía), como se observa en la figura 7.4, que muestra la variación espacial de la tormenta. El incremento en el nivel de agua de 1 m es resultado de la regulación del flujo proveniente del río Churubusco.

Se observa que el tiempo de vaciado de las lagunas de regulación es prolongado, en el caso de esta tormenta rebasa las 24 horas, es por eso que la decisión de enviar agua a los cuerpos de regulación debe ser cuidadosa, ya que la gran mayoría de las tormentas no requieren ser enviadas a la zona de lagos.

### 7.2.3. Conclusiones y recomendaciones del análisis hidrológico e hidráulico de la tormenta del 6 de septiembre de 2009

Una tormenta de estas características para las 29 estaciones del protocolo: generalizada en la zona urbana, concentrada en 2 horas y de 40 mm, llegó a comprometer tanto el SDP como el SDS. Sin embargo, con los resultados de la política de operación ESCALONADA se observó que se lograría un manejo eficiente del sistema, reduciendo los riesgos de inundación.

Si bien las tormentas de esta naturaleza requieren del apoyo de nueva infraestructura para reducir aún más los niveles de agua, con la presencia de nuevos conductos será conveniente establecer nuevas políticas de operación mediante la investigación exhaustiva de diferentes condiciones de lluvia.

En todos los conductos se observó una condición intermedia de niveles de agua entre las condiciones extremas, lo cual corrobora lo recomendado en el capítulo 6: la política de operación ESCALONADA es la más eficiente.

### 7.3. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A LA TORMENTA DEL 30 DE JUNIO DE 2011

Haciendo una segunda aplicación de la metodología propuesta en la tesis para el análisis del funcionamiento hidráulico del SDVM, se emplea una tormenta considerada como generalizada en el Valle de México con duración de 24 horas, ocurrida el 30 de junio de 2011.

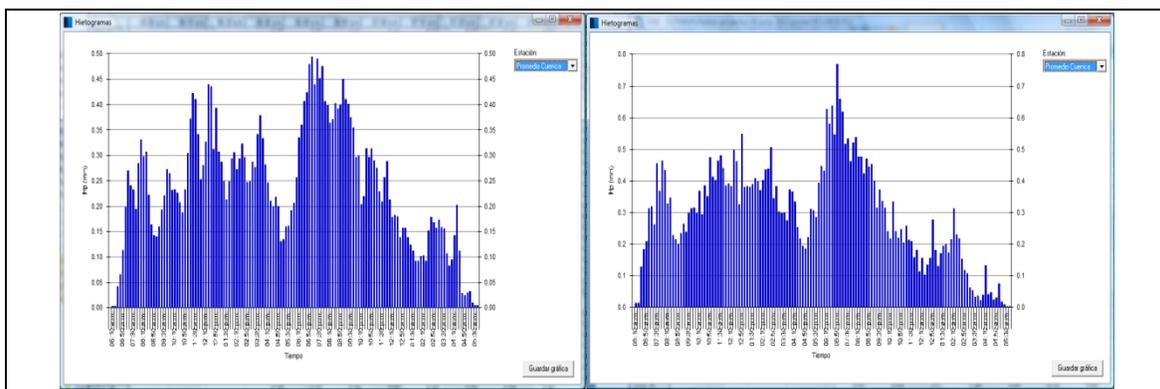
#### 7.3.1. Análisis hidrológico

Empleando los archivos PLU de los días 30 de junio y 1 de julio de 2011 se procedió a la aplicación de la metodología propuesta en el capítulo 4, para revisión y reconstrucción de datos de lluvia empleando el modelo TVM.

Las estaciones interpoladas se muestran en la tabla 7.3.

Tabla 7.3 Estaciones interpoladas 30 de junio de 2011										
<b>Tipo A</b>										
30 jun	39	45	62	64	65	67				
1 jul	13	39	45	64	65	67				
<b>Tipo B</b>										
30 jun	4	26	59							
1 jul	17	26	41	47	59					
<b>Tipo C</b>										
30 jun	3	13	17	18	41	42	61	63		
1 jul	3	5	37	42	46	48	58	61	63	

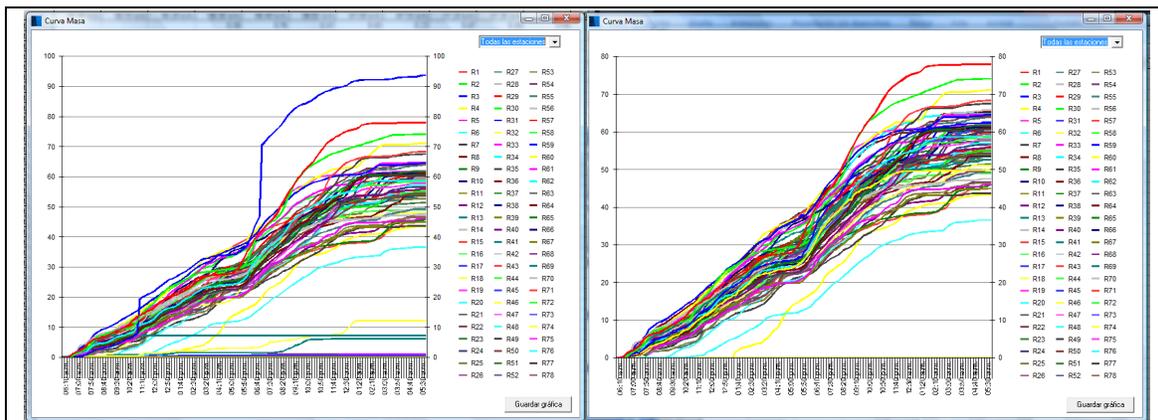
Al analizar el hietograma medio de la cuenca del Valle de México del 30 de junio de 2011 original del SACM y el procesado con la metodología propuesta que se muestra en la figura 7.10, se observa que los valores máximos de las barras se incrementaron de 0.50 a 0.80 mm, aproximadamente. Los valores se distribuyen en las horas que ocurrió la tormenta, esto es entre las 6 a.m. del 30 de junio y las 6 a.m. del 1 de julio.



**Figura 7.10 Hietograma medio de la cuenca del Valle de México, 30 de junio de 2011, original SACM y procesado con la metodología propuesta**

Se generó la curva masa para las 71 estaciones consideradas de la fecha analizada, 30 de junio de 2011, del original del SACM y de la procesada con la metodología propuesta que se muestra en la figura 7.11.

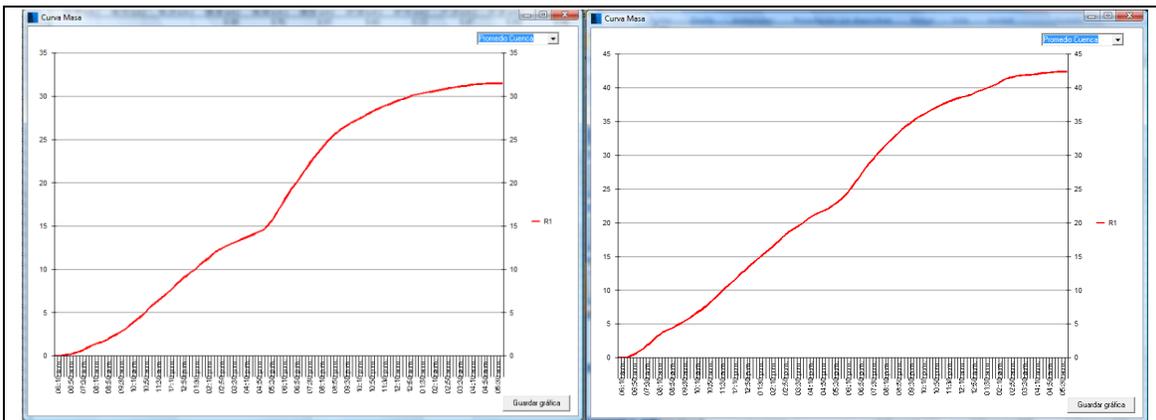
Se observa que la forma es similar en ambos casos. En los registros originales se tiene un máximo de cerca de 100 mm en 24 horas, mientras que, una vez procesadas, se obtuvo un máximo de 80 mm como resultado de corregir los registros de una estación que difirió tanto en la forma de la tormenta como en los valores de altura de lluvia de las estaciones colindantes. Se aprecia que las estaciones indicadas en la tabla 7.2 cambiaron tanto en forma como en valor, lo cual repercute en la curva masa media de la cuenca.



**Figura 7.11 Curva masa 71 estaciones, 30 de junio de 2011, original SACM y procesada con la metodología propuesta**

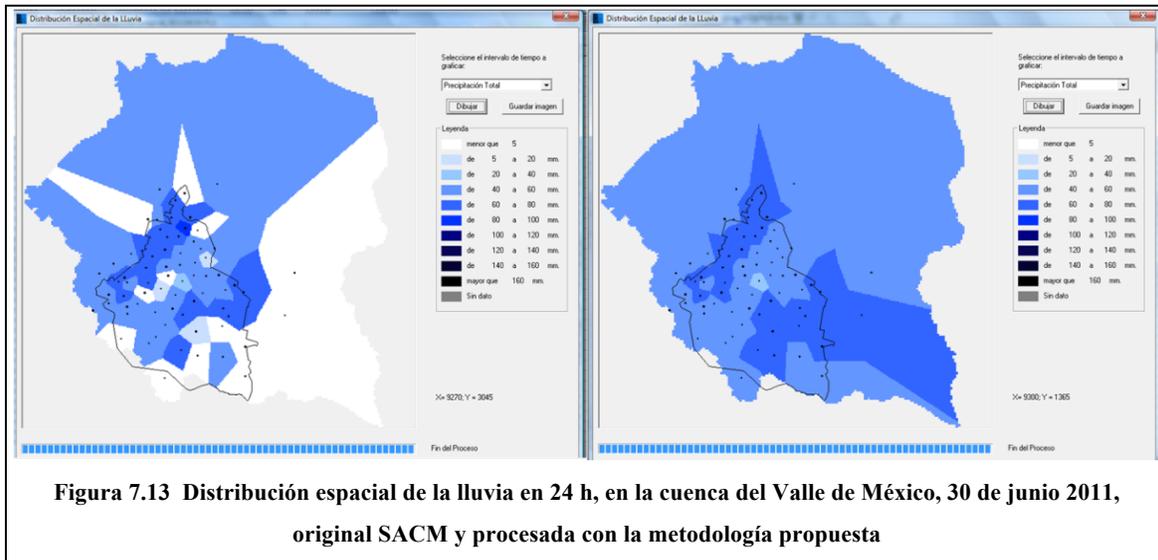
En la figura 7.12 se aprecia en qué medida se mejora la información de la altura de lluvia. Esta gráfica, la cual se obtiene con los datos de la figura anterior, corresponde a la curva masa media de la Cuenca del Valle de México, del 30 de junio de 2011, del original del SACM y de la procesada con la metodología propuesta.

Se aprecia que la forma es similar en ambos casos y lo que cambia es el valor de la altura de lluvia en 24 horas, que se incrementa de 32 mm al orden de 43 mm. Esto quiere decir que la información que se reconstruyó con la metodología propuesta en el capítulo 4 fue representativa, como se aprecia en la figura de la distribución espacial.

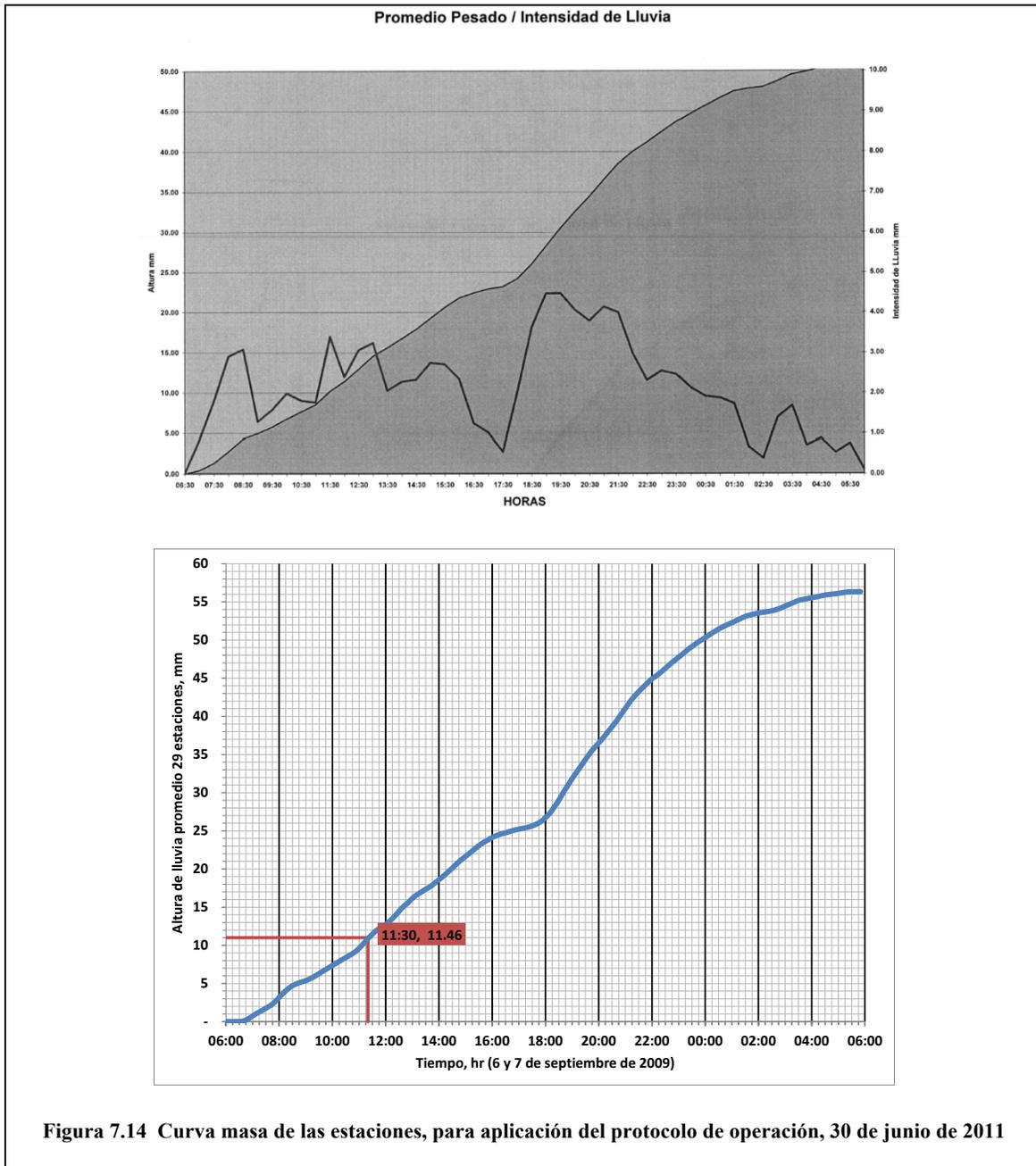


**Figura 7.12 Curva masa media de la cuenca del Valle de México, 30 de junio de 2011, original SACM y procesada con la metodología propuesta**

La figura 7.13 muestra la distribución espacial de la lluvia en 24 horas en la cuenca del Valle de México del 30 de junio de 2011, la original del SACM y la procesada con la metodología propuesta. Se observa que la información original (izquierda) fue escasa en las estaciones de la zona suroriente y algunas del norte. Una vez reconstruida se aprecia el efecto generalizado de la tormenta.



En la figura 7.14 se muestra la curva masa de las estaciones para la aplicación del protocolo de operación del 30 de junio de 2011, donde se observa que alrededor de las 11:30 horas se contó con una altura de lluvia de 11.46 mm (la figura 7.16 indica 11:45 h).



Con la metodología expuesta en el capítulo 2, inciso 2.1.4, se calcularon los hidrogramas de ingreso al SDVM para realizar las simulaciones de funcionamiento hidráulico.

### 7.3.2. Análisis hidráulico

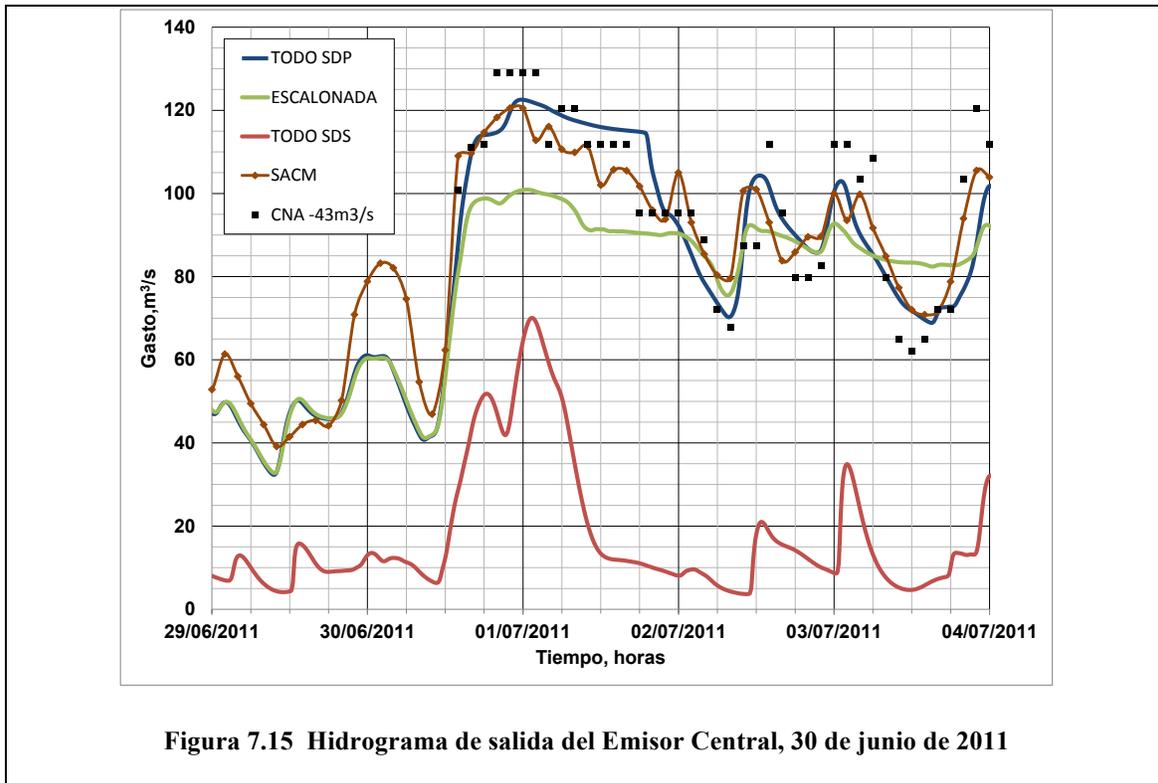
De la misma manera que en el análisis de la tormenta descrita previamente, para la revisión de los efectos generados con el tránsito de la avenida, se emplearon los cinco sitios estratégicos mostrados en la tabla 7.2, su ubicación dentro del contexto del SDVM fue, así mismo, mostrado en el esquema de la figura 7.6.

#### **Análisis del Sistema de Drenaje Profundo (SDP)**

- Sitio 1. Hidrograma de salida del Emisor Central

La figura 7.15 muestra el hidrograma de salida del Emisor Central, en El Salto. Se aprecia que los gastos drenados por el Emisor Central reportados por las mediciones del SACM alcanzaron un gasto máximo de  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ , las mediciones de CONAGUA (con la corrección de Domínguez et al., 2009) llegaron a  $130 \text{ m}^3/\text{s}$ . Las simulaciones llegaron a  $121 \text{ m}^3/\text{s}$  para la condición TODO SDP, que se mantuvo cerca de 24 horas;  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  para la ESCALONADA, manteniéndose por 12 horas para disminuir a  $90 \text{ m}^3/\text{s}$  durante las 12 horas siguientes; y para la condición TODO SDS se tuvo un gasto máximo de  $70 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Se observa que el gasto es mayor por  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  en la condición TODO SDP respecto de la ESCALONADA, lo cual aparentemente es una ventaja, sin embargo, al analizar los niveles se observa que la diferencia es considerable, al grado de generar problemas en el Sistema de Drenaje Profundo.



La condición ESCALONADA mantiene gastos por encima de los 80 m<sup>3</sup>/s que reflejan el vaciado de los cuerpos de regulación y que se mantiene por algunas horas del día siguiente.

El hidrograma de la condición TODO SDS refleja el gasto que se drena directamente por las cuencas de aportación del SDP.

Se observó una gran similitud entre las mediciones de gasto y el hidrograma obtenido de la simulación de funcionamiento hidráulico para la condición TODO SDP, que es consistente con los niveles de agua obtenidos en la Lumbrera “0” del Emisor Central y la Lumbrera 8 del Interceptor Oriente tanto en las mediciones como en los resultados de las simulaciones.

☞ El volumen<sup>2</sup> drenado por el Emisor Central para la tormenta analizada fue del orden de los 14 millones m<sup>3</sup>. Este volumen rebasa la capacidad de regulación actual de la Ciudad de México, es decir, si se considera una laguna con 1 m de tirante de agua se requeriría una superficie de 1,400 ha de las cuales no se dispone. Para resaltar la proporción del área requerida se tiene la Laguna de Regulación Horaria que cuenta con un área de 150 ha y la Laguna Casa Colorada que tiene cerca de 400. Esta comparación permite apreciar la razón por la cual no es factible conservar el agua dentro del Valle de México y la necesidad de drenarla eficientemente, regulando sólo cierta cantidad durante la tormenta, para después vaciar los cuerpos reguladores de tal manera que estén listos para recibir la siguiente tormenta.

- Sitio 2. Variación de niveles de agua, Lumbrera “0” del Emisor Central

La figura 7.16 muestra, para la Lumbrera “0” del Emisor Central, en el eje vertical, la variación de niveles de agua y, en el eje horizontal, el tiempo. Se aprecian los niveles de agua que alcanzó el Emisor Central: el nivel máximo de agua, a los 2,224 msnm, corresponde a las mediciones del SACM; la simulación que alcanzó cerca de los 2,223.7 corresponde a TODO SDP; la que llega a un nivel cercano a 2,212.6, a la ESCALONADA, y la que presentó los niveles más bajos, alrededor de 2,202.7 corresponde a TODO SDS.

---

<sup>2</sup> Obtenido, como una aproximación de la condición TODO SDP, a partir del día 30 de junio y hasta parte del 2 de julio, restando 30 m<sup>3</sup>/s correspondiente a las aguas residuales.

- Sitio 3. Variación de niveles de agua, Lumbreira 8 del Interceptor Oriente

La figura 7.16 de la derecha muestra que para la Lumbreira 8 del Interceptor Oriente se tiene un comportamiento similar. El nivel máximo de agua, a los 2,228 msnm, corresponde a las mediciones del SACM; la simulación que alcanzó cerca de los 2,228.2 corresponde a TODO SDP; la que llega a un nivel cercano a 2,219.8, a la ESCALONADA, y la que presentó los niveles más bajos, alrededor de 2,208.0, a TODO SDS.

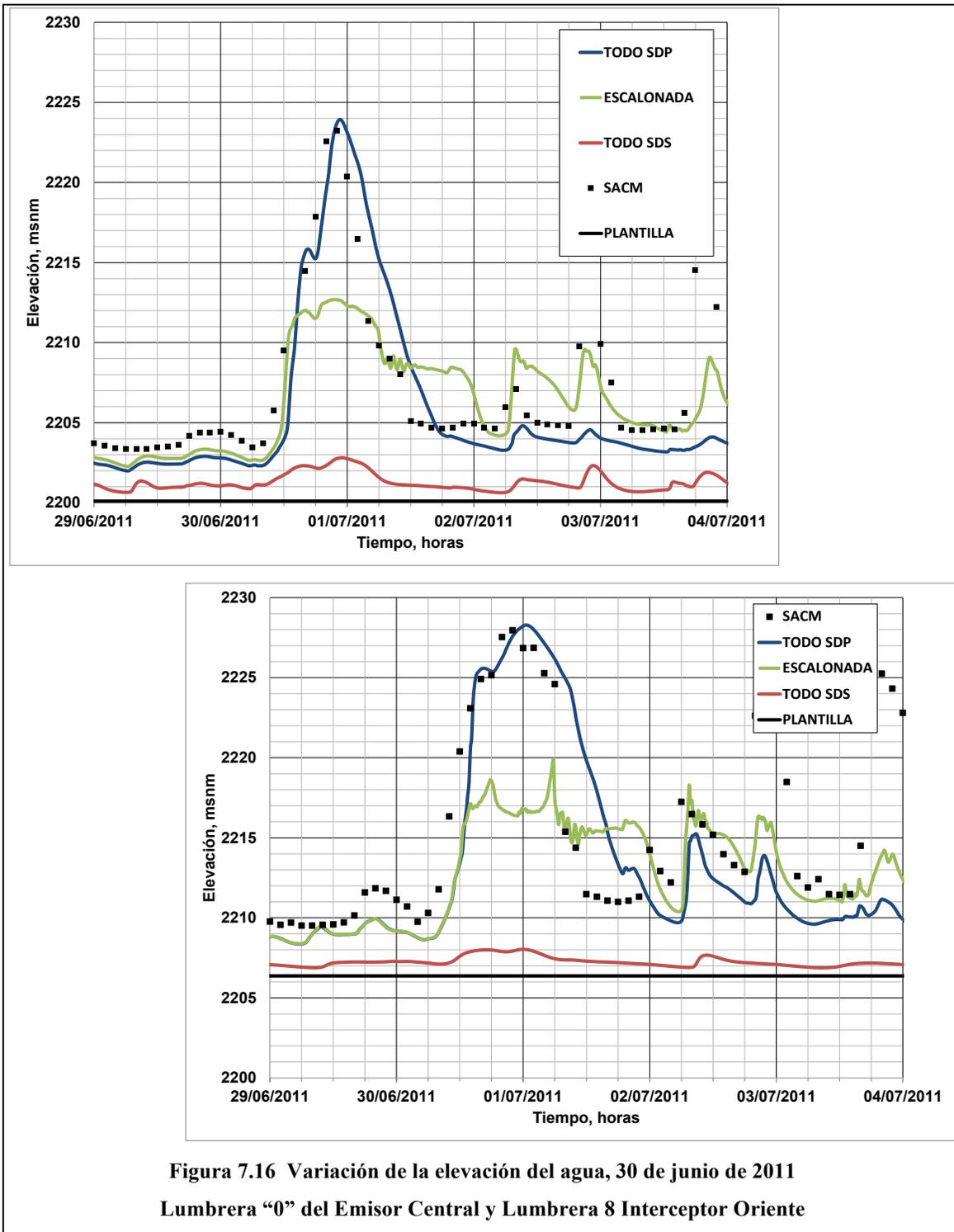


Figura 7.16 Variación de la elevación del agua, 30 de junio de 2011  
Lumbrera "0" del Emisor Central y Lumbrera 8 Interceptor Oriente

En la ESCALONADA se alcanzan los 2,206 y 2,210 msnm entre las 11:45 y las 13:00 horas. Se tiene una hora cuarenta y cinco minutos de reacción. Fue paulatina la presencia de los escurrimientos en la Lumbrera “0” del Emisor Central. Comparado con las 11:30 (de la figura 7.14) se drena durante quince minutos más. Para efectos prácticos, el criterio de la lluvia y del escurrimiento coincidieron.

En la figura 7.16 se aprecia que la condición de simulación más desfavorable es TODO SDP y que es la más parecida, tanto en forma como en valores, a los registros del SACM. Mientras que la condición TODO SDS aparentemente parecería atractiva porque el Emisor Central ni siquiera alcanza a entrar en carga, sin embargo, el efecto es desfavorable en los conductos superficiales.

La política de operación ESCALONADA indica un equilibrio entre ambos sistemas, el Emisor Central entra en carga (2,213 msnm), lo cual permite aprovechar su capacidad y al mismo tiempo regular mayor cantidad de agua, como se aprecia en el análisis del SDS.

### **Análisis del Sistema de Drenaje Superficial (SDS)**

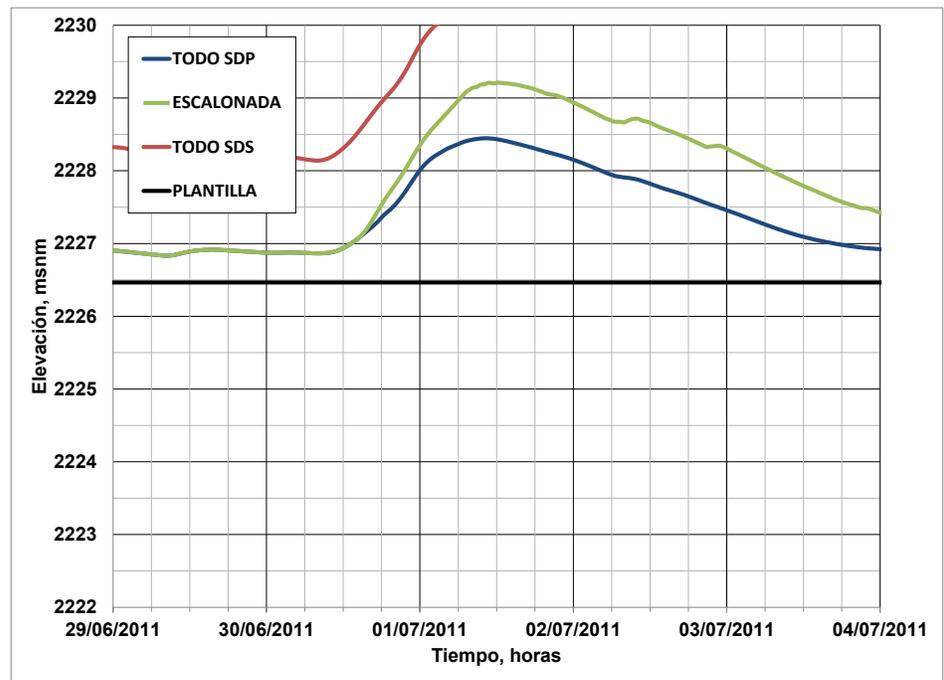
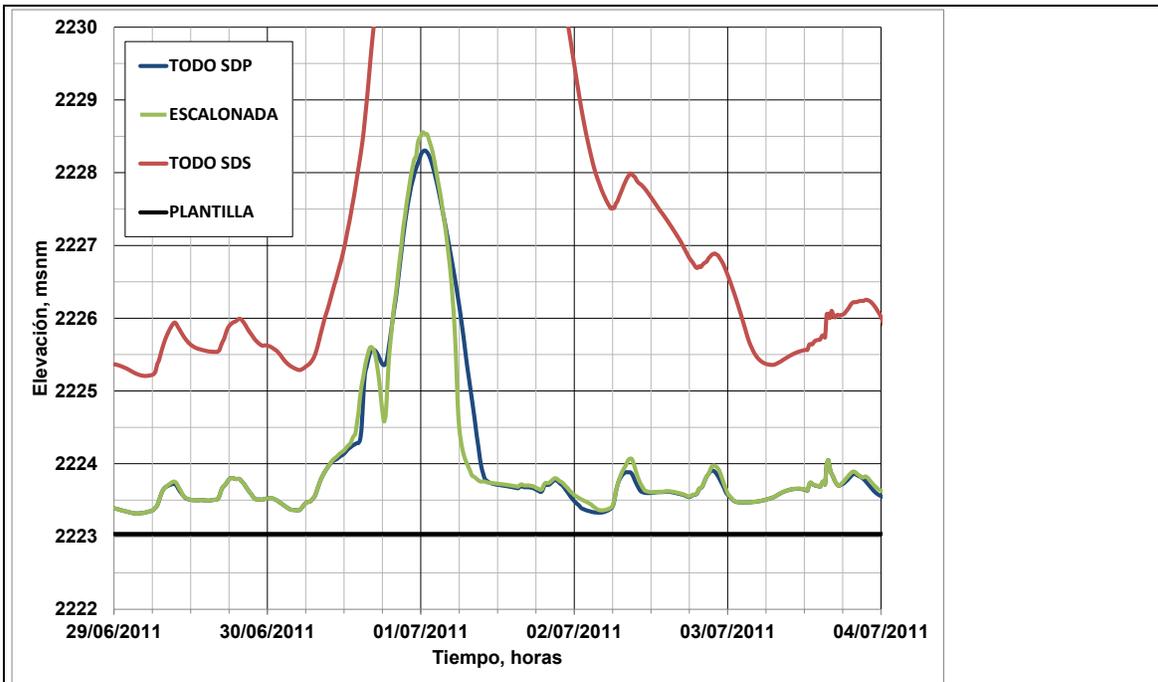
- Sitio 4. Variación de niveles de agua, Gran Canal, en la Obra de Toma

En la figura 7.17 se muestra la elevación de agua en el Gran Canal en el sitio donde se ubica la Obra de Toma. Se observa que para la condición TODO SDP el agua alcanza una elevación máxima aproximada de 2,228.3 msnm, mientras que para TODO SDS rebasa los

2,230, que implicaría desbordamientos (marco de referencia). Por su parte, la política de operación ESCALONADA alcanza una elevación de 2,228.4 msnm.

- Sitio 5. Variación de niveles de agua, Laguna de Regulación Horaria

En la figura 7.17 a la derecha, se muestra la elevación del agua en la Laguna de Regulación Horaria. Para TODO SDP alcanza una elevación máxima aproximada de 2,228.4 msnm; para TODO SDS se rebasa la elevación de 2,230, y para la ESCALONADA es de 2,229.2.



**Figura 7.17 Variación de la elevación del agua, 30 de junio de 2011  
Obra de Toma del Gran Canal y Laguna de Regulación Horaria**

La figura 7.17 muestra la variación de niveles de agua para la Obra de Toma del Gran Canal del Desagüe. Inmediatamente se distingue que sería inadmisibles poner en práctica una política de operación que consista en la condición TODO SDS, ya que la línea que marca la elevación del agua sale fuera del eje vertical.

Por su parte, la condición de TODO SDP indica que la elevación máxima en Gran Canal se iguala con la del SDP (2,228 msnm). Es importante resaltar que, cuando esto llega a ocurrir, en realidad el agua se desborda en los conductos cuyas elevaciones del terreno son de ese orden de magnitud, provocando inundaciones de varias horas.

La política de operación ESCALONADA indica que ambos sistemas (SDP y SDS) trabajarían adecuadamente, ya que la elevación del agua en el Gran Canal sería aproximadamente de 2,228.5 msnm. Es preciso señalar que el Gran Canal es uno de los conductos más afectados por los hundimientos del terreno y, por lo tanto, su capacidad de conducción se reduce cada año, por tal motivo es indispensable revisar las elevaciones máximas que se pueden alcanzar con base en simulaciones de funcionamiento hidráulico que empleen levantamientos topográficos periódicos (anuales).

Para analizar el efecto de regulación, en la figura 7.17 de la derecha se muestra la variación de niveles de agua para la Laguna de Regulación Horaria. Se distingue nuevamente que sería inadmisibles poner en práctica la política de operación TODO SDS, ya que la línea que marca la elevación del agua está fuera del eje vertical (2,230 msnm). Por su parte, la condición TODO SDP resulta en el desaprovechamiento de la capacidad de regulación y en la sobresaturación del SDP, como ya fue descrito. Mientras que la condición ESCALONADA se encuentra en una posición intermedia. Se aprecia que la

diferencia obtenida entre las elevaciones del agua para las condiciones TODO SDP y ESCALONADA es del orden de 1 metro, que representa la capacidad de regulación aprovechada.

☞ La Laguna de Regulación Horaria está expuesta también a los hundimientos del terreno natural (del orden de 35 cm/año), por lo cual es conveniente mantener el agua en los lagos con los niveles mínimos posibles, previo a la tormenta. El vaciado se logra en aproximadamente 3 días (ya que no se presentó una nueva tormenta), lo cual es un indicador de la importancia de regular los escurrimientos con base en criterios como los expuestos en la tesis y evitar, en la medida de lo posible, regular tormentas que pueden ser drenadas por el Emisor Central y el Gran Canal.

### 7.3.3. Conclusiones y recomendaciones del análisis hidrológico e hidráulico de la tormenta del 30 de junio de 2011

Una tormenta de estas características para las 29 estaciones del protocolo: generalizada y distribuida en 24 horas, con altura de lluvia de 55 mm, llegó a comprometer tanto al SDP como al SDS, sin embargo, con la política de operación ESCALONADA se logró un manejo eficiente del sistema, reduciendo los riesgos de inundación.

Si bien las tormentas de esta naturaleza requieren del apoyo de infraestructura renovada para reducir aún más los niveles del agua, con la presencia de nuevos conductos

será conveniente actualizar las políticas de operación mediante la investigación exhaustiva de diferentes condiciones de lluvia.

En todos los conductos se observó una condición intermedia de niveles de agua entre las condiciones extremas, lo cual corrobora lo recomendado en el capítulo 6: la política de operación ESCALONADA es eficiente.

#### 7.4. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA CON LA REGIONALIZACIÓN DE TORMENTAS DEL VALLE DE MÉXICO

Haciendo una tercera aplicación de la metodología propuesta en la tesis para el análisis del funcionamiento hidráulico del SDVM, se emplea la regionalización de tormentas para el Valle de México con duración de 8 horas y 10 años de periodo de retorno.

##### 7.4.1. Análisis hidrológico

En el subcapítulo 2.1.3 se incluye la metodología que consiste en obtener la altura de lluvia empleando la figura 2.1 para las 250 subcuencas de la figura 3.3; corregir con los factores de ajuste por área, periodo de retorno y duración, indicados en la tabla 2.1 y figura 2.2. En el caso de aplicación se emplearon  $F_{\text{área}(9,600\text{km}^2)}=0.41$ ;  $F_{\text{Tr}(10 \text{ años})}=1$ ;  $F_{\text{duración}(8\text{horas})}=1.27$ . La altura de lluvia se distribuye en el tiempo con los valores de las 8 barras de la tabla 2.2.

Con los coeficientes de escurrimientos obtenidos con el apoyo de las figuras 3.1 y 3.2, que emplean la expresión 2.4; el tiempo de concentración obtenidos con la expresión 2.5 de cada subcuenca, y la figura 2.4 correspondiente a la forma trapezoidal propuesta por Domínguez (1997), se generan los hidrogramas de entrada al sistema.

Se cuenta con una base de datos de los 250 hidrogramas, como se describe en el inciso 4.6.1, para los periodos de retorno indicados en la figura 4.16, de donde se seleccionó la tormenta correspondiente a 10 años de periodo de retorno para aplicar la metodología expuesta en la tesis.

#### 7.4.2. Análisis hidráulico

De la misma manera que las tormentas del 6 de septiembre de 2009 y del 30 de junio de 2011, se presentan los resultados para los cinco sitios seleccionados (tabla 7.2) y su ubicación dentro del contexto del SDVM se muestra en el esquema de la figura 7.6.

#### **Análisis del Sistema de Drenaje Profundo (SDP)**

- Sitio 1. Hidrograma de salida del Emisor Central

El hidrograma de salida del Emisor Central para las simulaciones alcanzaron los siguientes valores: 115 m<sup>3</sup>/s para la condición TODO SDP, que se mantiene por 6 horas;

100 m<sup>3</sup>/s para la ESCALONADA, y alrededor de 80 m<sup>3</sup>/s para TODO SDS, como se muestra en la figura 7.18.

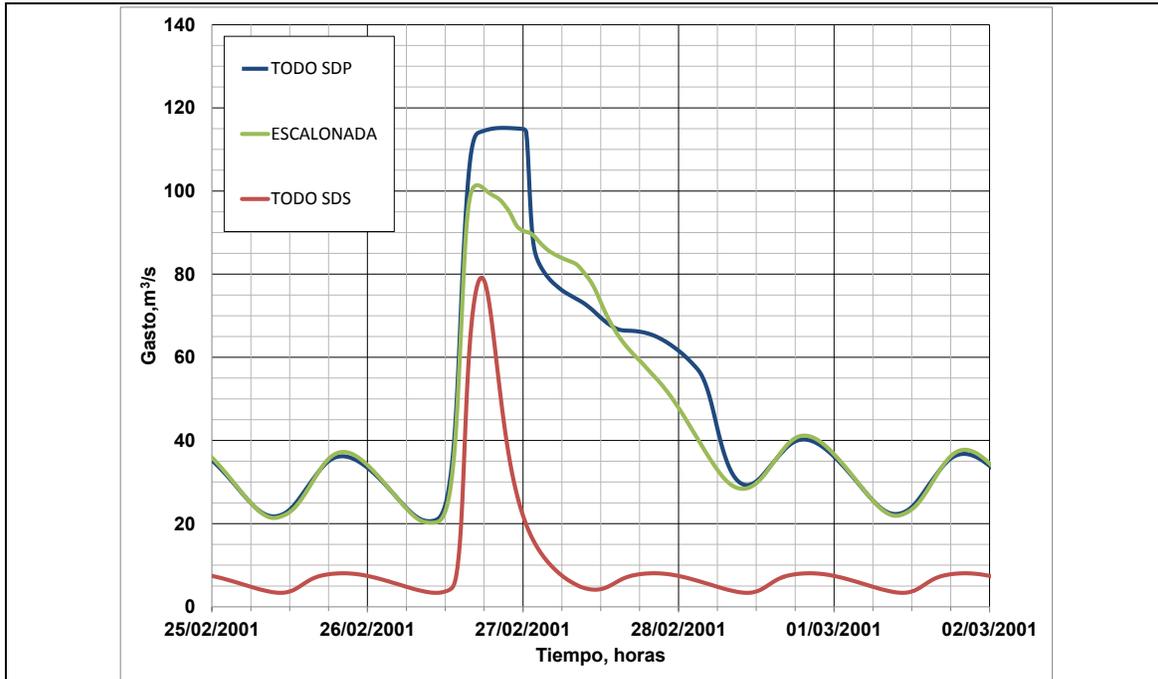


Figura 7.18 Hidrograma de salida del Emisor Central, Tr=10 años

Como se trata de una tormenta “teórica”, obtenida de la estadística de tormentas históricas, se pueden apreciar más claramente varios fenómenos:

**La diferencia** de 15 m<sup>3</sup>/s entre la condición TODO SDP y la ESCALONADA representa una diferencia marginal si se toma en cuenta que la diferencia de niveles es considerable, como se verá en la descripción de la figura 7.19. La condición TODO SDP es un marco de referencia que indica los gastos que son drenados directamente por el Sistema de Drenaje Profundo.

**El volumen** drenado por el Sistema de Drenaje Profundo fue de 7.2 millones de  $m^3$  para la condición TODO SDP y de 6.2 millones de  $m^3$  para la ESCALONADA, lo cual indica que parte de la tormenta es drenada en forma superficial. Bajo las condiciones de simulación planteadas en la tesis, es conveniente recordar que la zona oriente requiere de la elaboración de un subprotocolo, como se indicó en el apartado 6.4.3, de tal forma que se apoya en el vaciado por el Dren General del Valle-Gran Canal.

**Las aguas residuales** que pueden ser drenadas cuando se envía TODO SDP son del orden de  $28 m^3/s$  en su valor medio, con máximos de  $36 m^3/s$  y mínimos de  $20 m^3/s$ . Estos valores se obtuvieron empleando los datos disponibles de la dotación y población de las delegaciones del Distrito Federal y los municipios del Estado de México. Se obtuvo el gasto de aguas residuales por subcuenca y, empleando la curva de variación horaria<sup>3</sup> desfasada dos horas, se transitó en conjunto con la componente de lluvias, obteniendo los resultados que han sido mostrados para las tormentas analizadas en la tesis y que fueron calibrados de igual manera que las lluvias.

**El tiempo** que le toma al sistema drenar una tormenta de 10 años de periodo de retorno, en caso de no ocurrir otro evento, es cerca de 30 horas, tanto para la condición TODO SDP como para la ESCALONADA.

---

<sup>3</sup> Obtenida de las mediciones que se han realizado en los trabajos de la sectorización de la red de agua potable del DF.

- Sitio 2. Variación de niveles de agua, Lumbreira “0” del Emisor Central

La figura 7.19 muestra, para la Lumbreira “0” del Emisor Central, los niveles de agua que alcanzó en la simulación: cerca de los 2,218.8 msnm corresponde a TODO SDP; la que llega a un nivel cercano a los 2,212.6, a la ESCALONADA, y la que presentó los niveles más bajos, alrededor de 2,203.0, corresponde a TODO SDS.

- Sitio 3. Variación de niveles de agua, Lumbreira 8 del Interceptor Oriente

La figura 7.19 de la derecha muestra, para la Lumbreira 8 del Interceptor Oriente, que se tiene un comportamiento similar. La simulación que alcanzó cerca de los 2,227.9 msnm corresponde a TODO SDP; la que llega a un nivel cercano a los 2,220.3, a la ESCALONADA, y la que presentó los niveles más bajos, alrededor de 2,208.2, corresponde a TODO SDS.

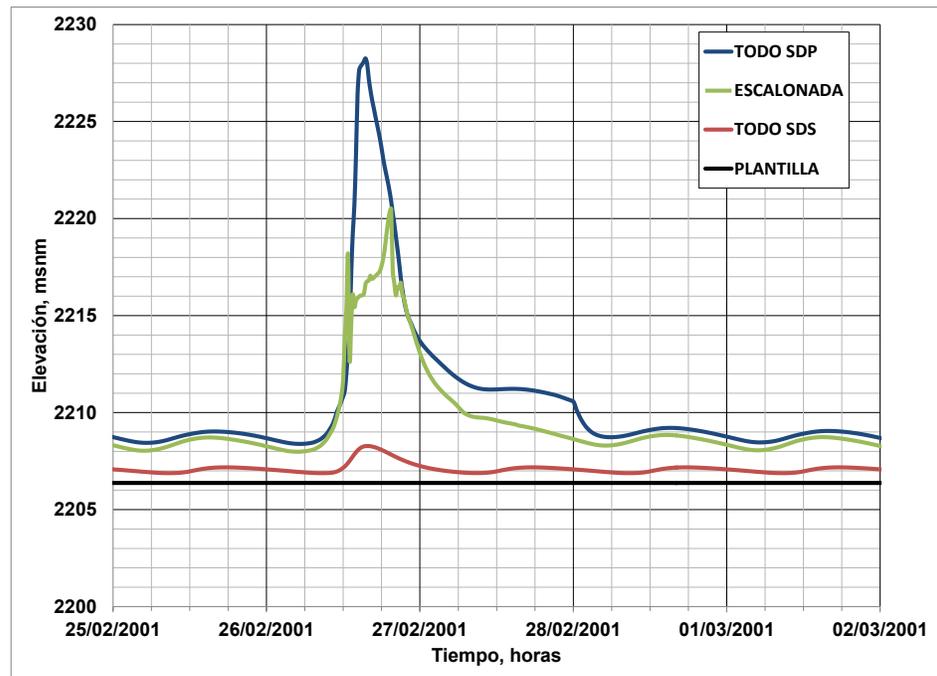
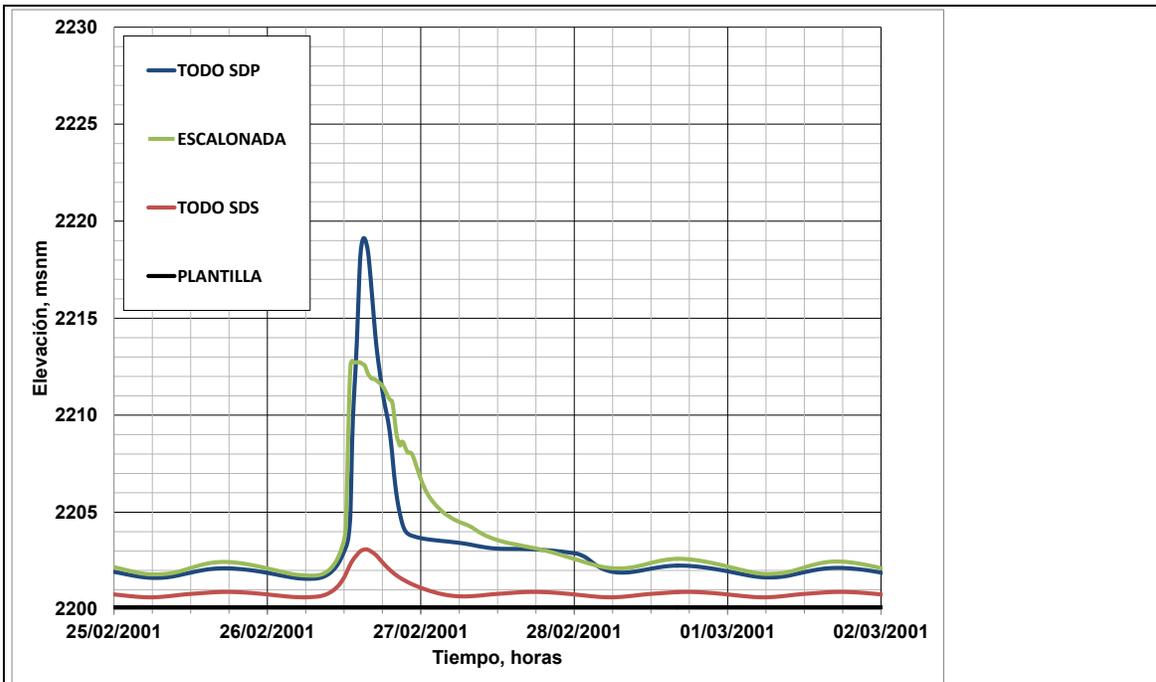


Figura 7.19 Variación de la elevación del agua, Tr=10 años

Lumbrera "0" del Emisor Central y Lumbrera 8 Interceptor Oriente

Al observar los niveles de la Lumbrera “0” del Emisor Central para la condición TODO SDP, aparentemente la elevación máxima no representaría un nivel crítico (se considera la elevación de 2,220 msnm como valor crítico), sin embargo, al observar la elevación máxima que alcanzó la Lumbrera 8 del Interceptor Oriente se tendrían desbordamientos en algunas lumbreras del Sistema de Drenaje Profundo y ahogamiento de la Obra de Toma del Gran Canal (como se describirá en la figura 7.20).

Por su parte, al controlar los escurrimientos con la política de operación ESCALONADA, recomendada en la tesis, se redujeron los niveles en ambos sitios y, por lo tanto, en el Sistema de Drenaje Profundo, que trabaja con carga pero sin llegar a niveles críticos.

Uno de los aspectos más relevantes que conviene hacer notar es el tiempo que se mantienen los niveles de agua en la Lumbrera “0” del Emisor Central: en la condición TODO SDP es repentino y de gran magnitud y decrece de la misma manera, ya que se regula prácticamente un bajo porcentaje, mientras que en la ESCALONADA se tiene una forma similar del incremento (ya que ambas condiciones reciben el inicio de la tormenta de la misma manera), pero al final de la tormenta se mantienen niveles más altos durante más tiempo por el efecto del vaciado de los cuerpos de regulación.

La condición TODO SDS refleja el marco de referencia de gran alivio para el Sistema de Drenaje Profundo pero causando desbordamientos en el Sistema de Drenaje Superficial.

#### Sitio 4. Variación de niveles de agua, Gran Canal, en la Obra de Toma

En la figura 7.20 se muestra la elevación de agua en el Gran Canal donde se ubica la Obra de Toma. Se observa que para la condición TODO SDP el agua alcanza una elevación máxima cercana, pero inferior, a los 2,230 msnm; para TODO SDS el agua rebasa dicha elevación, lo que implicaría desbordamientos (marco de referencia), por su parte, la política de operación ESCALONADA alcanza una elevación de 2,228.0 msnm.

#### Sitio 5. Variación de niveles de agua, Laguna de Regulación Horaria

En la figura 7.20, a la derecha, se muestra la elevación del agua en la Laguna de Regulación Horaria. Para TODO SDP el agua alcanza una elevación máxima aproximada de 2,227.2 msnm, para TODO SDS se llega a la elevación de 2,228.3, y para la ESCALONADA de 2227.5.

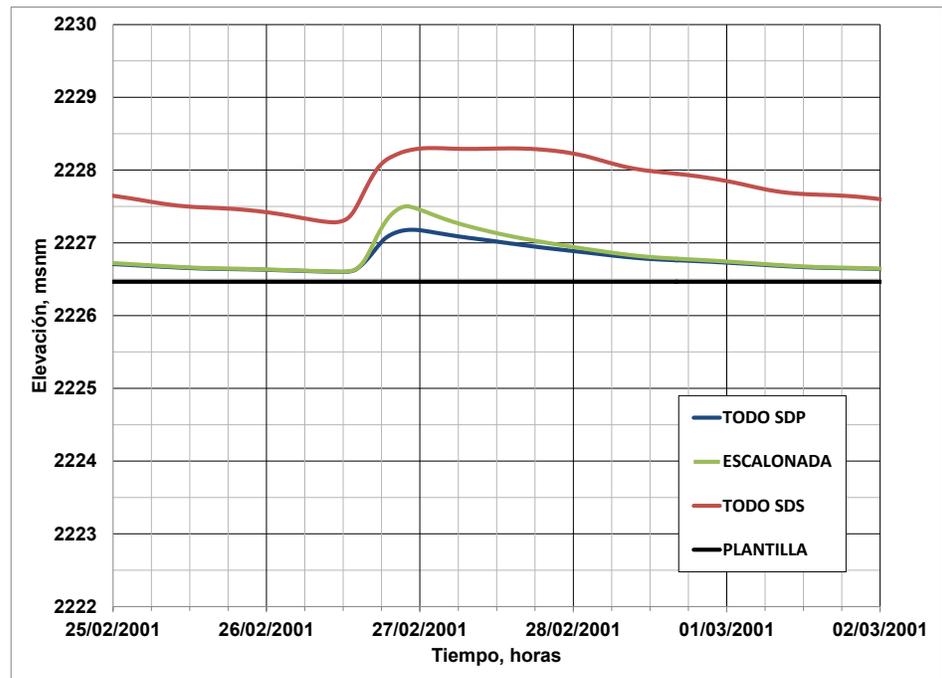
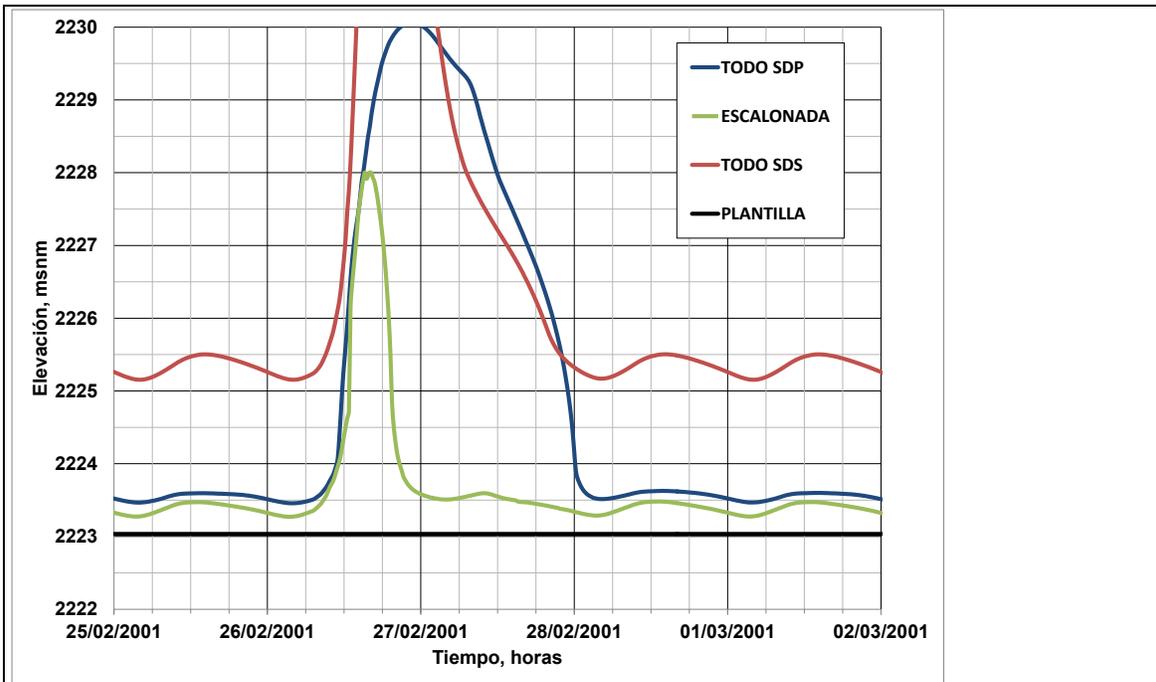


Figura 7.20 Variación de la elevación del agua, Tr=10 años

Obra de Toma del Gran Canal y Laguna de Regulación Horaria

Las dos condiciones extremas se observan claramente como marco de referencia en la figura del Gran Canal, ya que, al tener una elevación de 2,227.9 msnm en la Lumbrera 8 del Interceptor Oriente para la condición TODO SDP, se ahoga completamente la descarga del Gran Canal (es preciso recordar que antes de que esto ocurra se tendrían desbordamientos de consideración en otros sitios del Sistema de Drenaje Profundo). Los niveles de la condición TODO SDS está totalmente fuera de orden de magnitud.

Por lo anterior, la condición ESCALONADA es la más recomendable, ya que los niveles de la Lumbrera 8 del Interceptor Oriente no ahogan la descarga (2,220.3 msnm) de la Obra de Toma del Gran Canal que llega a los 2,228 msnm.

La diferencia de 0.50 m entre la condición TODO SDP y la ESCALONADA muestra la capacidad de regulación aprovechada con la política de operación que se recomienda.

#### 7.4.3. Conclusiones y recomendaciones del análisis hidrológico e hidráulico de la tormenta generada con la regionalización

Una tormenta de estas características: regionalizada, con duración de 8 horas y de 40 mm, en promedio, llegó a comprometer tanto al SDP como al SDS, sin embargo, con la política de operación ESCALONADA se logró un manejo eficiente del sistema, reduciendo los riesgos de inundación.

En todos los conductos se observó una condición intermedia de niveles de agua entre las condiciones extremas, lo cual corrobora lo recomendado en el capítulo 6: la política de operación ESCALONADA es eficiente.

El SDVM no tendría capacidad de drenado y regulación para tormentas con periodos de retorno más altos. Se requiere, de manera urgente, contar con mayor infraestructura, como el Túnel Emisor Oriente, lo que evidentemente derivará en investigaciones detalladas de nuevas políticas de operación.

## 8. APORTACIONES, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Este capítulo se divide en tres incisos, el primero, relativo a las aportaciones conseguidas con el desarrollo de la tesis; en segundo lugar se exponen las conclusiones y recomendaciones derivadas de los análisis hidrológicos e hidráulicos realizados, orientados a mejorar la cantidad y calidad de la información con que se cuenta actualmente para alimentar los modelos matemáticos; y, por último, se plantean recomendaciones para abrir líneas de investigación que permitan conocer el funcionamiento hidráulico del SDVM a futuro, cuando se tengan en funcionamiento estructuras como el Túnel Emisor Oriente y la Planta de Bombeo Casa Colorada Profunda entre otras.

### 8.1. APORTACIONES

Las principales aportaciones de este trabajo están relacionadas con los siguientes tres aspectos:

1. La política de operación propuesta para el SDVM.
2. La calibración de los modelos matemáticos.
3. La metodología propuesta para la reconstrucción de datos de lluvia.

### 8.1.1. Políticas de operación propuestas para el SDVM

Con fundamento en el análisis expuesto en el capítulo 6, se propone un criterio basado en la elevación del agua en la Lumbrera “0” del Emisor Central que permite fijar el momento para aplicar las políticas de operación del SDVM y drenar eficientemente los escurrimientos sanitarios y pluviales fuera del Valle de México al aprovechar al máximo la capacidad de conducción y regulación.

Derivado de los análisis de funcionamiento hidráulico del SDVM se estableció que la política de operación que refleja el equilibrio buscado entre el Sistema de Drenaje Superficial y el Sistema de Drenaje Profundo fue la denominada como ESCALONADA, identificada como la P07 de la tabla 6.3, misma que consiste, fundamentalmente, en:

- Primer escalón: cuando el agua en la Lumbrera “0” del Emisor Central alcanza la elevación de 2,206 msnm, se cierran las compuertas del Sistema Sur hacia el Sistema de Drenaje Profundo y se bombea hacia el río Churubusco para conducir el flujo hacia los lagos de regulación en Texcoco. También se cierran las compuertas del Interceptor del Poniente y se envían los escurrimientos hacia el Vaso de Cristo.
- Segundo escalón: cuando el agua en la Lumbrera “0” del Emisor Central alcanza la elevación de 2,210 msnm, se cierran las compuertas del Gran Canal hacia el Sistema de Drenaje Profundo. También se cierran las compuertas del Vaso de Cristo hacia el Río de los Remedios y las compuertas del Río de los Remedios hacia el Interceptor Central.

Se propone ejecutar los cambios en las aperturas/cierres y encendidos/apagados entre las elevaciones 2,206 y 2,209 msnm para el primer escalón (esto significa que se inicia el cierre cuando el agua llega a los 2,206 y debe estar completamente cerrada cuando alcanza los 2,209 msnm). Para el segundo escalón se recomienda considerar el cambio entre la elevación 2,210 y 2,213 msnm.

En la tabla 6.5 se indican ambos escalones para las 14 compuertas y las 9 plantas de bombeo consideradas en el análisis.

Esta política de operación redujo los niveles en los conductos y aumentó el aprovechamiento de la capacidad de regulación y desalojo del sistema respecto de otras.

Se observó que, teóricamente, es factible lograr una operación adecuada del SDVM con los modelos matemáticos empleados. En la práctica se requeriría de una coordinación precisa para obtener condiciones de escurrimiento y regulación similares, para lo cual podría considerarse, como un primer paso, la instrumentación de las estructuras de compuertas y plantas de bombeo mediante sistemas de registro sistemático de la política implementada.

En aquellas tormentas que se presentan de 10 a 15 veces al año, y que comprometen primero al Sistema de Drenaje Profundo y luego al Gran Canal (Sistema de Drenaje Superficial), la política de operación propuesta mejoraría las condiciones de drenaje respecto de las que se aplican en la actualidad (como se observó en las figuras del capítulo 7). Por otra parte, la mayoría de las tormentas que se presentan en temporada de lluvias podrían ser drenadas totalmente al Sistema de Drenaje Profundo y al Gran Canal (Sistema de Drenaje Superficial) sin requerir regulación, ya que son de baja intensidad.

En las tormentas que, por su intensidad, saturan tanto al Sistema de Drenaje Profundo como al Gran Canal (Sistema de Drenaje Superficial) y donde, además, la capacidad de regulación está comprometida, se recomienda, de igual manera, aplicar la política de operación ESCALONADA, ya que es la manera de aprovechar al máximo la infraestructura disponible actualmente, sin embargo, en estos casos, lo que beneficiará a la Ciudad serán las obras de ampliación del drenaje como el Túnel Emisor Oriente, el desazolve del Vaso de Cristo, la Planta de Bombeo Casa Colorada Profunda, por mencionar algunas de las acciones de gran importancia que se requieren.

En el capítulo 7 se desarrolla la metodología propuesta para analizar el SDVM y se exponen tres ejemplos de aplicación: para una tormenta generalizada con duración de 2 horas ocurrida el 6 de septiembre de 2009; la segunda, también generalizada, con duración de 24 horas ocurrida el 30 de junio de 2011, y una tormenta regionalizada para 10 años de periodo de retorno. En dicho análisis se demuestra que la simulación de funcionamiento hidráulico con la política de operación ESCALONADA es más eficiente que los resultados obtenidos con las simulaciones que reproducen mejor las mediciones de gastos y niveles.

#### 8.1.2. Calibración de los modelos matemáticos

Se logró construir un modelo hidrológico para generación de hidrogramas de ingreso al SDVM y un modelo matemático de funcionamiento hidráulico, adecuadamente calibrados. Para apreciar el logro se presentan las figuras 5.3, 5.8 y 5.9, donde se puede comparar la

calibración de niveles máximos con una de gastos a la salida del SDVM y niveles en las lumbreras del SDP.

Las figuras 7.7 y 7.8 muestran la calibración obtenida para la tormenta generalizada ocurrida el 6 de septiembre de 2009. Por su parte, las figuras 7.15 y 7.16 muestran la calibración para la tormenta ocurrida el 30 de junio de 2011. En ambos casos la política de operación TODO SDP es la que mejor representa las mediciones de gastos y niveles.

La buena calibración que se logró permitirá aprovechar ambos modelos para complementar la definición de los criterios de aplicación de las políticas de operación y para la planeación de nuevas obras hidráulicas para el drenaje pluvial del Valle de México.

#### 8.1.3. Metodología propuesta para la reconstrucción de datos de lluvia

En el capítulo 4 se presenta la metodología sistemática propuesta para la reconstrucción de datos de lluvia susceptibles de mejorar en cantidad y calidad (inciso 4.3). Ésta se basa en establecer las estaciones colindantes a cada estación de registro (tabla 4.8) y en llevar a cabo la interpolación de los datos de lluvia que requieren ser mejorados (por haber sido registrados con alguno de los tres tipos de falla descritos en el inciso 4.2.3) empelando la información de las estaciones colindantes con registros adecuados.

Con este procedimiento sistemático sería posible analizar otros eventos hidrológicos y sólo se requeriría actualizar la tabla 4.8 en caso de instalar nuevas estaciones pluviográficas, ya que involucraría el trazo de nuevos polígonos de Thiessen.

La metodología se aplicó para su validación a las 10 tormentas indicadas en la tabla 4.2. En el inciso 4.4.1 se presenta, a manera de ejemplo, la aplicación para la tormenta del 16 de julio de 2007, de la que se obtienen los resultados de la figura 4.12 para la distribución temporal de la tormenta donde se aprecia que son similares para los registros originales y para la metodología propuesta, varía el valor de la altura de lluvia en 24 horas. Por su parte, la distribución espacial se presenta en las figuras 4.13a y 4.13b, donde se aprecia que la cobertura de la tormenta generalizada es más amplia mejorando la información de la tormenta. De igual manera se generaron figuras para las nueve tormentas restantes que, por cuestión de espacio, no se incluyen, sin embargo, los resultados fueron consistentes.

A manera de resumen, en la figura 4.13 se incluyen los valores de altura de lluvia en 24 horas del registro original y el resultado de la metodología de interpolación propuesta para las 10 tormentas donde se aprecia claramente la diferencia mejorada entre ambas.

En el capítulo 7 se muestra la aplicación de la metodología propuesta para las tormentas del 6 de septiembre de 2009 y el 30 de junio de 2011. En las figuras 7.1 a 7.4 para la primera, y en las 7.10 a 7.13 para la segunda. Se observó el beneficio de reconstruir los datos de lluvia con la metodología propuesta.

## 8.2. INFORMACIÓN PARA ALIMENTAR LOS MODELOS MATEMÁTICOS

Si bien se cuenta con información de prácticamente todos los conductos principales del SDVM, se ha identificado que, para contar con más, existe infraestructura que podría implementarse en los modelos matemáticos.

Se recomienda revisar a fondo la infraestructura que se tiene implementada para evaluar la conveniencia de realizar nuevos levantamientos topográficos y actualizar la información del modelo matemático de funcionamiento hidráulico.

Se aconseja, asimismo, llevar a cabo levantamientos topográficos para dar seguimiento a los hundimientos del terreno natural, en particular en la zona oriente de la Ciudad de México.

También se sugiere que, en la medida de lo posible, se establezcan mecanismos para continuar comprobando lo expuesto, con base en mayor información:

- Registros de las políticas de operación implementadas.
- Mediciones de lluvia, en archivos en tiempo real (PLU) y radares.
- Mediciones de niveles en más sitios estratégicos del SDVM.
- Mediciones de gasto en las interconexiones, compuertas y plantas de bombeo.
- Levantamientos topográficos de los conductos de la red de drenaje, especialmente los que están expuestos a hundimientos y depósito de azolve.

- Curvas elevaciones *vs.* gastos en las interconexiones. Para diferentes aperturas en el caso de las estructuras de compuertas. Capacidad real de los equipos en las plantas de bombeo.

Quizá la recomendación más importante de la lista anterior sea implementar registros de las políticas de operación —sistemáticos y en archivos electrónicos—, que permitan llevar a cabo calibraciones en menor tiempo. Esto es, tener formatos preestablecidos donde se lleven los registros de operación de encendido/apagado de las plantas de bombeo y de apertura/cierre de las estructuras de compuertas.

El modelo matemático MOUSE es una herramienta que representa adecuadamente el funcionamiento hidráulico del SDVM. Sería recomendable emplearlo en el futuro y actualizar la versión que fue empleada para esta tesis, ya que la licencia es del 2002 y en los últimos 10 años se han hecho modernizaciones interesantes. Sin embargo, existen otras herramientas igualmente eficientes, como el modelo matemático GRANDES DRENES o el SWMM, que podrían aprovecharse para implementar el SDVM.

Con relación a la información pluviográfica, se desarrolló la metodología propuesta en el capítulo 4 que permite corregir deficiencias de los registros obtenidos en el Valle de México, y se considera que su aplicación puede ser implementada en otras cuencas donde los registros de lluvia se obtienen con estaciones pluviográficas que envían la información a través de sistemas con transmisión remota donde se identifiquen problemas similares a los que se describen en este trabajo.

El modelo TVM, desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, es una herramienta de gran utilidad para al análisis hidrológico en el Valle de México, se

recomienda su aplicación en el futuro. La subrutina programada en el TVM para interpolar registros arroja resultados satisfactorios.

A través del análisis espacial de tormentas que se realizó fue posible detectar la necesidad de aumentar la densidad de estaciones pluviográficas en las zonas externas del oriente y norte de la cuenca, con la finalidad de reducir los efectos de la falta de información y para que la interpolación considere áreas de influencia más reducidas.

Las 71 estaciones que se encuentran en operación continua, y que fueron empleadas en el presente trabajo, requieren mantenimiento correctivo. Las siete estaciones que sistemáticamente reportan registros en cero requieren ser implementadas adecuadamente para que su información pueda incluirse posteriormente en los análisis hidrológicos de la cuenca.

En general, los registros de la mayoría de las estaciones son adecuados y consistentes, sin embargo, se requiere aumentar la frecuencia y la calidad del proceso de mantenimiento que se realiza a todas las estaciones y modernizar sus sistemas de registro y transmisión de información. Todo esto permitiría reducir las inconsistencias que se encontraron.

Se observó que ninguna de las 10 tormentas estudiadas presentó información completa en todas las estaciones; la que cuenta con mejores registros tuvo 8% de estaciones con error y la que requirió mayor procesamiento tuvo 28%, lo cual indica que probablemente no hay tormentas con registros completos confiables o, si es el caso, serían sólo algunas.

La red de pluviógrafos del Valle de México arroja resultados satisfactorios para la zona del Distrito Federal pero no en la periferia del Valle, por lo que se recomienda

instalar nuevas estaciones y modernizar las existentes para minimizar errores de transmisión. Cisneros (2005) hace una evaluación de las estaciones que actualmente están en operación y, mediante la implementación de cinco estaciones piloto, propone nuevas técnicas de recepción y transmisión de datos.

Sería conveniente instalar equipos de almacenamiento de datos digitales (*datalogers*) en las 78 estaciones que permitan recuperar a posteriori la información digitalizada de la lluvia en 24 horas, para contar con información más confiable.

En la medida en que la red sea modernizada se contará con información de mejor calidad y se requerirán menores esfuerzos para procesarla y analizarla. Se requerirán menos procesos de inferencia de información faltante, lo que ayudará a realizar análisis hidrológicos en menor tiempo y con mayor calidad, de tal forma que puedan ser aprovechados rápidamente para la revisión del funcionamiento hidráulico del sistema de drenaje y sus políticas de operación.

### 8.3. PROPUESTAS DE LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Es recomendable realizar estudios permanentes del Sistema de Drenaje y Control de Inundaciones del Valle de México tomando en cuenta lo siguiente:

- Subprotocolos de operación.
- La infraestructura existente.
- Las obras en proceso de construcción.
- Las obras requeridas a futuro.
- Planeación de nuevas obras.

Se recomienda seguir desarrollando la tecnología para que, en el futuro, sea posible simular continuamente<sup>1</sup> y en tiempo real el funcionamiento hidráulico del sistema dentro de las oficinas centrales de un organismo de aguas con visión regional del Valle de México, es decir, un mando único de la operación del SDVM. Esto ayudaría a simplificar la operación de las estructuras de compuertas y plantas de bombeo principales del SDVM.

Es recomendable elaborar un documento de planeación para el drenaje del Valle de México que incorpore, además, las redes primarias de drenaje del Distrito Federal y del Estado de México. Deberá tener una visión a largo plazo, con escenarios a 5, 15 y 20 años y que se actualice anualmente con los logros que se vayan obteniendo.

El Túnel Emisor Oriente, el Túnel Río de los Remedios, la Planta de Bombeo Casa Colorada Profunda, el Túnel Río de la Compañía, la Planta de Bombeo La Caldera, el Túnel Emisor Poniente II, y otras obras en etapa de planeación, serán un alivio de gran importancia para el Sistema de Drenaje, pero también representan nuevas estructuras que requerirán políticas de operación, por lo que se recomienda establecer escenarios de estudio para los próximos años, empleando herramientas y procedimientos como los expuestos en la presente tesis de doctorado.

---

<sup>1</sup> Al contar con un modelo matemático de funcionamiento hidráulico que simule las 24 horas del día, en forma continua y permanente, tanto los escurrimientos de estiaje como los de la temporada de lluvias, será posible monitorear cualquier cambio que ocurra en el SDVM, tal como reducción de capacidad de conductos, apretura de compuertas, etcétera. Sería el control de lo que está ocurriendo en cada instante.

## 9. REFERENCIAS

### **Bibliográficas**

APARICIO M.F., *Operación de hidrología de superficie*, Editorial Limusa, México, 1994.

ARGANIS J.M.L., *Operación óptima de un sistema de presas en cascada para generación hidroeléctrica tomando en cuenta condiciones reales de operación y el uso de muestras sintéticas para el pronóstico*, Tesis de doctorado, UNAM, México, 2004.

BEDIENT, P.B., “Hydrology and Floodplain Analysis”, Oregon State University, Addison-Wesley Publishing Company, New York, 1992.

BELL, F.C., “Generalized Rainfall-Duration-Frequency Relationships”, *Journal of The Hydraulics Division*, Vol. 95, No. HY1, 1969.

CARNEY, J.H., “Store Water Management”, City of Champaign, Report to Council City, Champaign, Illinois, 1991.

CELIA, M.A., Gray, W.G., “Numerical Methods for Differential Equations: Fundamental Concepts for Scientific and Engineering Applications”, Massachusetts Institute of Technology, Princeton University, University of Notre Dame, Prentice Hall, New Jersey, 1992.

CUNGE, J.A., “Dynamic Wave Modeling”, Colorado State University, 1980.

CHAUDRY, M.H., “Open Channel Flow”, Prentice Hall, New Jersey, 1993.

CHIE, Y.B., “Urban Stormwater Hydraulics and Hydrology”, Proceedings of the second International Conference on Urban Storm Drainage, Urbana, Illinois, 1981.

- - -, "Catchment Runoff and Rational Formula", editado por Ben Chie Yen, University of Virginia and University of Illinois at Urbana Champaign, 1992.
- - -, "Channel Flow Resistance: Centennial of Manning's Formula", editado por Ben Chie Yen, University of Virginia and University of Illinois at Urbana Champaign, 1992.
- CHINTU, L., "Numerical Modeling of Unsteady Open-Channel Flow", US Geological Survey National Center, Reston Virginia, 1986.
- CHOW, V.T., Maidment, D.R. y Mays, L.W., *Applied Hydrology*, McGraw-Hill, New York, 1988.
- DOMÍNGUEZ, M.R., "Modelo de simulación del sistema principal de drenaje del D.F." elaborado para el DDF, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1982.
- - -, "Sistema para el control y drenaje de las avenidas en el Área Metropolitana del Valle de México", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1997.
- - -, "Análisis de políticas de operación asociadas a tres escenarios de desarrollo del sistema principal de drenaje del Área Metropolitana del Valle de México", elaborado para la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del DDF, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2001.
- - -, y Franco, D.C.G., "Análisis regional para la obtención de precipitaciones de diseño asociadas a duraciones menores que 2 h", XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, La Habana, Cuba, 2002.
- - - et al., *Manual de hidráulica urbana*, Tomo I, Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del DDF, 1982.

- - -, E. Carrizosa y Echavarría S.B., “Apoyo del Instituto de Ingeniería de la UNAM para diversos estudios y asesorías, relacionados con el proyecto de saneamiento del Valle de México. Escenarios de inundación”, Instituto de Ingeniería, UNAM-CONAGUA, 2006.
- ESCALANTE, S.C.A., “Técnicas estadísticas de hidrología”, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2002.
- ECHAVARRÍA, A.F., Echavarría, S.B., “Modelación de la red de drenaje principal de la Ciudad de México”, Memorias del XIV Congreso Nacional de Hidráulica, AMH, Morelia, Michoacán, 2000.
- ECHAVARRÍA, S.B., “Simulación de las tormentas de los días 4 de septiembre de 1999 y 15 de junio de 2000 en el Sistema de Drenaje Profundo”, elaborado para la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del DDF, EFE Asesores S.A. de C.V., 2000.
- - -, “Análisis hidráulico del Emisor Central para determinar las causas del incremento repentino en los niveles del agua en la Lumbrera “0” y proponer acciones para su inspección durante el estiaje del 2003”, elaborado para el Sistema de Aguas de la Ciudad de México del GDF, COICSA S.A. de C.V., 2003.
- - -, “Modelo matemático para la hidrología del drenaje principal del Valle de México”, Memorias del XIX Congreso Nacional de Hidráulica, AMH, Cuernavaca, Morelos, 2006.
- FRANCO, D.C.G., “Análisis regional de lluvias convectivas. Aplicación al Valle de México”, Tesis de maestría, UNAM, 1998.

- FREAD, D.L., "Flood Routing Models and Manning n", editado por Ben Chie Yen, University of Illinois at Urbana Champaign, Illinois, 1992.
- FRENCH, R.H., *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, New York, 1985.
- GARCÉS, A., "Estimación de tormentas de diseño considerando la variación de la distribución espacial de la lluvia. Aplicación al sistema principal de drenaje de la Zona Metropolitana del Valle de México". Tesis de maestría, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2008.
- HENDERSON, F.M., "Open Channel Flow", University of Canterbury, Christchurch, New Zeland, Prentice Hall, New Jersey, 1966.
- HOFF-CLAUSEN, N.E., Havno, K. y Kej, A., "System 11 Sewer, A Storm Sewer Model", Proceedings of the second International Conference on Urban Storm Drainage, Urbana, Illinois, 1981.
- INSTITUTO DE INGENIERÍA, "Actualización de los coeficientes de escurrimiento para diferentes cuencas en el Área Metropolitana de la Ciudad de México", Estudio para el Gobierno del Distrito Federal, UNAM, 1994.
- JIMÉNEZ, E.M., "Diseño integral de vertedores", Tesis de doctorado, UNAM, 2000.
- JIMÉNEZ, C.A., "Modelo matemático para tránsito de avenidas con aplicación al sistema de drenaje de la zona oriente del Valle de México", Instituto de Ingeniería, UNAM, 2002.
- LESSER, H.B. "Modelo de simulación del sistema principal de drenaje del Distrito Federal" Tesis profesional, UNAM, 1983.
- MÉNDEZ, B.A., "Aplicación hidrológica de los radares meteorológicos", Tesis de doctorado, UNAM, 2005.

MÉNDEZ, B.A.; Domínguez, R.; Magaña, V.; Caetano, E., y Carrizosa, E., “Calibración hidrológica de radares meteorológicos”, Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XXI, No. 4, IMTA, 2006, pp. 43-64.

YEVJEVICH, V.V., “Unsteady Flow in Open Channels”, Colorado State University, 1980.

### **Hemerográficas**

CISNEROS, H., Vázquez, V. y Domínguez, R. “Estudio para el reemplazo del sistema de almacenamiento y transmisión de mediciones de la red de pluviómetros del Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM)”, Instituto de Ingeniería, UNAM / Sistema de Aguas de la Ciudad de México, diciembre 2005.

DOMÍNGUEZ, R.; Cisneros, H.; Fuentes, G., Durand, R., Arganis, M. y Judit, I., “Análisis del comportamiento hidrológico de cuatro cuencas del poniente del Valle de México. Programa de visualización de isoyetas y asesoría sobre dos programas de infiltración”, Instituto de Ingeniería, UNAM / Sistema de Aguas de la Ciudad de México, diciembre 2004.

ENGELN-MÜLLGES, G. y Uhlig, F. “Numerical algorithms with C”, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, New York, 1996.

GARCÉS, A., Luna, F. y Domínguez, R., “Análisis de tormentas en el Valle de México”, Instituto de Ingeniería, UNAM, octubre 2008.

DIRKS, K.; Hay, J.; Stow, C., y Harris, D., “High-resolution Studies of Rainfall on Norfolk Island Part II: Interpolation of Rainfall Data”, *Journal of Hydrology*, No. 208, 1998, pp. 187-193.

SHEPARD, D. A two dimensional interpolation function for irregularly-spaced data.

*ACM national Conference, 517-524, 1968.*

PRESS, W., TEUKOLSKY, S., VETTERLING, W., FLANNERY, B. Numerical

Recipes. *The art of scientific computing. Cambridge University Press, 2007.*