



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

**REVISIÓN DEL FUNCIONAMIENTO Y POLÍTICAS DE OPERACIÓN DEL NUEVO EMISOR
DEL PONIENTE**

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

PRESENTA:
ANDRÉS EDUARDO GALVÁN TORRES

TUTOR PRINCIPAL
DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA, IIUNAM

MÉXICO, D. F. JUNIO 2013

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Oscar Fuentes Mariles
Secretario: M.I. Víctor Franco
Vocal: Dr. Ramón Domínguez Mora
1^{er}. Suplente: Dr. Rafael Bernardo Carmona Paredes
2^{do}. Suplente: Dr. Adrián Pedrozo Acuña

Lugar donde se realizó la tesis:
Instituto de Ingeniería, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Ramón Domínguez Mora

Índice

Índice de Figuras	III
Índice de Tablas	V
ABSTRACT	VII
RESUMEN.....	VII
Introducción	IX
CAPÍTULO 1. Antecedentes	1
1.1. Historia.....	1
1.2. Clima.....	3
1.3. Lluvia	3
1.4. Ríos	3
1.5. Problemática actual	5
1.5.1. Estudios previos	7
1.5.2. Sistema de Presas del Poniente.....	10
CAPÍTULO 2. Antecedentes teóricos.....	13
2.1. Coeficiente de escurrimiento.....	13
2.2. Manual de Hidráulica Urbana	15
2.3. TUAVE	16
2.4. SWMM (siglas en inglés).....	17
CAPÍTULO 3. Estimación de avenidas de la zona de estudio.....	23
3.1. Análisis hidrológico de la zona de estudio	23
3.1.1. Análisis de tormentas	25
3.1.2. Tormenta de diseño	29
3.2. Definición de cuencas de estudio	32
3.3. Generación de hidrogramas.....	34
3.1.3. Métodos empleados en el Modelo para pronóstico de escurrimiento.....	34
3.4. Avenidas de ingreso a las Estructuras de drenaje del poniente	40
CAPÍTULO 4. Alternativas de funcionamiento hidráulico	47
4.1. Introducción	47
4.2. Modelación.....	47
4.2.1. Alternativa 1. Diseño de Conagua.....	50
4.2.2. Alternativa 2. Revestimiento del primer tramo del canal.....	57
4.2.3. Alternativa 3. Conexión del nuevo Túnel al Emisor Central.....	59

Índice

4.2.4. Alternativa 4. Conexión del Emisor del Poniente II con el Vaso del Cristo.	63
4.2.5. Resumen.....	72
CAPÍTULO 5. Conclusiones	77
5. 1. Conclusiones teóricas.....	77
5. 2. Recomendaciones.....	79
Bibliografía	81

Índice de Figuras

Figura 1.1 Valle de México en el Siglo XVI (Comisión Nacional del Agua, 2012).....	1
Figura 1.2 Valle de México (Fuente: Propia).....	4
Figura 1.3 Principales elementos hidráulicos del Valle de México (Sistema de Aguas de la Ciudad de México, 2012)	8
Figura 1.4 Sistema de ríos de la Ciudad de México (Fuente: Propia).....	10
Figura 2.1 Coeficiente no urbano regionalizado (Conagua, 2003)	14
Figura 2.2. Cálculo de hidrograma por el método tradicional (Franco y Domínguez, 1982)	15
Figura 2.3 Ranura de Preissman (Bentley Systems)	18
Figura 2.4 Representación de la conexión de conductos a nodos en SWMM (Environmental Protection Agency, 2006)	20
Figura 3.1 Estaciones pluviográficas SACM (Instituto de Ingeniería, 2010).	24
Figura 3.2 Ubicación de estaciones hidrométricas y pluviométricas (Fuente: Propia)	25
Figura 3.3 Isoyetas $T_r=10$ y duración de 24 horas (Instituto de Ingeniería, 2010)	28
Figura 3.4 Ubicación de Sitios para el Análisis de las Simulaciones (Instituto de Ingeniería, 2012).....	30
Figura 3.5 Sistema Principal de Drenaje de la ZMVM (Instituto de Ingeniería, 2012)	31
Figura 3.6 Comparativa de niveles en Lumbreira Cerro, según tormenta transitada. (Instituto de Ingeniería, 2012).....	32
Figura 3.7 Cuencas de aportación a los Emisores (Fuente: Propia).....	33
Figura 3.8 Modelo modificado de escurrimiento directo conceptual de Clark para parámetros distribuidos.....	37
Figura 3.9 Método de Muskingum. (Domínguez M., y otros, 2008)	39
Figura 3.10 Hidrogramas de 13 cuencas de aportación a los Emisores Poniente	44
Figura 3.11 Comparativa de volumen de gastos de Río San Javier y Tlalnepantla contra las 13 cuencas de aportación.....	44
Figura 3.12 Ríos del Poniente captados por Interceptor del Poniente (D.D.F.Secretaría de Obras y Servicios. D.G.C.O.H., 1982)	45
Figura 3.13 Hidrograma de Entrada al Vaso del Cristo.	46
Figura 4.1 Fotografía de la Caja Atenco	48
Figura 4.2 Esquema en planta del SWMM.....	49
Figura 4.3. Secciones transversales	49
Figura 4.4 Repartición de los Ríos Tlalnepantla y Atizapán. Alternativa 1	50
Figura 4.5 Repartición del río San Javier a los Emisores. Alternativa 1	51
Figura 4.6 Gastos de entrada y salida en el Vaso Del Cristo. Alternativa 1	51
Figura 4.7 Gastos de entrada y salida la caja Atenco. Alternativa 1	52
Figura 4.8 Niveles en la caja Atenco. Alternativa 1	52
Figura 4.9 Gastos de descarga en el Río de los Remedios y Río Tlalnepantla. Alternativa 1	53

Índice

Figura 4.10 Volúmenes en Vaso del Cristo. Alternativa 1	53
Figura 4.11 Perfil de túnel actual con niveles máximos. Alternativa 1	54
Figura 4.12 Perfil de túnel nuevo con niveles máximos. Alternativa 1	54
Figura 4.13 Perfil del canal abierto con niveles máximos. Alternativa 1	55
Figura 4.14 Gastos de entrada al canal abierto. Alternativa 1	55
Figura 4.15 Tirantes en el canal abierto. Alternativa 1	56
Figura 4.16 Perfil del túnel actual, niveles máximos con el canal abierto revestido los primeros 6 km. Alternativa 2	57
Figura 4.17 Perfil del túnel nuevo, niveles máximos con el canal abierto revestido los primeros 6 km. Alternativa 2	57
Figura 4.18 Perfil del canal abierto, niveles máximos con el canal revestido los primeros 6 km. Alternativa 2	58
Figura 4.19 Comparativa de perfil hidráulico con y sin revestimiento. Alternativa 2	58
Figura 4.20 Modelo en SWMM con Compuerta al Emisor Central. Alternativa 3	59
Figura 4.21 Perfil de túnel actual con niveles máximos. Alternativa 3	60
Figura 4.22 Perfil de túnel nuevo con niveles máximos. Alternativa 3	60
Figura 4.23 Gasto de descarga hacia el Emisor Central	61
Figura 4.24 Gastos de entrada al canal abierto. Alternativa 3	61
Figura 4.25 Perfil hidráulico en el canal abierto. Alternativa 3	62
Figura 4.26 Modelo en SWMM de nuevo túnel desde el Vaso del Cristo. Alternativa 4	63
Figura 4.27 Perfil túnel nuevo con cajón al primer kilómetro. Alternativa 4	64
Figura 4.28 Sección transversal de los cajones, sin escala. Alternativa 4	64
Figura 4.29 Repartición de los ríos Tlalnepantla y Atizapán. Alternativa 4	65
Figura 4.30 Gastos de entrada y salida en el Vaso Del Cristo. Alternativa 4	66
Figura 4.31 Comparación de los niveles en el Vaso del Cristo entre Alternativa 1 y 4	66
Figura 4.32 Comparación de los Volúmenes en el Vaso del Cristo entre Alternativa 1 y 4	67
Figura 4.33 Gastos de entrada y salida la caja Atenco. Alternativa 4	67
Figura 4.34 Niveles en la caja Atenco. Alternativa 4	68
Figura 4.35 Perfil del túnel actual, niveles máximos. Alternativa 4	68
Figura 4.36 Perfil del túnel nuevo, niveles máximos. Alternativa 4	69
Figura 4.37 Perfil del canal abierto, niveles máximos. Alternativa 4	69
Figura 4.38 Gasto de entrada al canal abierto. Alternativa 4	70
Figura 4.39 Tirante de entrada al canal abierto. Alternativa 4	70
Figura 4.40 Tirantes según operación de la compuerta	71

Índice de Tablas

Tabla 1.1 Principales características de los Túneles del Sistema de Drenaje Profundo.....	6
Tabla 1.2 Área y población de los principales Municipios y Delegaciones en el Poniente Fuente: INEGI 2013-03-18.....	9
Tabla 1.3 Presas del poniente con coordenadas geográficas	11
Tabla 3.1 Principales tormentas registradas en últimos 25 años (Fuente: S.A.C.M.)	23
Tabla 3.2 Obtención de Curva masa ajustada para pluviómetros en la zona de estudio.	26
Tabla 3.3 Estructura de obtención de Curva masa para pluviómetros	27
Tabla 3.4 Curva masa de pluviómetros de Conagua	27
Tabla 3.5 Factores de ajuste por duración.	29
Tabla 3.6 Factores de ajuste por periodo de retorno.....	29
Tabla 3.7 Cuencas de la zona de estudio.....	33
Tabla 3.8 Parámetros de calibración. *En.-Captación <i>n</i> del tramo abierto del Emisor.....	41
Tabla 3.9 Escurrimiento directo modelado MPE para cuencas de aportación. Cn.-Captación <i>n</i> del Emisor.....	41
Tabla 3.10 Características hidrológicas de las cuencas de aportación a los Emisores del Poniente	42
Tabla 3.11 Coeficiente de escurrimiento de las Cuencas de Tlalnepantla y San Javier.....	43
Tabla 4.1 Ventajas y desventajas por alternativa	72

Abstract

This document was developed in order to analyze different alternatives of drainage for West area of Mexico City. In order to reproduce runoff affecting this area in September 2009, a model of distributed parameters is employed. Afterwards, the functioning of the drainage system is represented at a one dimension model. From this point, certain alternatives are proposed in order to mitigate flooding in the area, operate the system efficiently and avoid economic and human losses.

Key words: runoff, rainfall, forecasting, GIS, SWMM, drainage, Mexico City

Resumen

El presente documento se desarrolló con el fin de analizar las alternativas de drenaje para la zona Poniente del Valle de México. Para modelar las avenidas que afectaron en particular la zona del Poniente en septiembre del 2009, se utilizó un modelo de parámetros distribuidos. Posteriormente, se representa el funcionamiento de las principales estructuras del Drenaje del Poniente en un modelo 1D. A partir de la modelación, se proponen alternativas para mitigar las inundaciones de la zona y operar las estructuras de manera más eficiente sin comprometer a la población.

Palabras clave: escurrimiento, lluvia, pronóstico, SIG, SWMM, drenaje, poniente, Valle de México

Introducción

Para los seres humanos, la convivencia con el agua siempre ha significado una relación ambivalente. Por una parte, es la fuente básica de vida siempre que ésta mantenga cierta calidad. En cambio, cuando el agua se presenta en exceso, representa un problema indeseable y que, en ocasiones, no resulta sencillo de abatir. Históricamente, la abundancia de este recurso ha sido símbolo inequívoco de progreso y en muchas civilizaciones así se ha consolidado, pero cuando ha salido de los niveles dominados, ha derivado en catástrofes inimaginables como en recientes fechas ha ocurrido en Argentina, Australia, algunos países asiáticos y México.

Sobre las precipitaciones extremas a nivel mundial, existe la incertidumbre respecto a la influencia de las actividades antropogénicas en las características de las tormentas. En particular, se estudia la posibilidad de que la contaminación atmosférica y la pérdida mundial de áreas verdes, pudiera estar repercutiendo en la variación cuantitativa, espacial y temporal de las precipitaciones.

En el Valle de México, el manejo y control de los recursos hídricos ha representado un reto desde tiempos prehispánicos. Particularmente, las inundaciones se asoman como un problema sin solución concreta. Esto, en cierta medida, se debe a la imposibilidad de realizar correctas predicciones en cuanto a la magnitud del escurrimiento. Sin embargo, no se debe perder de vista el tema de inundaciones en zonas urbanizadas, que en la mayoría de los casos, ocurren debido a la invasión del hombre en llanuras de inundación o zonas destinadas naturalmente a regular una avenida de grandes magnitudes.

Este es el caso de las corrientes que con anterioridad, escurrían naturalmente de la Sierra de las Cruces en dirección poniente-oriental de manera perenne o esporádica, almacenándose en el Sistema de lagos de la antigua Tenochtitlán. Sin embargo, la falta de planes referentes al Uso de suelo y la preservación de ríos, éstos fueron utilizados para atender las necesidades de las poblaciones que se fueron asentado en esta zona del Valle de México.

Este trabajo tiene como principal objetivo el análisis del funcionamiento de las principales estructuras del Drenaje del Poniente del Valle de México. A partir de este análisis, proponer alternativas que permitan atender las demandas actuales y los fenómenos climatológicos extremos que pudieran presentarse.

En el primer capítulo se hace una síntesis de la evolución de la infraestructura hidráulica en el Valle de México desde tiempos prehispánicos. Se hace referencia a la evolución y el crecimiento demográfico de la Ciudad y de las principales características fisiográficas de la Cuenca. Finalmente, se hace una descripción más detallada de la infraestructura y la problemática existente en la zona poniente, a la cual se avocará el presente trabajo. Se presentan algunas estadísticas sobre la explosión demográfica en el área de estudio.

En el segundo capítulo, se abordan aspectos teóricos que se han desarrollado en México para la comprensión y reproducción de algunos procesos hidrológicos. Se destaca la metodología en la generación de escurrimientos y el concepto de coeficiente de escurrimiento. Así mismo, se hace una breve reseña de un programa de cómputo utilizado con anterioridad en un estudio integral del cual se obtuvieron lineamientos básicos del

Introducción

desarrollo del Sistema de Drenaje Profundo hasta la fecha. Finalmente, se plantean las principales consideraciones del modelo matemático utilizado en el trabajo y sus respectivas limitantes.

El tercer capítulo contiene el desarrollo del estudio hidrológico donde se analizan las tormentas de mayor magnitud en el Valle. Así mismo, se estudia la disponibilidad de información pluvial e hidrométrica para la formulación de un modelo hidrológico.

Por los resultados del estudio que realizó el Instituto de Ingeniería para la Comisión Nacional del Agua (Conagua) en el 2011, donde se realiza un análisis de todo el Sistema de drenaje profundo del Valle de México, se observa el evento del seis de septiembre de 2009 como el más crítico para el análisis del funcionamiento del Sistema. En parte, por su focalización en esta zona donde se tuvieron daños cuantiosos destacando 65 manzanas afectadas, dos mil casas dañadas, 6500 damnificados y 2 fallecidos.

Con ayuda del Modelo de Pronóstico de Escurrimiento (MPE) desarrollado en el Instituto de Ingeniería, se obtienen los hidrogramas de los principales ríos y cuencas aportadoras del actual Emisor del Poniente. Finalmente, se realiza una comparativa de los coeficientes de escurrimiento obtenidos con la metodología planteada en el Capítulo dos y los obtenidos con el programa MPE.

En el cuarto capítulo, se detalla la alimentación del modelo con las características geométricas de las estructuras hidráulicas involucradas en la zona del Poniente. Con ayuda de información hidrométrica del suceso del 2009, se calibra el modelo matemático del programa de manejo de tormentas (SWMM por sus siglas en inglés). Se modela la tormenta mencionada con la infraestructura actual, observando el funcionamiento de cada elemento del Sistema. Posteriormente, se propone una primer alternativa según se ha proyectado por la Conagua y se propusieron dos alternativas más en búsqueda de obtener el mejor comportamiento utilizando de manera eficiente la infraestructura actual y la propuesta por la propia Comisión. Al final, se presenta un cuadro con las ventajas y desventajas de cada alternativa considerada.

Por último, en el quinto capítulo se realizan algunos comentarios sobre el trabajo realizado y los resultados. Se presentan las conclusiones finales, recomendaciones para la operación de la infraestructura y para estudios futuros respecto al tema.

CAPÍTULO 1. Antecedentes

1.1. Historia

La Zona Metropolitana del Valle de México está asentada sobre una cuenca cerrada, que originalmente formaba un sistema lacustre integrado por cinco grandes lagos: Texcoco, Xaltocan, Zumpango, Xochimilco y Chalco. En época de lluvias estos lagos se unían ocupando una superficie aproximada de dos mil kilómetros cuadrados. Esta condición, explica las periódicas inundaciones que, desde la fundación de Tenochtitlán, han enfrentado sus habitantes, así como la necesidad de construir importantes obras de drenaje para el control y desalojo de las aguas pluviales y residuales del Valle.



Figura 1.1 Valle de México en el Siglo XVI (Comisión Nacional del Agua, 2012)

En tiempos prehispánicos, Netzahualcóyotl resolvió los problemas de inundaciones con la construcción de un albardón de 16 kilómetros de longitud con el que se separaron las aguas saladas y al mismo tiempo, se aislaba Tenochtitlán para protegerse de inundaciones al elevarse el nivel del lago. Sin embargo, durante la conquista, Hernán Cortés derribó dicha barrera para permitir el paso de sus bergantines y con ello, volvieron las inundaciones. La solución emergente fue la construcción del albardón de San Lázaro para mitigar los altos niveles del lago en época de avenidas.

Sin embargo, la última medida no fue suficiente y se intentó la mitigación de las inundaciones mediante la construcción de Calzadas, diques y rellenos que fueron insuficientes. En 1608, Enrico Martínez, a través de un socavón de 10.5 m² y 7 km de longitud, logró que vertieran las aguas del lago hacia el Río Cuautitlán y por primera vez salieron las aguas de la cuenca hacia el Río Tula. Esta obra fue exitosa hasta que colapsó por falta de revestimiento adecuado y volvieron las constantes inundaciones. En 1630 comienza la construcción de un tajo en Nochistongo, que conduciría a superficie libre y sustituiría al obturado socavón. La operación del tajo comienza en 1789 al tiempo que las superficies de los lagos comienzan a verse reducidas por el cambio del uso del suelo y en consecuencia, la capacidad de regulación de los ríos superficiales.

Después de las obras del Tajo de Nochistongo, no se llevó a cabo ninguna otra obra de defensa de la Zona del Valle hasta 1856, con los trabajos del túnel de Tequixquiac y del Gran Canal del desagüe. Éstos últimos presentaron diversas interrupciones en su construcción hasta que fueron concluidos en marzo de 1900.

Aunado al Tajo de Nochistongo y del túnel (viejo) de Tequixquiac, el Valle de México cuenta con otro nuevo Túnel construido entre 1940 y 1952. Con estas salidas, la cuenca es desde ese entonces una tributaria de la cuenca del Río Tula afluente del Moctezuma, y este a su vez, del Río Pánuco, que desemboca en el Golfo de México, en las inmediaciones del puerto de Tampico.

Las obras de desagüe construidas en aquellas épocas, incluyendo la red de atarjeas y colectores, el Gran Canal y los túneles de Tequixquiac, se proyectaron para trabajar por gravedad y así funcionaron en un principio. Sin embargo, el constante crecimiento de la población, rebasó su capacidad. Así mismo, el crecimiento explosivo de la población del Distrito Federal en las décadas posteriores, incrementó proporcionalmente la demanda de agua potable. Para satisfacerla, principalmente se recurrió a la perforación de numerosos pozos en la zona urbana, lo que aceleró el hundimiento general del terreno, hundimiento que algunos puntos en la actualidad, sobrepasa los 10 m. Una de las consecuencias de esto, fue el dislocamiento de la red de atarjeas y colectores, produciéndose contrapendientes en los conductos que finalmente debían descargar en el Gran Canal por gravedad. La capacidad de diseño de éste fue de 5 m³/s en los primeros 20 km y de 17.5 m³/s en los restantes para el control del lago de Texcoco. Mediante una serie de obras provisionales y de emergencia, el canal llegó a conducir hasta 150 m³/s por las necesidades de la ciudad, que resultaban por demás costosas.

Pasaron varios años, pero el crecimiento demográfico explosivo se reflejó en la urbanización, particularmente de la zona del Poniente del Valle. En esta zona, se requirió una mayor capacidad de drenaje, lo cual dio inicio a las obras del Emisor del poniente en 1962. Aunado a esto, se desarrolló el proyecto de interpresas del Poniente. Este, consiste en una serie de presas construidas en las partes bajas de la serranía del poniente popularmente conocida como Sierra de las Cruces. En el suroeste del Valle, se regula a los Ríos Magdalena, San Ángel, Tequilasco, Barranca del Muerto y Mixcoac y que descargan sus gastos de manera controlada al Interceptor del poniente o en su defecto al Río Churubusco. En la sección centro-poniente, las presas están intercomunicadas de manera que puede aprovecharse la capacidad del sistema para regular avenidas y descargar al Río Hondo, que las conduce al Vaso del Cristo y de aquí, al Emisor del poniente.

Por su parte, el interceptor del Poniente se concibió bajo el precepto de captar las aguas del poniente sin permitir que las grandes avenidas fluyeran a zonas más bajas en el oriente. De manera análoga, el Emisor del Poniente, seguirá esa misma filosofía hasta los últimos años donde recientemente se han presentado serios problemas que se ahondarán en el subcapítulo 1.5 referente a problemática actual. Y al mismo tiempo, es el centro de partida del presente trabajo.

1.2. Clima

El clima de la cuenca del Valle de México se cataloga como subtropical de altura, templado, semiseco y sin estación invernal bien definida, según la clasificación propuesta por Köppen (CONABIO, 1998). La temperatura media anual es de 15° C.

1.3. Lluvia

En general, las lluvias ocurren de mayo a octubre, y la época de secas abarca el resto del año salvo por lluvias esporádicas. La precipitación media anual es de 700 milímetros.

Las cadenas montañosas que rodean el Valle lo protegen de la acción directa de los huracanes. Las lluvias de verano, que resultan más intensas, generalmente tienen su origen en fenómenos convectivos que producen fuertes tormentas, concentradas espacialmente y de corta duración. En cambio, las lluvias de invierno son más extensas y de mayor duración, pero generalmente no provocan inundaciones importantes debido a su baja intensidad.

La precipitación media anual aumenta en el Valle del noroeste hacia el suroeste, concentrándose en las montañas del sur. Sin embargo, esta tendencia es mucho menos apreciable en precipitaciones de corta duración; por ello, las grandes tormentas pueden ocurrir indistintamente en cualquier parte del Valle.

La distribución temporal de las lluvias en el Valle de México es desfavorable desde el punto de vista del control y aprovechamiento. Lo anterior, ya que casi el total de la precipitación anual se concentra en un número reducido de tormentas. Así, durante una sola tormenta es posible que se precipite entre el 7% y 10% de la lluvia media anual; de este volumen, más del 50% se precipita en periodos inferiores a los 30 minutos, lo que explica las grandes crecientes que se tienen.

1.4. Ríos

Desde el punto de vista hidrográfico, el Valle de México tiene variaciones geomorfológicas y urbanas muy contrastantes como se puede constatar en la figura 1.2. Las cuencas de la Sierra del Chichinautzin ubicada en el suroeste del Valle, característica por sus formaciones basálticas fracturadas permitiendo así, una gran permeabilidad, aloja los Ríos San Gregorio, San Lucas, Santiago y San Buenaventura con un caudal medio de 38 l/s. El inconveniente de estos ríos por su fuerte pendiente es la ocurrencia de importantes avenidas, especialmente en el Río San Buenaventura, donde se han alcanzado caudales cercanos a los 100 m³/s.

En la Sierra de las Cruces, en el poniente del Valle, se tienen cuencas con ríos intermitentes y perennes. Dentro de éstos últimos, destacan las cuencas de los ríos Magdalena, Mixcoac, Tacubaya, Hondo, Tlalnepantla y San Javier.

En el Noroeste del Valle se encuentran las cuencas de Tepotzotlán y Cuautitlán, donde este último tiene un caudal medio anual de $3 \text{ m}^3/\text{s}$ descargando sus aguas en la Laguna de Zumpango.

En el Noroeste se tienen las cuencas de los Ríos San Juan Teotihuacán y de las Avenidas de Pachuca en los Estados de Hidalgo y México, respectivamente.

Finalmente, en el Oriente se tienen los ríos que desembocan al Lago de Texcoco proveniente de la Sierra de Guadalupe y de la Sierra Nevada donde están los Volcanes Popocatepetl e Iztaccihuatl en los límites del Estado de México y Puebla.

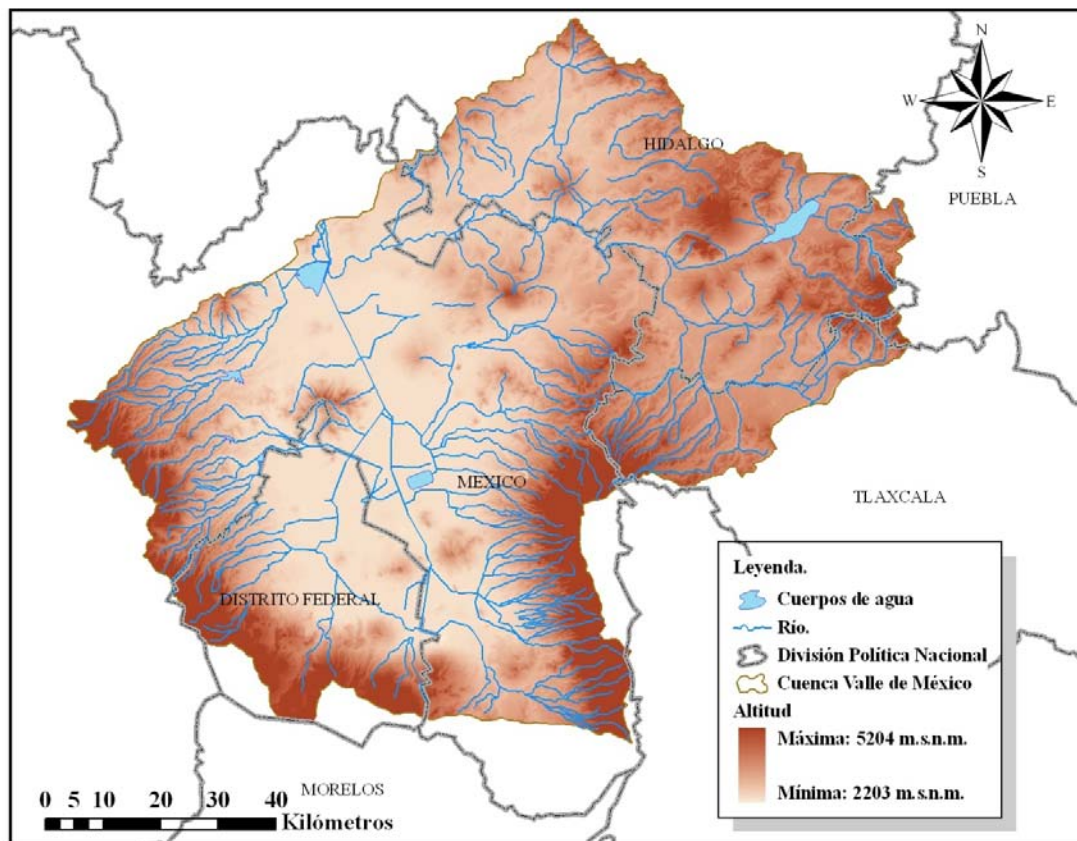


Figura 1.2 Valle de México (Fuente: Propia)

1.5. Problemática actual

El Distrito Federal ocupa una superficie aproximada de 1500 km², de la cual está urbanizada más de la tercera parte en la que habitan alrededor de 10 millones de personas. La población continúa creciendo así como la urbanización alrededor del mismo, con lo que se genera mayor demanda de servicios básicos. La excesiva y creciente demanda de servicios asociados a los recursos hídricos, obligó a que un 70% del agua potable que se requiere para satisfacerla se extraiga de los acuíferos del propio Valle. La sobreexplotación de éstos, ha generado hundimientos en el terreno que, además de los daños estructurales a las edificaciones, provocan el hundimiento de los ríos o cauces naturales y de los conductos de drenaje complicando las soluciones al desalojo de aguas pluviales y residuales. Para cumplir con estos objetivos se han construido obras e instalaciones que en la actualidad conforman un sistema muy complejo, que funcionan escalonadamente de la siguiente manera:

- La *red secundaria*, que además de los escurrimientos superficiales, recolecta las aguas residuales producidas por los habitantes y las conduce a la red primaria junto con los escurrimientos producidos por la lluvia.
- La *red primaria*, que constituye la liga entre la red secundaria y el sistema general de desagüe.
- El *sistema general de desagüe*, que regula y desaloja fuera del Valle de México, las aguas residuales y pluviales.

El desarrollo del sistema de drenaje ha estado condicionado, por la necesidad de disponer las aguas residuales, pero primordialmente por la de controlar y desalojar agua de lluvia. La estrategia seguida hasta los últimos años fue: destinar la mayor parte de los recursos disponibles en completar el sistema general del desagüe, en particular, el drenaje profundo. Una vez concluido éste, se han extendido las redes primaria y secundaria a zonas marginadas.

Red secundaria

La red secundaria de atarjeas, con diámetros de 30 cm a 45 cm, tiene una longitud de 12 000 km. Se trata de un alcantarillado combinado, es decir, de aguas pluviales y residuales. Su desarrollo en la ciudad ha sido bajo la premisa de dotar los distintos sectores con este servicio para realizar su posterior descarga en colectores.

Red primaria

La red primaria se constituye de colectores que rondan desde los 60 cm hasta los 3 m de diámetro, sumando una longitud aproximada de 1200 km desarrollada sobre los primeros trabajos realizados por el Ingeniero Roberto Gayol a principios del siglo XX. En general, en la zona central del Valle la red escurre de sur a norte, y posteriormente, de poniente a oriente. La configuración de la misma es de un alto nivel de complejidad porque ha tenido que responder al crecimiento anárquico de las zonas urbanas del Valle.

Sistema general de desagüe

La función de este sistema, consiste en controlar, regular y desalojar posteriormente las aguas residuales y pluviales a través del Tajo de Nochistongo, de los túneles de Tequixquiac, del portal de salida del drenaje profundo y próximamente a través del Túnel Emisor del Oriente. Actualmente, el Sistema de Drenaje Profundo cuenta con 182.8 kilómetros de túneles en operación. En la tabla 1.1 se muestran las principales características de cada uno de los túneles que conforman en la actualidad el Sistema de Drenaje del Distrito Federal y los principales elementos del Estado de México. Existen estructuras que conectan zonas alojadas en la periferia del Distrito Federal correspondientes al Estado de México; dentro de las que destacan el Emisor del Poniente y el Túnel Río de la Compañía que operan en conjunto con los principales elementos del Distrito Federal.

Tabla 1.1 Principales características de los Túneles del Sistema de Drenaje Profundo

Estructura	Longitud, km	Diámetro, m	Capacidad, m³/s	Profundidad (mín-máx), m
Emisor Central	50	6.5	220	48-217
Interceptor Central	16.1	5	90	22-41
Interceptor Centro-Centro	3.7	5	90	25-26
Interceptor Oriente	22.2	5	85	37-55
Interceptor Centro-Oriente	16	4	40	22-51
Interceptor del Poniente	16.5	4	25	20-40
Interceptor Iztapalapa	5.5	3.1	20	11-16
Interceptor Obrero Mundial	0.8	3.2	20	10-16
Interceptor Oriente Sur	13.8	5	85	20-23
Canal Nacional-Chalco Chalco	8.7	3.1	20	15-17
Túnel Río de la Compañía	6.5	5	40	20-31
Túnel Río de los Remedios	10.6	5	60	33-35
Túnel Emisor del Poniente	12.4	6.35	80	6-8
Túnel Emisor Oriente*	62	7	150	34-117

*En construcción.

1.5.1. Estudios previos

Se decidió analizar los sistemas del Estado de México y Distrito Federal con la intención de que el estudio incluyera el total del área metropolitana del Valle de México. La zona metropolitana mostrada en la figura 1.2, se puede dividir en 6 grandes zonas agrupadas de la siguiente manera:

- Zona Poniente, limitada por el Interceptor y el Emisor Poniente.
- Zona Centro, asociada al Sistema de Drenaje Profundo e Interceptor Central.
- Zona Sur, asociada a la Cuenca del Río San Buenaventura y limitada por el Río Churubusco.
- Zona Sur-Oriente, asociada al Río de La Compañía.
- Zona Norte-Oriente, asociada al Gran canal del Desagüe.
- Zona Norte, la zona al norte del Río de los Remedios.

En la figura 1.3 se muestran los principales elementos hidráulicos que dan origen a la división propuesta con anterioridad. Los límites de las zonas previamente enunciadas, no se encuentran definidos en forma estricta ya que éstos dependen de la política de operación del sistema en su conjunto. Debido a lo anterior, se ha optado por analizar el conjunto del sistema con un modelo de simulación diseñado especialmente para este problema, llamado modelo de grandes drenes. (Instituto de Ingeniería, 1997 pág. 129). Este modelo, permitió priorizar incorporaciones y transferencias de afluentes o de un conducto a otro. Finalmente, con mediciones realizadas en estaciones hidrométricas, cajas y algunos niveles, se pudo modificar el esquema de operación y poder tener un sistema flexible. El análisis de la red se dividió en dos etapas por practicidad y a fin de desarrollar en paralelo estudios complementarios que permitieran la obtención de resultados confiables.

La primera etapa de este análisis, consistió en la evaluación de la información disponible, descripción del sistema, determinación de avenidas de ingreso y simulación del funcionamiento de aquella época. De esto, se obtuvieron resultados que derivaron en un diagnóstico y un panorama de solución a los problemas preponderantes.

Posteriormente, se incorporaron datos de diversos estudios complementarios como lo son puntos de medición de lluvia y aforo existentes y propuestos, puntos de medición a la salida del sistema que permitieran calibrar un modelo matemático y finalmente, la revisión de coeficientes de escurrimiento. Este análisis permitió establecer en primera instancia las prioridades de incorporación y transferencia del flujo de un conducto a otro y, con el apoyo de mediciones realizadas durante las tormentas en sitios preseleccionados, ajustar el esquema básico de operación. Todo lo anterior, resultó en lo que se conoce en la actualidad como el Plan Maestro de Drenaje.

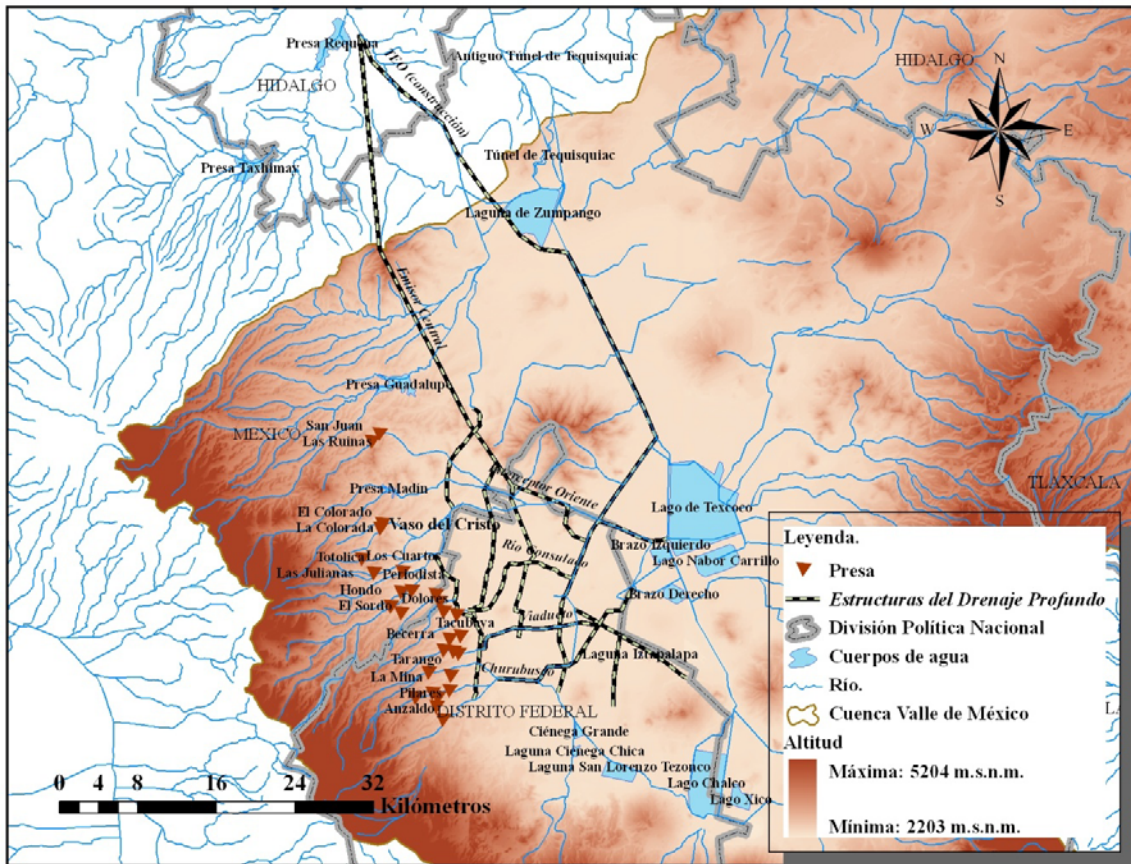


Figura 1.3 Principales elementos hidráulicos del Valle de México (Sistema de Aguas de la Ciudad de México, 2012)

Zona poniente

La zona poniente contiene las cuencas comprendidas entre el Interceptor y Emisor del Poniente y el parteaguas natural de la cuenca del Valle de México. Los principales Municipios alojados son Naucalpan de Juárez, Atizapán de Zaragoza, Cuautitlán dentro de los más destacados en el Estado de México y las Delegaciones Magdalena Contreras, Álvaro Obregón y Cuajimalpa en el Distrito Federal. La población en la zona poniente ha crecido a una razón del 40% durante los últimos 15 años como se observa en la tabla 1.2. La explosión demográfica de esta zona, ha incrementado la densidad de población reduciendo áreas verdes y forestadas. En parte, este crecimiento permite explicar los problemas que se han tenido en cuanto a drenaje e inundación en dicha zona partiendo del hecho de que la infraestructura local, fue diseñada en la década de 1960 y ha sufrido modificaciones ligeras para soportar la demanda actual.

Tabla 1.2 Área y población de los principales Municipios y Delegaciones en el Poniente
Fuente: INEGI 2013-03-18

Municipio	Población Total, Habitantes		Tasa de crecimiento %	Área urbana al 2005, km ²	Área Total, km ²	Área urbana/Área total	Densidad en zona urbana, Hab/km ²	
	1995	2010					1995	2010
Cuajimalpa de Morelos	136,873	186,391	36%	16.42	70.7	23%	8336	11351
La Magdalena Contreras	211,898	239,086	13%	15.05	63.5	24%	14080	15886
Álvaro Obregón	676,930	727,034	7%	61.36	96.0	64%	11032	11849
Atizapán de Zaragoza	427,444	489,937	15%	40.52	91.1	44%	10549	12091
Cuautitlán	57,373	140,059	144%	4.6	26.3	17%	12472	30448
Huixquilucan	168,221	242,167	44%	20.85	140.7	15%	8068	11615
Isidro Fabela	6,606	10,308	56%	-	75.8	-	-	-
Jilotzingo	12,412	17,970	45%	-	119.7	-	-	-
Naucalpan de Juárez	839,723	833,779	-1%	63.2	156.6	40%	13287	13193
Nicolás Romero	237,064	366,602	55%	12.25	235.6	5%	19352	29927
Villa del Carbón	30,726	44,881	46%	3.21	306.6	1%	9572	13982
Cuautitlán Izcalli	417,647	511,675	23%	34.88	109.5	32%	11974	14670
	Promedio		40%	22.70	124.3	22%	11872	16501

Las principales estructuras que permiten regular y drenar las avenidas generadas en esta zona son: el Sistema de Interpresas del Poniente, Interceptor del Poniente, el Vaso del Cristo, el Emisor del Poniente y la Laguna de Zumpango. Sin embargo, desde mediados de los años 90, se ha analizado la necesidad de incrementar la infraestructura en dicha zona. Se sugería un conducto *paralelo al actual Emisor Poniente, con un primer tramo de 3400 m, diámetro de 5 m y pendiente de 0.00031 y un segundo tramo de 12000 m, diámetro de 6.5 m y pendiente de 0.00031. Adicionalmente, para las circunstancias del año 2010, se requerirá revestir a cielo abierto hasta la confluencia con el Río Cuautitlán.* (Instituto de Ingeniería, 1997)

1.5.2. Sistema de Presas del Poniente.

La solución tradicional para evitar las inundaciones en zonas urbanas consiste en drenar el agua pluvial lo más rápido posible, resolviendo el problema a nivel local. Sin embargo, esto provoca un problema de mayor magnitud aguas abajo de la zona urbana en cuestión. Una urbe en constante crecimiento como lo es el Valle de México, se ve forzada a realizar inversiones crecientes en la construcción de interceptores, emisores y demás obras de protección contra inundaciones. Por lo antes expuesto, resulta de suma importancia el Sistema de Presas del Poniente mostrado en la figura 1.4 (DGCOH, 1982). El objetivo de las presas es regular las avenidas de sus respectivas cuencas de aportación, reduciendo los gastos máximos a su descarga. Con ello, se protegen las zonas urbanas asentadas aguas abajo.

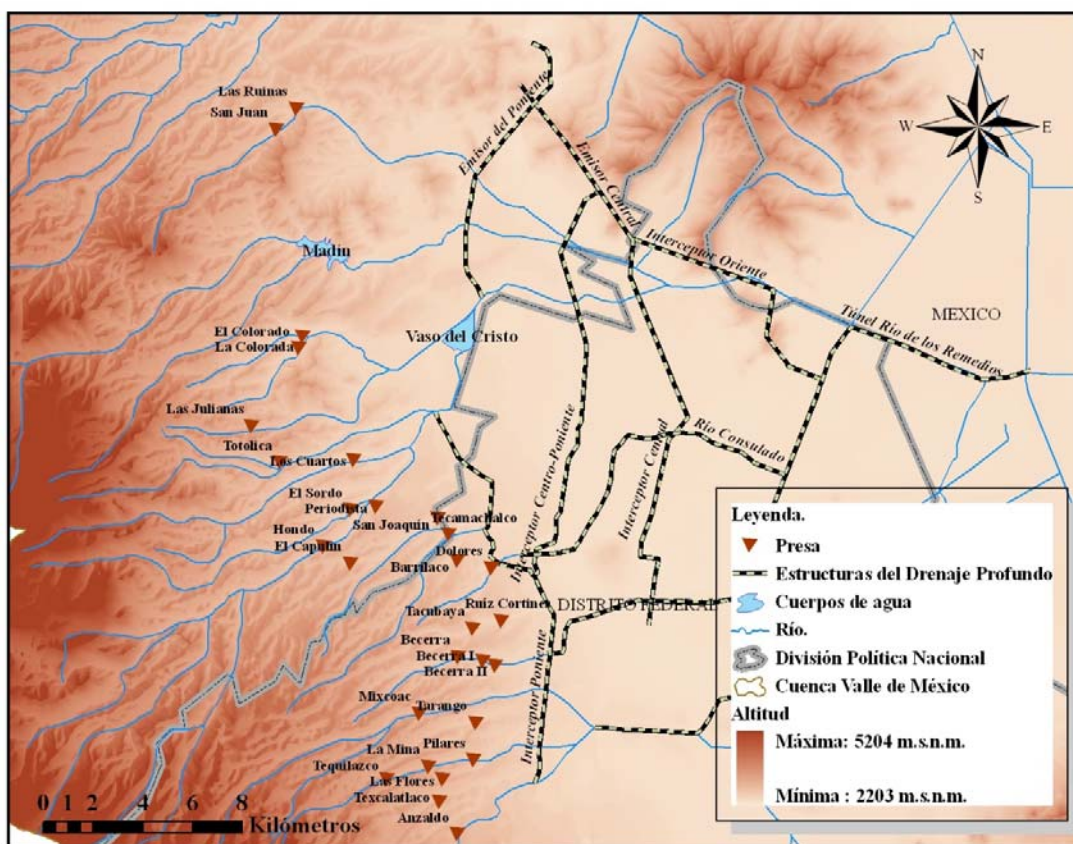


Figura 1.4 Sistema de ríos de la Ciudad de México (Fuente: Propia)

En la tabla 1.3, se muestran las presas del Poniente con su respectiva corriente principal y coordenadas de ubicación geográfica. Se ha realizado un análisis detallado en el estado de cada presa, donde se sugieren condiciones de operación de cada una de éstas y de aquellas que resulten críticas en el funcionamiento del drenaje en la zona de estudio (Instituto de Ingeniería, 1997)

Tabla 1.3 Presas del poniente con coordenadas geográficas

Presa	Corriente	Latitud(°)	Longitud(°)
Anzaldo	Río Magdalena	19.319792	-99.220072
Barrilaco	Barrilaco	19.418922	-99.2199
Becerra	Becerra	19.383948	-99.219701
Becerra I	Becerra	19.382395	-99.210681
Becerra II	Becerra	19.38081	-99.206165
Dolores	Piedad-Consulado	19.415963	-99.207723
El Capulín	San Joaquín	19.417764	-99.258667
El Colorado	Hondo	19.495541	-99.277401
El Periodista	Arroyo Sordo	19.438242	-99.249229
El Sordo	Arroyo Sordo	19.437144	-99.258421
Hondo	Hondo	19.423845	-99.268392
La Colorada	Hondo	19.499836	-99.276007
La Mina	San Ángel	19.344288	-99.230188
Las Flores	San Ángel	19.339794	-99.22525
Las Julianas	Chico Los Remedios	19.467364	-99.294218
Las Ruinas	San Javier	19.582233	-99.278188
Los Cuartos	Hondo	19.455265	-99.257335
Mixcoac	Mixcoac	19.363479	-99.23368
Pilares	San Ángel	19.346603	-99.21411
Ruíz Cortines	Tacubaya	19.396979	-99.204124
San Joaquín	San Joaquín	19.43415	-99.22698
San Juan	San Javier	19.574748	-99.285345
Tacubaya	Tacubaya	19.394139	-99.214315
Tarango	Tarango	19.360224	-99.213366
Tecamachalco	Tecamachalco	19.428181	-99.223142
Tequilazco	Tequilazco	19.339858	-99.245424
Texcalatlaco	San Ángel	19.331713	-99.226543
Totolica	Totolingo	19.454168	-99.283857

CAPÍTULO 2. Antecedentes teóricos

En este capítulo se abordan algunos desarrollos teóricos que conforman la base del presente trabajo. Estos son la base teórica en el diseño de los diversos segmentos que conforman la estructura formal del drenaje de la Ciudad de México, y que en la actualidad rigen su operación.

En lo sucesivo se resumirán algunas ideas de los documentos más emblemáticos y tradicionales en estimaciones de avenidas, diseño y funcionamiento de estructuras del drenaje. Finalmente, se muestran las consideraciones teóricas del modelo matemático empleado en este trabajo.

2.1. Coeficiente de escurrimiento

Solamente un porcentaje del total de la precipitación pluvial se transforma en escurrimiento superficial; el resto es captado por los fenómenos de infiltración, retención y almacenamiento. Por otra parte, no resulta lo mismo el escurrimiento generado en una cuenca con uso de suelo agrícola al de una gran ciudad como lo es el Distrito Federal y su zona conurbada. Con las premisas anteriores, y con la ayuda de mediciones experimentales, se buscó una metodología que se adaptara a las condiciones preponderantes del Valle de México. Con las consideraciones anteriores, en 1982 el Instituto de Ingeniería propuso la ecuación 2.1 para el análisis del Sistema de Drenaje de la Ciudad de México.

$$C_E = C_{NU} \frac{A_{NU}}{A_T} + 0.45 I_U \frac{A_U}{A_T} \quad (2.1)$$

donde

- C_E Coeficiente de escurrimiento asociado a una cuenca
- C_{NU} Coeficiente de escurrimiento para las áreas no urbanizadas; se obtiene a partir de la figura 2.1
- A_{NU} Área no urbanizada de la cuenca en cuestión.
- A_T Área total de la cuenca.
- I_U Índice de urbanización que varía entre 0.6 y 1.0 según la densidad de urbanización del área urbanizada.
- A_U Área urbanizada de la cuenca en cuestión.

En la figura 2.1 se proponen regiones delimitadas con diferentes valores de índice de urbanización que van desde 0.6 a 1.0. Esta regionalización fue realizada por primera vez en el mismo análisis de 1982 y ha presentado actualizaciones ligeras, la última de ellas en 2003 por parte de la Comisión Nacional del Agua.

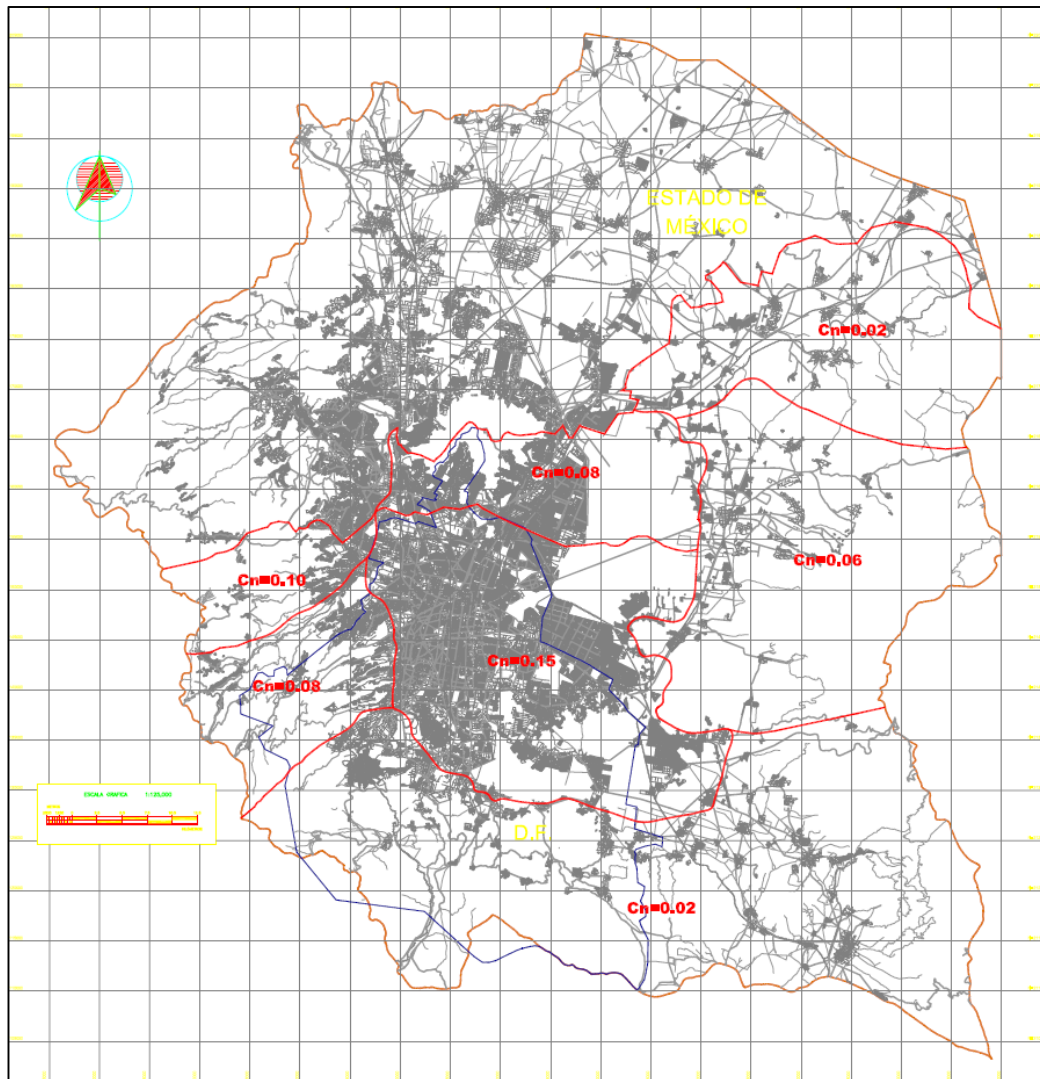


Figura 2.1 Coeficiente no urbano regionalizado (Conagua, 2003)

2.2. Manual de Hidráulica Urbana

Debido a que la red primaria se diseña generalmente para un periodo de retorno mayor que al de la secundaria, es probable que ésta última trabaje llena, en cuyo caso su capacidad de descarga tiene un límite y está dado por la ecuación de Manning. Esta limitante, da origen a hidrogramas cuya forma se asemeja más a un trapecio que a un triángulo como se estima en un inicio con métodos sintéticos y sin información hidrométrica de buena calidad.

Por lo anterior, se recomienda realizar el cálculo del hidrograma de descarga a la salida de una red secundaria mediante el siguiente procedimiento:

Seleccionar la lluvia de diseño con sus respectivos intervalos de tiempo y periodo de retorno. Los intervalos de tiempo se pueden seleccionar de acuerdo con la información disponible en estaciones climatológicas automáticas como las instaladas en el Distrito Federal y algunos puntos de la República Mexicana o con la metodología de Chen que permite el cálculo a cualquier intervalo de tiempo deseado. Con la precipitación definida, se estima el tiempo de concentración t_c de la cuenca, utilizando la fórmula de Manning para calcular el tiempo de traslado dentro de los colectores. Se procede a calcular el volumen de la avenida como el producto de la precipitación seleccionada, el coeficiente de escurrimiento y el área de la cuenca.

Posteriormente, se supone un hidrograma triangular con un tiempo pico igual al t_c y un tiempo base igual a $2.4t_c$. Se calcula el gasto máximo Q_p dividiendo el volumen de la avenida calculado entre 1.2 veces el tiempo de concentración t_c . Una vez hecho esto, se compara el gasto máximo, Q_p , con la capacidad de conducción del sistema secundario, Q_s .

- Si el gasto máximo es menor o igual que la capacidad del sistema secundario, este se toma y el hidrograma mantiene su forma.
- Si la capacidad del sistema es menor que el gasto máximo Q_p , se utiliza el siguiente criterio:
- Se calcula el cociente $F = Q_p / Q_s$
- Se obtiene una capacidad teórica Q'_p a partir de la cual se determina la forma del hidrograma.

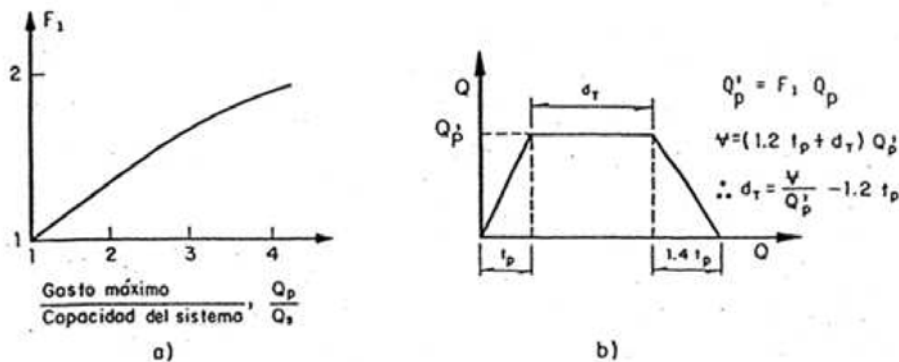


Figura 2.2. Cálculo de hidrograma por el método tradicional (Franco y Domínguez, 1982)

2.3.TUAVE

Las redes de alcantarillado pluvial y sanitario tradicionalmente se han diseñado considerando un flujo permanente. El escurrimiento superficial, como producto de una precipitación de características variadas espacial y temporalmente, corresponde a un régimen no uniforme por naturaleza. Además de las características propias del escurrimiento, en el caso del drenaje de Ciudad de México se cuenta con rebombes, tanques de tormenta, válvulas, presas y colectores que invalidan aún más las hipótesis básicas de un análisis de tipo permanente.

La problemática anterior aunado a la necesidad de establecer políticas de operación de un sistema de drenaje de la magnitud y complejidad como el de la Ciudad de México, dio origen al programa TUAVE. El modelo TUAVE simula tránsito de avenidas por sistemas de colectores circulares y tuvo origen en un programa de computadora elaborado en el Instituto de Ingeniería por el Dr. Carlos Cruickshank Villanueva, ideado originalmente para el tránsito de avenidas en cauces naturales con llanuras de inundación.

Una de las principales limitantes de este modelo, fue la validación de resultados dada la escasez de información referente a la operación del sistema de drenaje. Por lo anterior, se eligió la cuenca del Derby en Inglaterra, ya que cuenta con la instrumentación adecuada y datos suficientes para este fin. Con ello, pudo concluir que la calidad de los resultados era más que aceptable y que de haber alguna diferencia, se debía básicamente a problemas en la estimación del volumen de escurrimiento directo (Carloz García, 1981).

El procedimiento de cálculo empleado en dicho software para simular el funcionamiento hidráulico de colectores, consiste en la integración simultánea, por diferencias finitas, de las ecuaciones de conservación de masa (ecuación de continuidad en hidráulica 2.2 y la de impulso y cantidad de movimiento), que conduce a la ecuación dinámica 2.3 en un canal de ancho unitario.

$$v \frac{\partial y}{\partial x} - y \frac{\partial v}{\partial x} - Q + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (2.2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{g}{y} \frac{\partial}{\partial x} c y^2 + q \frac{v}{y} + g(S_f - S) = 0 \quad (2.3)$$

donde

x distancia a lo largo del conducto

y tirante en la sección considerada

v velocidad en la dirección x del flujo

Q gasto de aportación lateral a la sección considerada

S_f pendiente de fricción(pérdida de carga por unidad de longitud)

S pendiente del canal

c celeridad de la onda que es igual a \sqrt{gy}

g aceleración gravitacional

Este sistema de ecuaciones diferenciales de tipo hiperbólico, para el cual no existe solución general aún con condiciones de frontera establecidas, requiere de métodos numéricos para linearizar las ecuaciones de segundo grado. En términos generales, separa la variable no lineal en dos partes, considerando la parte más importante como la variable evaluada en el tiempo $n+1$ y a la otra parte como una constante en el instante n . De esta manera se obtienen ecuaciones lineales que pueden plantearse en cada tramo en los que se divide el esquema hidráulico y se consideran las condiciones de frontera, resultando en un sistema de n ecuaciones con igual número de incógnitas. Este es un sistema de ecuaciones implícito ya que cada ecuación queda expresada en términos del tirante y velocidad y depende de los tramos anteriores, lo cual ayuda en la estabilidad de cálculo según sea el tamaño de los intervalos de tiempo.

2.4. SWMM (siglas en inglés)

El método de solución utilizado por el programa, resuelve las ecuaciones unidimensionales de flujo de Saint Venant. Estas ecuaciones son de continuidad y conservación de cantidad de movimiento (momentum) para conductos y de continuidad volumétrica en los nodos.

Con ellas, es posible representar flujo a presión una vez que un conducto cerrado operando con superficie libre se llena completamente, de tal manera que sobrepasa el flujo máximo arrojado por la ecuación de Manning.

Se pueden suscitar inundaciones en los nodos, cuando estos son desbordados. El volumen desalojado se puede perder o puede regresar al sistema de drenaje una vez que existe espacio disponible en el sistema de drenaje.

El programa ofrece tres métodos numéricos para dar solución a problemas según su grado de sofisticación y las necesidades del usuario. El primer método implica la solución de las ecuaciones de Manning y energía para flujo permanente. El segundo nivel corresponde a la solución cinemática de la onda resolviendo la ecuación de continuidad en conjunto con la ecuación simplificada de conservación de cantidad de movimiento considerando la superficie libre del agua paralela al fondo del conducto o canal. Finalmente, se ofrece el método más completo solucionando la onda dinámica que resuelve las ecuaciones unidimensionales de flujo de Saint Venant que básicamente consisten en la continuidad y conservación de cantidad de movimiento para los conductos y continuidad de volumen en los nodos. Esta última opción permite representar flujo con presiones superiores a la atmosférica para conductos cerrados con un algoritmo esencialmente semejante a la ranura de Preissman donde se idealiza una abertura en la clave del conducto como se muestra en la figura 2.3, para de tal manera, poder resolver el flujo a presión, debiendo cuidar la estabilidad numérica de la solución. El ancho b normalmente se aproxima como el 1% del diámetro d del conducto pero no superior a 0.6096 cm.

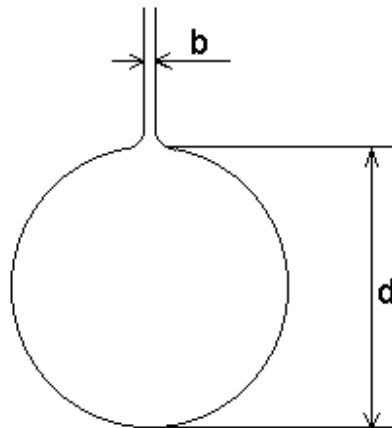


Figura 2.3 Ranura de Preissman (Bentley Systems)

Así mismo, el programa puede considerar la capacidad de regulación de un cuerpo de agua o de los cauces naturales, el efecto del remanso, pérdidas locales y flujo inverso. Es la opción ideal para analizar vertedores aguas abajo o restricciones específicas aguas abajo de un sistema de ríos o conductos cerrados. A continuación se muestran las ecuaciones empleadas en el modelo matemático.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.4)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f + gAh_L = 0 \quad (2.5)$$

donde

- x distancia a lo largo del conducto i
- t tiempo
- A área de la sección transversal
- H carga hidráulica en el conducto, incluyendo posible carga de presión
- S_f pendiente de fricción(pérdida de carga por unidad de longitud)
- h_L pérdida local de energía por unidad de longitud del conducto
- g aceleración gravitacional

La pendiente de fricción o de la línea de energía a lo largo del conducto, se puede expresar en términos de la ecuación de Manning como sigue:

$$S_f = \frac{n^2 V |V|}{R_H^{4/3}} \quad (2.6)$$

donde

- n Coeficiente de rugosidad de Manning
- V velocidad media
- R_H radio hidráulico en la sección transversal

$$h_L = \frac{KV^2}{2gL} \quad (2.7)$$

donde

- K coeficiente de pérdida local en la ubicación x del conducto
- L longitud del conducto en análisis

Para resolver las ecuaciones 2.4 y 2.5 en cada conducto, se requieren las condiciones iniciales para las variables H y Q en el instante cero, así como las condiciones de frontera para $x = 0$ y $x = L$ para todos los instantes t . Para resolver la red de conductos, es necesario establecer una relación de continuidad entre los nodos de convergencia de más de dos conductos. El cambio en la carga hidráulica en el nodo, puede expresarse con

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\sum Q}{A_{nodo} + \sum A_s} \quad (2.8)$$

donde

- A_{nodo} área de la superficie del nodo
- $\sum Q$ flujo neto en el nodo (entradas-salidas) de los conductos divergentes o convergentes, así como los flujos asignados al mismo.
- $\sum A_s$ área de la superficie de los conductos conectados al nodo

El programa supone continuidad entre conducto-nodo-conducto como se muestra en la figura 2.4.

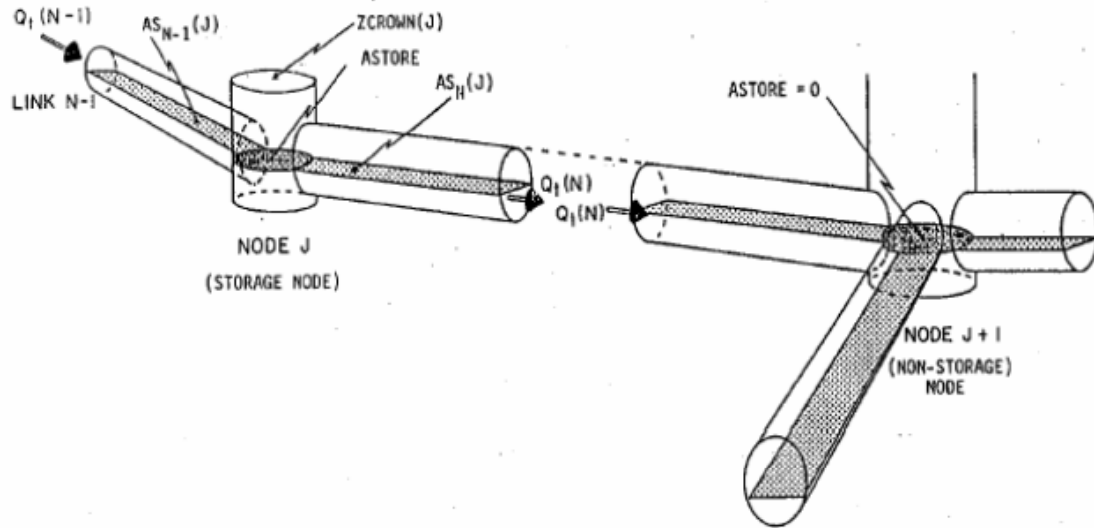


Figura 2.4 Representación de la conexión de conductos a nodos en SWMM (Environmental Protection Agency, 2006)

Para resolver las ecuaciones 2.4, 2.5 y 2.8 se utiliza un esquema de diferencias finitas para obtener los gastos en cada conducto y la carga en cada nodo para cada instante $t + \Delta t$. Así, la ecuación resuelta en los conductos es,

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{Q_t + \Delta Q_{gravedad} + \Delta Q_{inercia}}{1 + \Delta Q_{fricción} + \Delta Q_{pérdidas}} \quad (2.9)$$

Los términos de la ecuación 2.9 están identificados en el subíndice con la fuerza que da origen a las mismas y se desglosan a continuación:

$$\Delta Q_{gravedad} = g\bar{A}(H_1 - H_2) \quad (2.10)$$

$$\Delta Q_{inercia} = 2\bar{V}(\bar{A} - A_t) + \frac{\bar{V}^2(A_2 - A_1)\Delta t}{L} \quad (2.11)$$

$$\Delta Q_{fricción} = \frac{gn^2|\bar{V}|\Delta t}{k^2\bar{R}_H^{4/3}} \quad (2.12)$$

$$\Delta Q_{pérdidas} = \frac{\sum_i K_i |V_i|\Delta t}{2L} \quad (2.13)$$

donde

- \bar{A} área promedio de la sección transversal del conducto
- \bar{R}_H radio hidráulico promedio en el conducto
- \bar{V} velocidad promedio en el conducto
- V_i velocidad local en el punto i del conducto
- K coeficiente de pérdida local en el punto i del
- H_1 carga en el conducto aguas arriba del nodo n
- H_2 carga en el conducto aguas abajo del nodo n
- A_1 área transversal al comienzo del conducto aguas arriba
- A_2 área transversal al final del conducto aguas abajo

Resolviendo la ecuación para la obtención de la carga hidráulica en cada nodo, se tendría:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \frac{\Delta Vol}{(A_{nodo} + \sum A_s)_{t+\Delta t}} \quad (2.14)$$

donde

ΔVol volumen neto fluyendo a través del nodo para el intervalo Δt obtenido con la siguiente ecuación

$$\Delta Vol = 0.5 + \left[\left(\sum Q \right)_t + \left(\sum Q \right)_{t+\Delta t} \right] \Delta t \quad (2.15)$$

El software SWMM en su versión 5.0 resuelve las ecuaciones 2.9 y 2.14 mediante aproximaciones sucesivas aplicando el método de sobrerelajación.

Para las sobrecargas de presión en conductos cerrados, a diferencia del programa TUAVE, el programa SWMM considera que existen sobrecargas cuando se alcanza la corona de un conducto convergente al nodo. Con la condición anterior, la ecuación 2.8 ya no resulta aplicable ya que el conducto no puede aportar área de superficie al nodo. En estos casos, el software utiliza una condición de continuidad en el nodo ($\sum Q = 0$). Esta ecuación no permite conocer la carga en el instante $t + \Delta t$ en cada nodo y se tiene el inconveniente de que las ecuaciones respectivas no se resuelven simultáneamente, por lo que para cierto Q , no precisamente se tiene una solución válida para $H_{t+\Delta t}$. Por lo anterior, se utiliza la ecuación de estabilidad.

$$\sum \left[Q + \frac{\partial Q}{\partial H} \Delta H \right] = 0 \quad (2.16)$$

donde

ΔH es el ajuste necesario en la carga hidráulica en el nodo para lograr continuidad en el flujo

Resolviendo para ΔH

$$\Delta H = \frac{-\sum Q}{\sum \partial Q / \partial H} \quad (2.17)$$

Sustituyendo en la ecuación 2.17

$$\frac{\partial Q}{\partial H} = \frac{-g\bar{A}\Delta t/L}{1 + \Delta Q_{fricción} + \Delta Q_{pérdidas}} \quad (2.18)$$

Mediante un proceso iterativo como se mencionó previamente, cada vez que la ec. 2.17 se aplica para conocer la carga hidráulica en un nodo con sobrecarga, la ec. 2.9 requiere actualizar los gastos de los conductos conectados a este. De tal manera que, cuando se calcula la carga hidráulica en un nodo, la ec. 2.17 es utilizada en vez de la ec. 2.14 y el método de sobrerelajación de la carga hidráulica no es aplicable.

CAPÍTULO 3. Estimación de avenidas de la zona de estudio

3.1. Análisis hidrológico de la zona de estudio

El análisis hidrológico se realizó a partir de los registros de tormentas de mayor magnitud con el que se cuenta en la historia del Valle de México. En la tabla 3.1 se observa la fecha de ocurrencia y las tormentas de mayor magnitud registradas por el Sistema de Aguas de la Ciudad de México. La magnitud mostrada representa una lluvia media empleando la metodología de los polígonos de Thiessen con los registros obtenidos en diversos puntos de la cuenca del Valle de México.

Tabla 3.1 Principales tormentas registradas en últimos 25 años (Fuente: S.A.C.M.)

Número	Fecha	Lluvia mm
1	30-jun-11	55.83
2	04-sep-88	53.87
3	23-sep-92	38.2
4	21-jun-89	36.5
5	24-sep-88	32.99
6	04-mar-88	28.02
7	30-dic-95	29.99
8	05-oct-91	27.54
9	22-ago-07	26.08
10	07-jul-90	25.85
11	04-feb-10	24.09
12	14-sep-90	22.39

Se seleccionaron las tormentas históricas del 6 de septiembre de 2009 y del 30 de junio de 2011. La primera corresponde al colapso del Túnel Emisor Poniente en su trayecto a través de Valle Dorado. Esta tormenta, se caracterizó por su concentración temporal de 2 a 3 horas aproximadamente y espacial impactando principalmente, la zona poniente y centro. La segunda fue una tormenta de larga duración (24 h), distribuida espacialmente en el Valle de México, y con la mayor altura de lluvia total promedio en la cuenca, para esa duración, de los últimos 23 años.

La distribución de la tormenta correspondiente a la falla del Túnel Emisor Poniente, se obtuvo con ayuda de las estaciones pluviográficas de tipo balancín automatizadas del Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM) mostradas en la figura 3.1. Según se puede observar en la citada figura, las estaciones que se encuentran en el área de estudio son ocho (1, 2, 6, 7, 44, 45, 65 y 66).

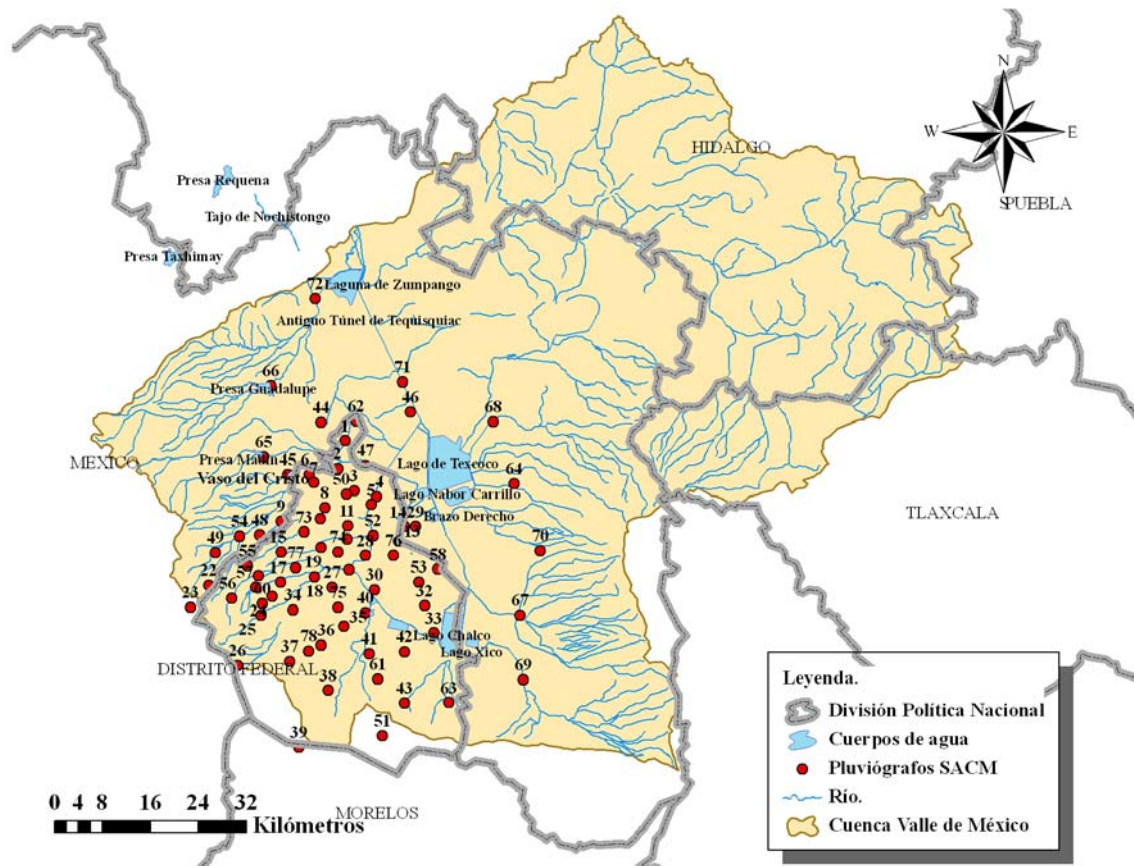


Figura 3.1 Estaciones pluviográficas SACM (Instituto de Ingeniería, 2010).

Así mismo, la Comisión Nacional del Agua cuenta con estaciones pluviométricas localizadas en los almacenamientos de las Presas Madín, San Juan, Las Ruinas, Concepción y Guadalupe y en localidades como Nicolás Romero, El Alemán, San Luis Ayucan, San Martín Obispo y Santiago Tlazala; además de 6 estaciones hidrométricas con pluviómetro de medición diaria: Calacoaya, El Ventorrillo, Las Arboledas, Puente de Vigas, Santa Cruz y El Salitre, mostradas en la figura 3.2. Para la fecha de estudio operaron correctamente 3 estaciones pluviográficas (No.1, No.2 y No.6) operadas por el SACM y 3 estaciones hidrométricas con pluviómetro (Presa Madín, Calacoaya y Arboledas).

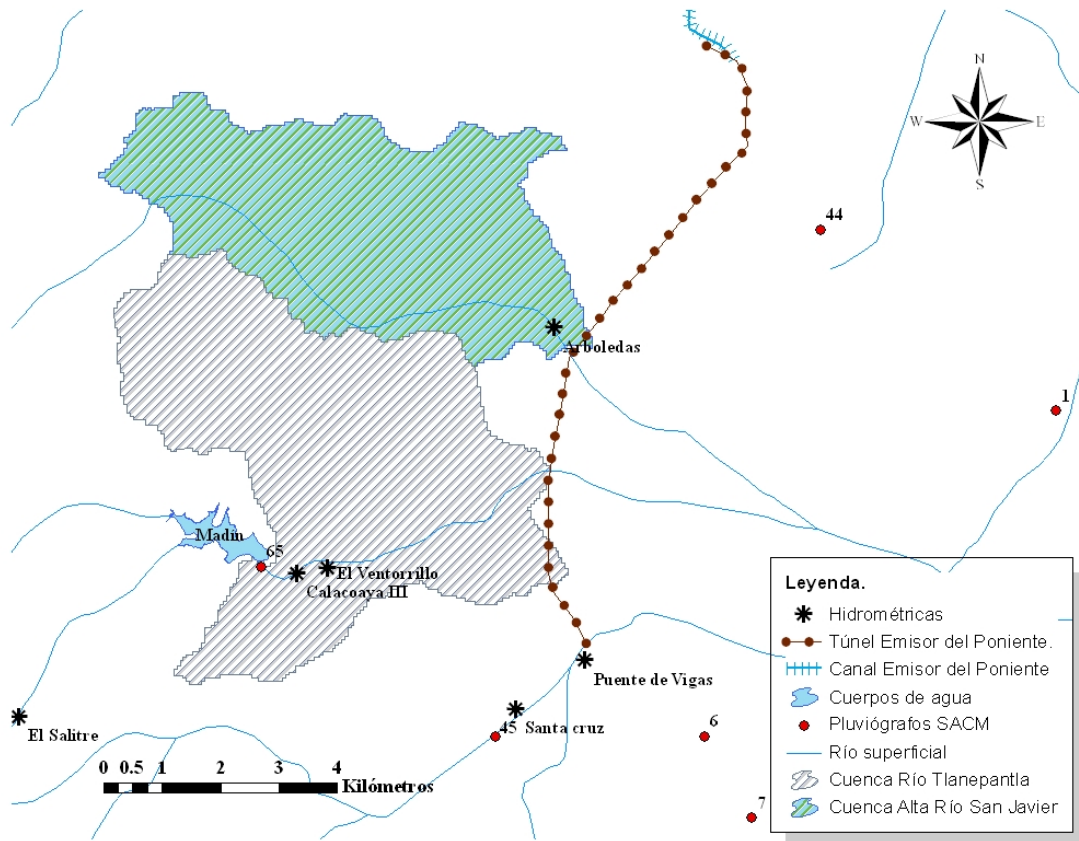


Figura 3.2 Ubicación de estaciones hidrométricas y pluviométricas (Fuente: Propia)

3.1.1. Análisis de tormentas

Debido a la densa urbanización de las cuencas en la zona de estudio, los tiempos de respuesta de las cuencas en análisis son cortos (Morin, y otros, 2001). Por ello, se aprovechó la información colectada por las estaciones pluviográficas automáticas a cada 0.254 mm, y se definió un intervalo de tiempo de 10 minutos para el estudio; en el caso de las estaciones pluviométricas, a la precipitación total registrada se le afectó con proporciones para cada 10 minutos obtenidas a partir de los datos registrados en las estaciones pluviográficas, como se muestra en las tablas 3.2 y 3.4. En la tabla 3.3, se explica la estructura del proceso de obtención de la Curva masa ajustada de cada estación pluviométrica, que permite conocer la distribución temporal de la tormenta. En la tabla 3.4, se resalta la presencia de estaciones pluviométricas en el resto de la zona poniente que tienen registros de magnitud mucho menor respecto a la Cuenca Alta de los Ríos San Javier y Atizapán que pudiesen denotar una concentración de la lluvia en las cuencas de ambos ríos.

Tabla 3.2 Obtención de Curva masa ajustada para pluviómetros en la zona de estudio.

Hora	Precipitación acumulada en mm			Precipitación acumulada en %			Porcentaje promedio, en mm	Curva masa ajustada, en mm		
	EST. 1	EST. 2	EST. 6	EST. 1	EST. 2	EST. 6	Promedio (E.1,E.2,E.6)	Calacoaya	Madín	Arboledas
18:00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.01	0.00	0	0.12	0.14	0.18
18:10	0.00	0.25	0.00	0.00	0.01	0.00	0	0.12	0.14	0.18
18:20	0.00	0.25	0.00	0.00	0.01	0.00	0	0.12	0.14	0.18
18:30	0.25	0.25	0.00	0.00	0.01	0.00	0	0.22	0.25	0.33
18:40	0.51	0.51	0.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.44	0.5	0.65
18:50	1.27	7.11	0.00	0.02	0.14	0.00	0.05	3.92	4.45	5.83
19:00	1.27	7.87	0.00	0.02	0.15	0.00	0.06	4.29	4.87	6.38
19:10	1.27	8.38	0.25	0.02	0.16	0.00	0.06	4.63	5.26	6.89
19:20	1.27	8.64	3.05	0.02	0.17	0.05	0.08	5.83	6.62	8.67
19:30	1.27	8.89	33.02	0.02	0.17	0.52	0.24	17.51	19.87	26.02
19:40	1.27	9.14	36.07	0.02	0.18	0.56	0.25	18.8	21.34	27.95
19:50	1.52	11.18	39.62	0.02	0.22	0.62	0.29	21.25	24.12	31.59
20:00	8.38	17.78	41.66	0.13	0.35	0.65	0.38	27.85	31.61	41.4
20:10	19.05	22.86	43.18	0.30	0.45	0.68	0.47	34.97	39.69	51.98
20:20	27.69	28.96	46.99	0.43	0.57	0.73	0.58	42.68	48.45	63.45
20:30	42.16	33.02	50.80	0.65	0.65	0.79	0.7	51.65	58.63	76.78
20:40	46.74	39.37	53.09	0.72	0.77	0.83	0.77	57.35	65.1	85.25
20:50	51.05	43.69	54.86	0.79	0.86	0.86	0.83	61.77	70.12	91.82
21:00	54.61	45.47	57.15	0.85	0.89	0.89	0.88	64.87	73.64	96.43
21:10	54.86	45.97	58.93	0.85	0.90	0.92	0.89	65.9	74.8	97.96
21:20	55.12	46.74	59.69	0.85	0.92	0.93	0.9	66.66	75.66	99.08
21:30	55.37	47.50	60.45	0.86	0.93	0.94	0.91	67.42	76.53	100.21
21:40	55.63	47.75	60.96	0.86	0.94	0.95	0.92	67.83	77	100.83
21:50	55.88	48.01	61.47	0.87	0.94	0.96	0.92	68.25	77.47	101.45
22:00	58.67	48.26	62.23	0.91	0.95	0.97	0.94	69.73	79.15	103.65
22:10	59.94	48.77	62.48	0.93	0.96	0.98	0.95	70.56	80.1	104.89
22:20	61.98	49.78	62.99	0.96	0.98	0.98	0.97	72.02	81.76	107.06
22:30	62.99	50.29	63.50	0.98	0.99	0.99	0.98	72.85	82.7	108.3
22:40	63.50	50.55	63.75	0.98	0.99	1.00	0.99	73.27	83.17	108.91
22:50	64.01	50.55	64.01	0.99	0.99	1.00	0.99	73.56	83.5	109.35
23:00	64.26	50.80	64.01	1.00	1.00	1.00	1	73.78	83.75	109.67
23:10	64.52	51.05	64.01	1.00	1.00	1.00	1	74	84	110

Tabla 3.3 Estructura de obtención de Curva masa para pluviómetros

Columna	Contenido
1	Hora del registro. Este intervalo se asignó cada 10 minutos.
2	Precipitación acumulada cada 10 minutos en la estación 1, operada por SACM.
3	Precipitación acumulada cada 10 minutos en la estación 2, operada por SACM.
4	Precipitación acumulada cada 10 minutos en la estación 6, operada por SACM.
5	Porcentaje de lluvia acumulado en el tiempo t para la estación 1.
6	Porcentaje de lluvia acumulado en el tiempo t para la estación 2.
7	Porcentaje de lluvia acumulado en el tiempo t para la estación 6.
8	Promedio de los porcentajes de lluvia acumulada para cada intervalo de tiempo.
9	Curva masa ajustada para la estación Calacoaya. Porcentaje promedio* $hp_{registrada}$.
10	Curva masa ajustada para la estación Madín. Porcentaje promedio* $hp_{registrada}$.
11	Curva masa ajustada para la estación Las Arboledas. Porcentaje promedio* $hp_{registrada}$.

Tabla 3.4 Curva masa de pluviómetros de Conagua

Hora	Col. Vicente Guerrero	Presa Guadalupe	Presa la Concepción	Presa Las Ruinas	El Alemán	San Luis Ayucan	San Martín Obispo	Santiago Tlazala
18:00	0.056	0.019	0.01	0.076	0.004	0.035	0.045	0.019
18:10	0.056	0.019	0.01	0.076	0.004	0.035	0.045	0.019
18:20	0.056	0.019	0.01	0.076	0.004	0.035	0.045	0.019
18:30	0.1	0.034	0.018	0.136	0.007	0.063	0.081	0.034
18:40	0.2	0.068	0.036	0.273	0.014	0.125	0.162	0.068
18:50	1.786	0.6	0.318	2.438	0.122	1.113	1.447	0.609
19:00	1.954	0.656	0.348	2.667	0.133	1.217	1.583	0.666
19:10	2.11	0.708	0.376	2.88	0.144	1.314	1.71	0.719
19:20	2.656	0.891	0.473	3.626	0.181	1.654	2.152	0.905
19:30	7.972	2.673	1.419	10.88	0.544	4.967	6.458	2.719
19:40	8.563	2.871	1.524	11.69	0.584	5.335	6.937	2.921
19:50	9.678	3.245	1.723	13.21	0.66	6.03	7.841	3.302
20:00	12.682	4.252	2.258	17.31	0.865	7.902	10.27	4.327
20:10	15.925	5.339	2.835	21.74	1.086	9.923	12.9	5.434
20:20	19.439	6.517	3.461	26.53	1.326	12.11	15.75	6.633
20:30	23.523	7.886	4.188	32.11	1.605	14.66	19.06	8.027
20:40	26.117	8.756	4.65	35.65	1.782	16.27	21.16	8.912

CAPÍTULO 3. Estimación de Avenidas de la zona de estudio

20:50	28.131	9.431	5.009	38.4	1.919	17.53	22.79	9.599
21:00	29.543	9.904	5.26	40.32	2.015	18.41	23.93	10.08
21:10	30.011	10.06	5.343	40.96	2.047	18.7	24.31	10.24
21:20	30.357	10.18	5.405	41.44	2.071	18.92	24.59	10.36
21:30	30.703	10.29	5.467	41.91	2.095	19.13	24.87	10.48
21:40	30.892	10.36	5.501	42.17	2.108	19.25	25.02	10.54
21:50	31.081	10.42	5.535	42.42	2.121	19.37	25.18	10.61
22:00	31.757	10.65	5.655	43.35	2.167	19.79	25.72	10.84
22:10	32.134	10.77	5.722	43.86	2.193	20.02	26.03	10.97
22:20	32.801	11	5.841	44.77	2.238	20.44	26.57	11.19
22:30	33.179	11.12	5.908	45.29	2.264	20.67	26.88	11.32
22:40	33.368	11.19	5.942	45.55	2.277	20.79	27.03	11.39
22:50	33.501	11.23	5.966	45.73	2.286	20.87	27.14	11.43
23:00	33.601	11.27	5.984	45.86	2.293	20.94	27.22	11.47
23:10	33.701	11.3	6.002	46	2.3	21	27.3	11.5

Además, con ayuda de la regionalización de tormentas del Valle de México realizada por (Franco Domínguez, 1998) se tienen precipitaciones estimadas para periodos de retorno desde los 2 hasta los 500 años. En la figura 3.3, se muestran las isoyetas para la cuenca del Valle de México para un periodo de retorno correspondiente a 10 años y una duración de 24 horas. Con estas condiciones, la precipitación en la zona de estudio resulta de 70-80 mm aproximadamente, según se puede cotejar en la figura 3.3.

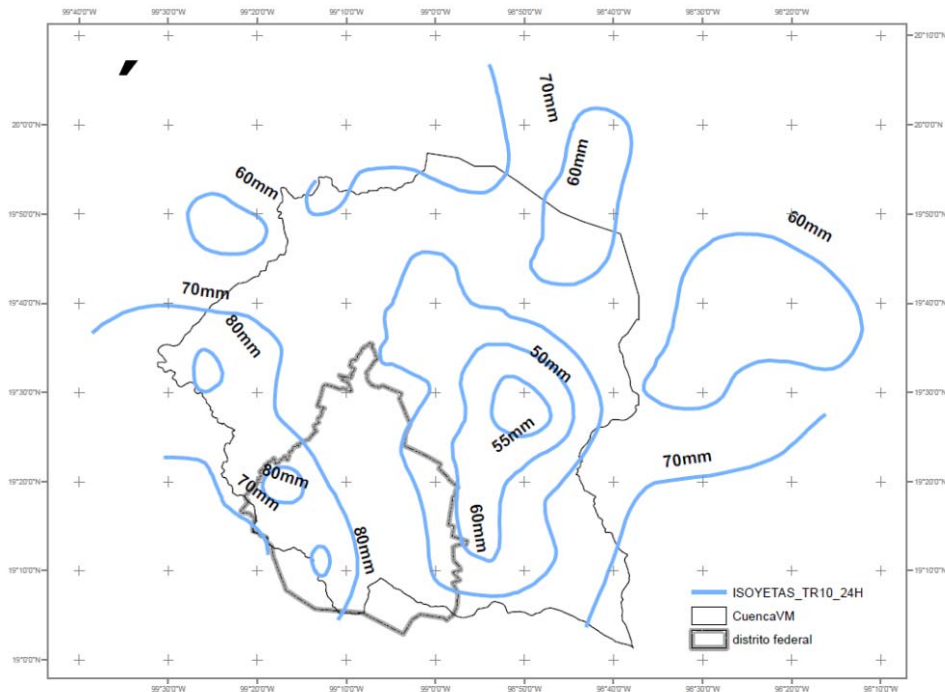


Figura 3.3 Isoyetas Tr=10 y duración de 24 horas (Instituto de Ingeniería, 2010)

Por otro lado, utilizando los factores del análisis regional como los mostrados en las tablas 3.5 y 3.6, donde existe un claro incremento de la precipitación por efecto orográfico independiente a las lluvias convectivas típicas del Valle (Franco Domínguez, 1998), se estimó el periodo de retorno de los registros para los registros.

Tabla 3.5 Factores de ajuste por duración.

Tr =10 años	
Duración, min	Factor
30	0.78
60	1
120	1.17
1440	1.52

Tabla 3.6 Factores de ajuste por periodo de retorno.

Duración= 60 min	
Tr, años	factor
2	0.67
5	0.88
10	1
25	1.14
50	1.24
100	1.34
500	1.54

De lo anterior, se estimó que para los registros de 24 horas en las estaciones de Calacoaya, Madín y Arboledas los periodos de retorno correspondientes fueron 15, 40 y 500 años, respectivamente. Mientras que para los registros horarios, se estimaron periodos de retorno de 5, 10 y 90 años, respectivamente.

3.1.2. Tormenta de diseño

Del análisis de tormentas regionales, se seleccionaron tres tormentas que corresponden a periodos de retorno de 3, 10 y 50 años. Por un lado, la tormenta de 10 años de periodo de retorno se seleccionó por ser la más desfavorable que es factible manejar con la infraestructura actual. Por otra parte, la tormenta correspondiente a 50 años de periodo de retorno por ser la que se ha considerado para diseño y revisión de los elementos del Sistema de Drenaje Profundo del Valle de México(SDP).

Con las tormentas analizadas previamente, se realizó un análisis con el programa MOUSE con el objetivo de ubicar la condición más crítica en el Sistema de drenaje profundo del Valle de México. Según un minucioso análisis, la condición crítica fue comparada con mediciones realizadas en algunos sitios de control para verificar la calibración del modelo matemático y la capacidad de representar con fidelidad el complejo Sistema de drenaje profundo del Valle de México (SDP). Los sitios de control se enuncian a continuación y se muestran en la figura 3.4:

CAPÍTULO 3. Estimación de Avenidas de la zona de estudio

1. Salida del Emisor Central (hidrograma)
2. Lumbreira No.0 del Emisor Central(nivel)
3. Lumbreira No.8 del Interceptor Oriente(nivel)
4. Gran Canal, en la Obra de Toma(nivel)
5. Laguna de Regulación Horaria(nivel)

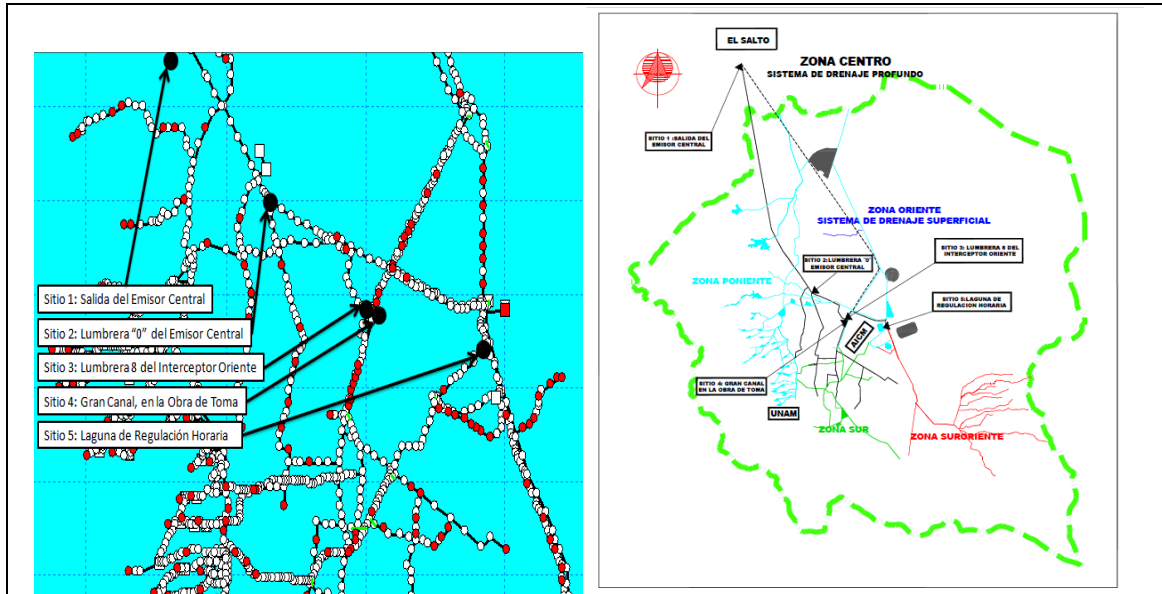


Figura 3.4 Ubicación de Sitios para el Análisis de las Simulaciones (Instituto de Ingeniería, 2012)

Los primeros tres sitios se ubican en el Sistema de Drenaje Profundo. El sitio identificado con el número uno, representa la salida principal del Sistema, por lo que permite evaluar la magnitud regional de la tormenta y el tiempo de duración del escurrimiento.

El sitio número dos, donde se indica como Lumbreira número cero, representa el inicio del Emisor Central y por consiguiente permite apreciar su efecto de remanso hacia aguas arriba en el SDP. Cuando la elevación del nivel del agua en la lumbreira cero supera la cota 2220 m.s.n.m., el riesgo de inundaciones aguas arriba es alto, por lo que en los análisis se consideró dicha cota como crítica.

El sitio tres se ubica en el SDP, en la Lumbreira ocho del Interceptor Oriente (aguas arriba de la Lumbreira No.0 del Emisor Central), que recibe los escurrimientos del Gran Canal, como el efecto de la descarga del Gran Canal. Cuando el nivel del agua en dicho sitio (Lumbreira No.8) supera la cota 2228.5 m.s.n.m. se llega a una situación crítica debido a que las chimeneas de la parte encajonada del Gran Canal están sólo unos centímetros arriba.

Los sitios cuatro y cinco pertenecen al Sistema de Drenaje Superficial. El primero de estos, ubicado sobre el Gran Canal, muestra los niveles que alcanza el nivel del agua en dicho conducto. Al rebasar la cota 2228.5 m.s.n.m., como se mencionó previamente, se producen inundaciones en las zonas aledañas.

Finalmente, el sitio cinco modela el comportamiento en los niveles en los Lagos de Regulación más importantes de la zona oriente; los niveles críticos correspondientes son los mismos que para el Gran Canal. En la figura 3.5 se observa un arreglo con los principales elementos del Drenaje del Valle de México.



Figura 3.5 Sistema Principal de Drenaje de la ZMVM (Instituto de Ingeniería, 2012)

Con las simulaciones de los eventos previamente detallados, que constaron básicamente del tránsito de crecidas por el Sistema del Drenaje Principal, se optó por tomar la tormenta del 06 de septiembre del 2009. Este evento, ejemplifica las políticas de operación que habrían de adoptarse ante un evento focalizado en la región poniente del Valle. En la figura 3.6, se muestra el resultado del tránsito en el software mencionado, mostrando la condición más crítica en el comienzo del Emisor Central. El análisis de estas políticas se profundizará en el Capítulo 4.

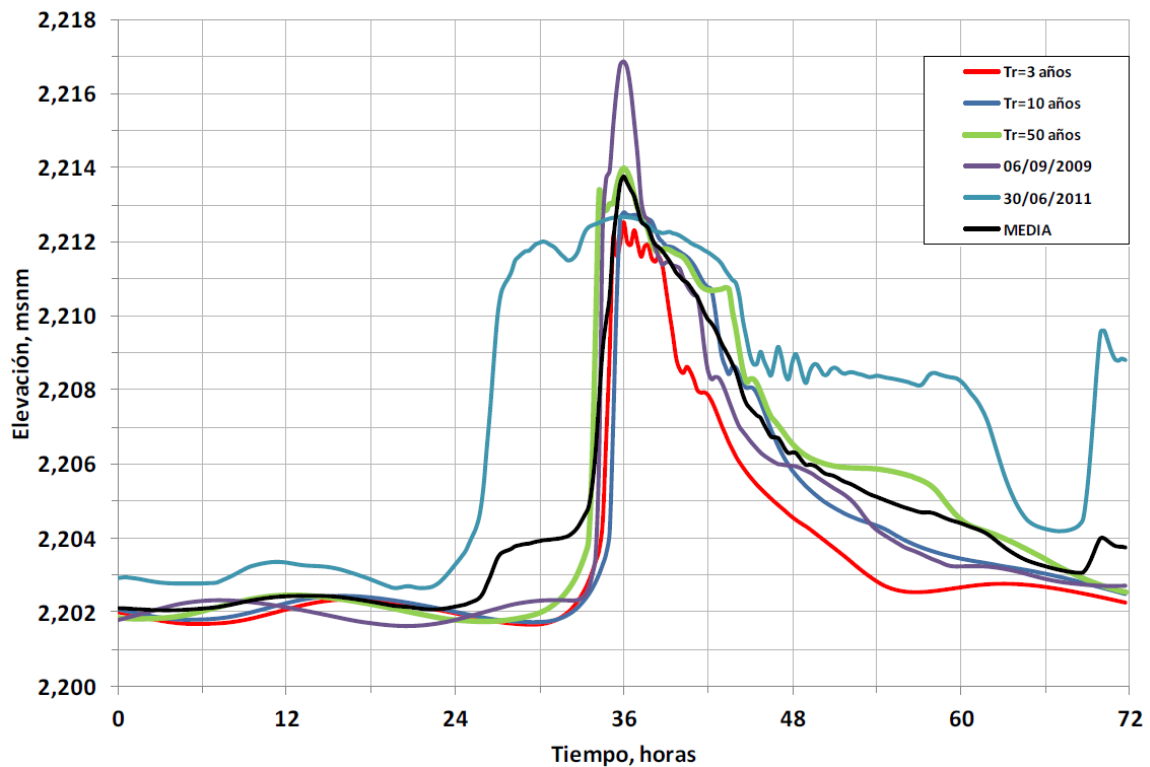


Figura 3.6 Comparativa de niveles en Lumbrera Cero, según tormenta transitada. (Instituto de Ingeniería, 2012)

3.2. Definición de cuencas de estudio

Una vez que se tuvo el trazo del nuevo Emisor propuesto por Conagua, se procedió a la definición de las cuencas de aportación. Estas fueron regidas por la ubicación de los sitios de descarga a los Emisores. Lo anterior, se realizó con ayuda de un modelo digital de elevaciones (INEGI) y un sistema de información geográfica (SIG). En la figura 3.7 se muestran las cuencas definidas para cada Túnel Emisor.

Se definieron 13 cuencas de aportación a los Emisores del Poniente en sus tramos embovedados y cinco cuencas al Canal a Cielo Abierto que, además, recibe las aportaciones del actual Emisor del Poniente y en un futuro, recibirá las aportaciones del segundo conducto cerrado como se muestra en la figura 3.7. El Emisor Poniente II (iniciando en el Río Tlalnepantla), recibirá las aportaciones de 6 cuencas, más lo que sale de las presas Madín y Las Ruinas; y el actual Emisor Poniente recibirá las aportaciones de 7 cuencas, que se encuentran definidas entre ambos Emisores. En la tabla 3.7 se presentan las características hidrológicas de las 18 cuencas.

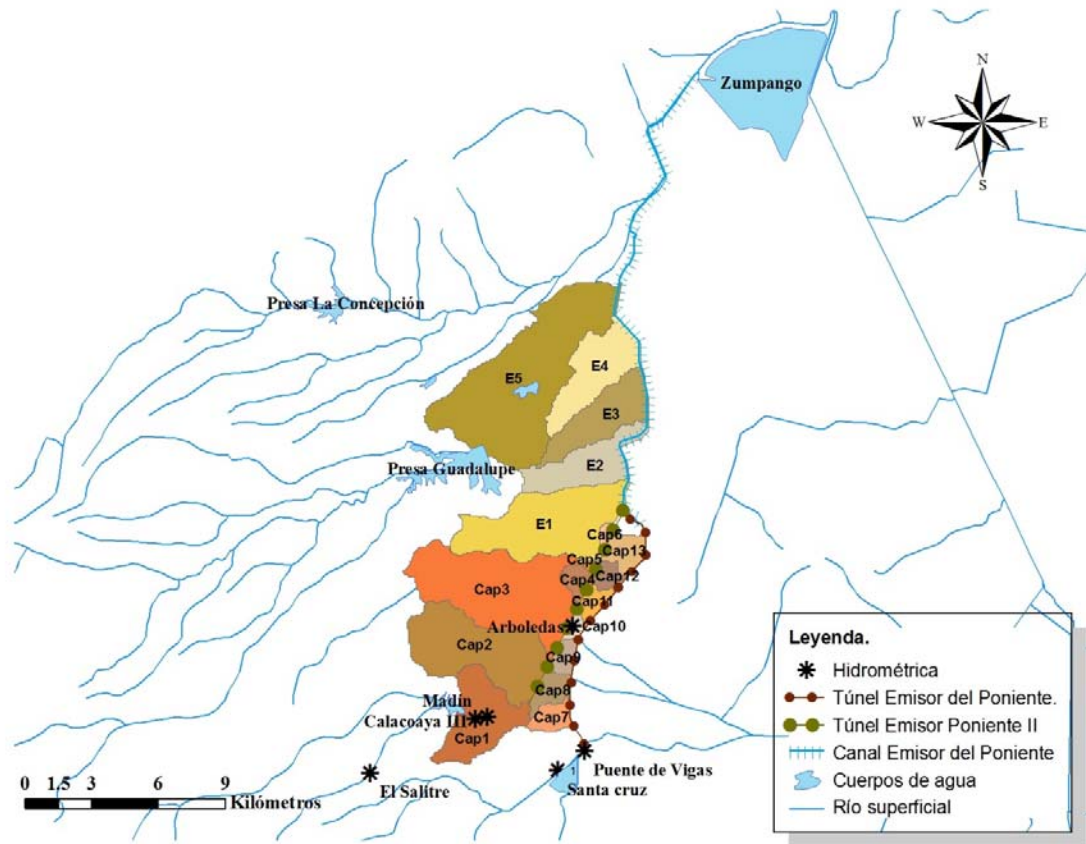


Figura 3.7 Cuencas de aportación a los Emisores (Fuente: Propia)

En la tabla 3.7 se enlistan las principales características fisiográficas de las cuencas delimitadas para la zona de estudio como el área, longitud del cauce principal, pendiente media y punto de descarga de cada cuenca.

Tabla 3.7 Cuencas de la zona de estudio.

Cuenca	Área, Km ²	Cauce principal, km	Pendiente del cauce principal	Punto de Descarga
Tlalnepantla	9.45	6.110	0.036	EPII
Atizapán	15.48	9.014	0.034	EPII
San Javier	21.47	9.330	0.026	EPII
Captación 4	1.38	1.848	0.087	EPII
Captación 5	0.30	0.759	0.133	EPII
Captación 6	0.62	0.590	0.124	EPII
Captación 7	1.97	2.396	0.020	EPI
Captación 8	2.17	2.786	0.017	EPI
Captación 9	1.43	1.464	0.050	EPI
Captación 10	0.76	1.127	0.096	EPI
Captación 11	1.54	1.767	0.037	EPI
Captación 12	1.41	1.794	0.040	EPI
Captación 13	2.54	2.423	0.056	EPI
E1	17.21	9.325	0.018	Canal

E2	8.02	5.566	0.020	Canal
E3	8.35	6.689	0.014	Canal
E4	9.26	6.965	0.009	Canal
E5 (Guadalupe)	30.54	13.215	0.010	Canal

3.3. Generación de hidrogramas

Los hidrogramas para las cuencas definidas en el subcapítulo 3.2 referente a la Definición de cuencas de estudio, se calcularon en su mayoría con el Modelo para pronóstico de escurrimiento (MPE). Éste, se desarrolló con la experiencia que tienen los investigadores del Instituto de Ingeniería utilizando software producido en el extranjero y que probablemente no se adapta de manera óptima a las condiciones del medio mexicano. Por ello, con el objetivo de pronosticar los escurrimientos de cuencas en la República Mexicana con la variabilidad espacial y temporal de las variables climáticas y fisiográficas del país se desarrolló el modelo MPE de parámetros distribuidos (Domínguez M., y otros, 2008).

El programa requiere la información de la red de estaciones pluviográficas instaladas en la cuenca y un archivo de formato específico que contenga los parámetros hidrológicos de la cuenca, distribuidos en malla. Con lo anterior, es capaz de obtener:

1. El área de la cuenca.
2. La precipitación media de la cuenca.
3. El hietograma medio de precipitación.
4. Las pérdidas.
5. La lluvia en exceso.
6. El gasto total, directo, base y máximo.
7. El hidrograma de escurrimiento de la cuenca.

3.1.3. Métodos empleados en el Modelo para pronóstico de escurrimiento

En lo siguiente, se describen brevemente los principales modelos y consideraciones realizadas en el software. Para mayor referencia, consultar el Manual donde se menciona a detalle algunos aspectos teóricos, el desarrollo de la modelación de terreno y algunas otras características fisiográficas de la cuenca (Domínguez M., y otros, 2008).

3.1.3.1. Modelo de precipitación. Método de Shepard

La precipitación distribuida en la cuenca se obtiene interpolando la lluvia registrada en la red de estaciones pluviográficas. La interpolación se realiza con el método de Shepard, que consiste en obtener una media pesada de los valores registrados en N sitios próximos al punto de interpolación, utilizando como factor de peso, el inverso de la distancia del punto por interpolar a los puntos de registro que le rodean. El método de Shepard es parecido al

del inverso de la distancia, pero introduce procedimientos de mínimos cuadrados para determinar la potencia a la que se debe elevar dicha distancia.

3.1.3.2. *Modelo de producción del escurrimiento. Método de número de curva*

El Método de número de curva del Soil Conservation Service (SCS) se basa en la ecuación de balance hídrico y en dos hipótesis fundamentales. La primera hipótesis establece que la razón entre el volumen de escurrimiento directo y el escurrimiento potencial máximo es igual a la razón entre la infiltración real y la infiltración potencial máxima. La segunda hipótesis establece que la infiltración inicial es una fracción de la retención potencial. La ecuación de balance hídrico y las hipótesis expresadas son, respectivamente:

$$P = P_e + I_a + F_a \quad (3.1)$$

$$\frac{P_e}{P - I_a} = \frac{F_a}{S} \quad (3.2)$$

$$I_a = \lambda S \quad (3.3)$$

donde

- P precipitación total
- I_a infiltración inicial
- F_a infiltración acumulada
- P_e precipitación efectiva
- S infiltración potencial máxima.
- λ factor de pérdida inicial

La versión actual del método supone que $I_a = 0.2S$ para aplicaciones prácticas. La forma más extendida del método se determina a partir de la combinación de las ecuaciones anteriores.

$$P = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}; I_a \leq P \quad (3.4)$$

Sustituyendo $I_a = 0.2S$ en la ecuación 3.1

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (3.5)$$

El valor de S, en centímetros, está dado por:

$$S = \frac{2540 - (25.4 * CN)}{CN} \quad (3.6)$$

Sustituyendo la ecuación 3.6 en 3.5, se obtiene la expresión

$$P_e = \frac{\left(P + \frac{508}{CN} + 5.08\right)^2}{P + \frac{2032}{CN} - 20.32} \quad (3.7)$$

donde

P precipitación total, en cm

I_a infiltración inicial, en cm

F_a infiltración acumulada, en cm

P_e precipitación efectiva, en cm

S infiltración potencial máxima, en cm

CN número de curva, adimensional, determinado a partir de uso y tipo de suelo.

3.1.3.3. Pérdidas por evapotranspiración. Factor de olvido

Para considerar el secado del suelo después de una lluvia, se agregó en el cálculo de la precipitación un parámetro que se denominó *factor de olvido*. Éste factor, que es menor a uno, hace que las aportaciones de las lluvias antecedentes vayan disminuyendo conforme pasa el tiempo. Con este parámetro se consideran las pérdidas por evapotranspiración que se presentan durante el intervalo de tiempo de una tormenta a otra. De lo contrario, al presentarse un segundo evento de lluvia, el suelo se encontraría saturado y escurriría todo lo que llueve, lo cual no es real.

Al usar el factor de olvido, se calcula una precipitación acumulada “neta”

$$P_{an} = P_1 f x^{n-1} + P_2 f x^{n-2} + \dots + P_n f x^{n-n} \quad (3.8)$$

donde

P_{an} precipitación acumulada neta en el intervalo de tiempo en mm

P_n precipitación en el intervalo de tiempo n en mm

$f x$ factor de olvido, menor de uno

La precipitación acumulada neta sustituye a la acumulada total P en la ec. 3.7, para estimar la precipitación efectiva. Por recomendación de los autores, cuando se requiere calibrar eventos de varios días se sugiere lo siguiente: Para obtener mayor escurrimiento, y por ende menor evapotranspiración, se debe aumentar el valor de fx . Mientras para mayor evapotranspiración, menor escurrimiento, disminuir el valor de fx ; en cualquier caso, $0 \leq fx \leq 1$.

3.1.3.4. Modelo de transferencia de escurrimiento. Método de Clark modificado

La transferencia del escurrimiento desde cualquier punto de la cuenca hasta su salida se modela por medio de una agregación simple, usando un hidrograma unitario distribuido. El método más popular es el hidrograma unitario distribuido de Clark modificado mostrado en la figura 3.8, que consiste en trasladar el escurrimiento producido en cada celda hasta la salida de la cuenca después de transcurrido un intervalo de tiempo igual al tiempo de viaje desde la celda hasta la salida, combinando éste con la regulación en un supuesto embalse lineal en cada celda.

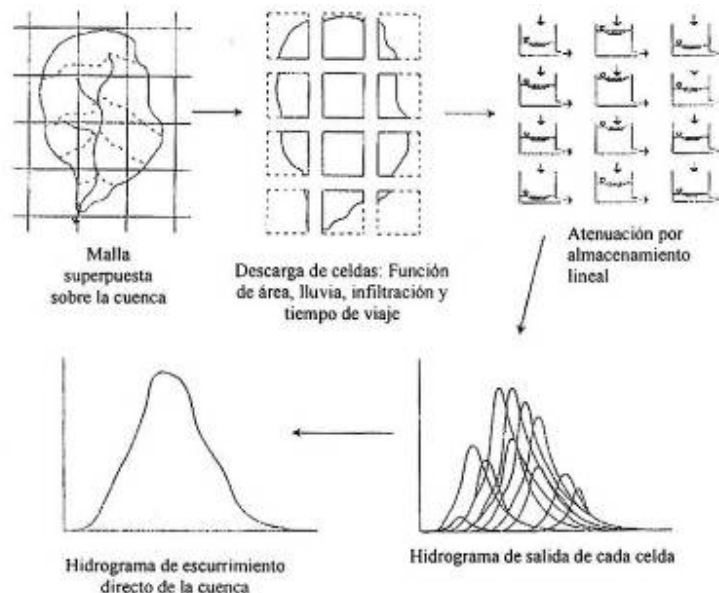


Figura 3.8 Modelo modificado de escurrimiento directo conceptual de Clark para parámetros distribuidos

Este método requiere la estimación de tres parámetros para determinar el hidrograma de la cuenca; el histograma tiempo-área, el tiempo de concentración T_c y el coeficiente de atenuación por almacenamiento k .

El histograma tiempo-área, representa el área de la cuenca que contribuye al escurrimiento en la salida de la cuenca, en un tiempo dado. Esta área se obtiene mediante la determinación de la distancia de viaje desde cada celda hasta la salida de la cuenca. Una vez determinado el tiempo de viaje desde cada celda hasta la salida de la cuenca con la ecuación 3.9, el área de la cuenca se divide en zonas de igual tiempo de viaje (isócronas). Al relacionar las áreas entre isócronas con el intervalo de tiempo correspondiente se obtiene el histograma tiempo-área de la cuenca.

En el SIG se obtienen las longitudes de viaje de cada celda, que posteriormente son convertidas por el programa MPE en tiempos de viaje para crear las isócronas que requiere el método de ModClark para la transferencia del escurrimiento:

$$T_t = T_c \left(\frac{Lv_N}{Lv_n} \right) \quad (3.9)$$

donde

T_c tiempo de concentración, en h

T_t tiempo de tránsito o tiempo de viaje desde la celda que se analiza, en h

Lv_N longitud de viaje de la celda más lejana, en h

Lv_n longitud de viaje de la celda que analiza, en km

El tiempo de concentración T_c se define como el tiempo que le toma a la precipitación excedente alcanzar la salida de la cuenca desde su punto hidráulicamente más remoto. Es una medida de retraso puro, sin tomar en cuenta el efecto de almacenamiento. En la bibliografía existen varias ecuaciones para calcular el tiempo de concentración, T_c ; la ecuación empleada por el modelo MPE es la ecuación de Kirpich:

$$T_c = 0.000325 \left(\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right) \quad (3.10)$$

donde

L longitud del cauce principal en m

S pendiente del cauce principal.

Existen dos tipos de métodos para transitar avenidas en cauces: hidráulicos e hidrológicos. Los métodos hidráulicos se basan en las ecuaciones de masa y cantidad de movimiento, mientras que los métodos hidrológicos hacen simplificaciones de éstas, para obtener soluciones más sencillas. El MPE aplica el método de Muskingum, para considerar el tiempo de retraso por almacenamiento, al escurrimiento transitado.

Este método, considera el coeficiente de atenuación por almacenamiento en cuña, k , como una medida de retraso provocado por el efecto del almacenamiento natural. Se debe principalmente, al efecto de la pendiente de la superficie libre del flujo en el cauce como se muestra en la figura 3.9. Los autores recomiendan la relación:

$$k = 0.6T_c \quad (3.11)$$

donde

k coeficiente de almacenamiento en h

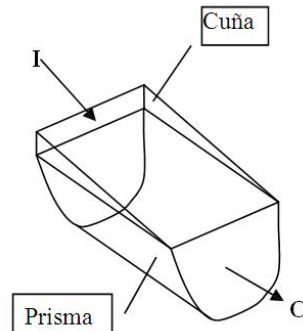


Figura 3.9 Método de Muskingum. (Domínguez M., y otros, 2008)

La pendiente de la superficie libre del flujo en el cauce, depende tanto de las entradas como de las salidas en un volumen de control o prisma (ec. 3.13). El almacenamiento en cuña se considera función lineal de la diferencia de ambas según la ecuación (ec. 3.14).

$$S_{prisma} = k * O \quad (3.12)$$

$$S_{cuña} = kx(I - O) \quad (3.13)$$

$$S = k[xI + (1 - x)O] \quad (3.14)$$

donde

S almacenamiento en el tramo considerado

I caudal de entrada en ese tramo

O caudal de salida de ese tramo

k, x constantes, para ese tramo del cauce.

Aplicando a dos intervalos de tiempo, se tiene que:

$$S_1 = k[xI_1 + (1 - x)O_1] \quad (3.15)$$

$$S_2 = k[xI_2 + (1 - x)O_2] \quad (3.16)$$

Sustituyendo en la ecuación de continuidad en su forma discreta,

$$\frac{I_2 + I_1}{2} \Delta t - \frac{O_1 + O_2}{2} \Delta t = \Delta V \quad (3.17)$$

Se puede sustituir

$$\Delta V = v_2 - v_1 = k[x(I_2 + I_1) + (1 - x)(O_2 - O_1)] \quad (3.18)$$

Despejando O_2

$$O_2 = \frac{-kx + 0.5\Delta t}{k - kx + 0.5\Delta t} I_1 - \frac{kx + 0.5\Delta t}{k - kx + 0.5\Delta t} I_2 + \frac{k - kx - 0.5\Delta t}{k - kx + 0.5\Delta t} \quad (3.19)$$

Finalmente

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \quad (3.20)$$

donde

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1 \quad (3.21)$$

3.4. Avenidas de ingreso a las Estructuras de drenaje del poniente

Para lograr representar la capacidad de respuesta de las diversas cuencas tributarias de los Emisores del Poniente, es necesario calibrar el Modelo de Predicción de Escurrimiento (MPE) aproximándose a condiciones cercanas a la realidad. La calibración se realiza de la siguiente manera: Una vez procesada la información mencionada en el subcapítulo 3.3, se debe contar con hidrogramas registrados en los puntos de salida de las respectivas cuencas. Procurando que esta información corresponda a las tormentas más representativas de la zona o aquellas de las cuales se cuente con información confiable, se compara para varios eventos los gastos obtenidos con el MPE con los gastos medidos, procurando errores menores al 5% al menos en los caudales máximos.

En caso de existir diferencias entre los hidrogramas, se modifican los parámetros de escala (I_a , S y fx) y los parámetros de forma T_c y k . El parámetro de pérdida inicial, según lo expresado en la ecuación (3.3), se recomienda en el Manual del MPE $\lambda = 0.2$, recordando que esto representa un porcentaje del potencial de infiltración máxima. Por otra parte, el factor de olvido, en época de sequías es menor debido a que hay mayores pérdidas por infiltración y evaporación en las lluvias antecedentes. La citada fuente, recomienda $fx = 0.98$ en dicha época, y para época de lluvias $fx = 0.99$ para duraciones de un día con intervalos de una hora (Aparicio M., 2011).

Los tiempos de concentración, T_c , que se utilizaron en los modelos fueron los obtenidos con la fórmula de Kirpich (ec. 3.10) y el coeficiente de almacenamiento natural, como un 60% de estos.

La calibración fue realizada con base en la tormenta del nueve de septiembre del 2009, en el intervalo de tiempo de las 18:00 a las 23:00. Los parámetros de calibración para las cuencas de aportación mostradas en la figura 3.7, se encuentran asentados en la tabla 3.8.

Tabla 3.8 Parámetros de calibración. *En.-Captación n del tramo abierto del Emisor

Parámetros de calibración					
Cuenca	I_a	S	fx	T_c,hr	k,hr
Tlalnepantla Cap 1	0.2	1.5	0.99	0.96	0.58
Atizapán Cap 2	0.2	1.5	0.99	1.33	0.80
San Javier Cap 3	0.2	1.5	0.99	1.51	0.91
Captación 4	0.2	1.5	0.99	0.27	0.16
Captación 5	0.2	1.5	0.99	0.12	0.07
Captación 6	0.2	1.5	0.99	0.10	0.06
Captación 7	0.2	1.5	0.99	0.59	0.35
Captación 8	0.2	1.5	0.99	0.70	0.42
Captación 9	0.2	1.5	0.99	0.28	0.17
Captación 10	0.2	1.5	0.99	0.18	0.11
Captación 11	0.2	1.5	0.99	0.37	0.22
Captación 12	0.2	1.5	0.99	0.36	0.22
Captación 13	0.2	1.5	0.99	0.40	0.24
*E1	0.2	1.5	0.99	0.96	0.58
*E2	0.2	1.5	0.99	1.33	0.80
*E3	0.2	1.5	0.99	1.51	0.91
*E4	0.2	1.5	0.99	0.27	0.16
*E5 (Guadalupe)	0.2	1.5	0.99	0.12	0.07

En la tabla 3.9 se presentan los escurrimientos obtenidos de la modelación para la lluvia del 6 de Septiembre del 2009.

Tabla 3.9 Escurrimiento directo modelado MPE para cuencas de aportación. Cn.-Captación n del Emisor

	Tlalne	Atiza	Javier	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13
Hora	Q _{directo} en m ³ /s												
19:30	0.03	0	0	0	0	0	0	0.01	0	0	0.02	0.01	0
19:40	0.14	0.38	0.7	1.84	0	0.01	0.81	0.52	1.75	0.19	1.89	0.76	0
19:50	0.46	1.69	2.47	3	0	0.02	3	1.76	2.97	0.31	4.13	2.19	0
20:00	1.24	3.42	4.49	2.28	0	0.05	4.42	3.06	2.35	0.28	4.2	2.58	0.06
20:10	3.03	5.78	7.94	3.84	0	0.17	4.92	4.49	3.23	0.53	5.35	2.99	0.12
20:20	5.09	9.78	13.99	6.85	0	0.31	6.13	6.37	5.14	0.94	8.92	5.47	0.27
20:30	7.38	15.5	21.58	9.5	0.05	0.45	8.04	9.14	7.04	1.38	12.95	8.81	0.84
20:40	11.55	23.29	32.04	12.33	0.15	0.63	10.74	13.11	9.03	1.96	16.84	11.94	1.82
20:50	17.57	32.53	46.09	13.6	0.2	0.6	13.45	17.27	9.82	2.14	18.93	14.56	2.98
21:00	24.22	41.31	60.77	11.99	0.18	0.46	14.77	20.2	8.66	1.8	17.56	14.65	3.84
21:10	30.12	48.58	73.37	9.38	0.14	0.38	14.44	21.15	6.81	1.36	14.34	12.39	3.96
21:20	33.54	53.35	81.52	6.24	0.07	0.18	12.83	19.82	4.68	0.8	10.29	9.49	3.51
21:30	33.5	54.8	83.47	3.11	0.02	0.04	10.26	16.75	2.53	0.31	6.09	6.04	2.63

CAPÍTULO 3. Estimación de Avenidas de la zona de estudio

21:40	30.54	53.41	80.21	1.29	0.01	0.03	7.45	13.01	1.17	0.12	3.15	3.16	1.61
21:50	25.68	49.64	73.51	0.56	0.01	0.01	5.01	9.38	0.54	0.06	1.6	1.61	0.87
22:00	20.32	44.33	64.94	0.22	0	0	3.21	6.46	0.22	0.01	0.78	0.8	0.47
22:10	15.63	38.46	56.29	0.5	0.02	0.06	2.1	4.48	0.34	0.11	0.78	0.52	0.26
22:20	12.02	32.75	48.56	0.96	0.02	0.06	1.6	3.32	0.56	0.15	1.17	0.86	0.28
22:30	9.54	27.69	42.02	1.15	0.02	0.06	1.39	2.75	0.65	0.17	1.43	1.14	0.39
22:40	8.08	23.64	36.78	1.2	0.02	0.06	1.34	2.54	0.69	0.18	1.54	1.26	0.46
22:50	7.16	20.34	32.5	0.79	0	0	1.26	2.35	0.47	0.07	1.18	1.16	0.47
23:00	6.38	17.49	28.71	0.31	0	0	1.01	2	0.19	0.01	0.63	0.66	0.35
23:10	5.49	15.11	25.19	0.1	0	0	0.73	1.55	0.07	0	0.29	0.31	0.19
23:20	4.42	12.97	21.72	0.03	0	0	0.47	1.07	0.02	0	0.13	0.14	0.09
23:30	3.38	11.05	18.44	0.01	0	0	0.29	0.72	0.01	0	0.06	0.06	0.04
23:40	2.54	9.27	15.54	0	0	0	0.18	0.48	0	0	0.03	0.03	0.02
23:50	1.9	7.62	13.06	0	0	0	0.11	0.32	0	0	0.01	0.01	0.01
00:00	1.43	6.19	10.94	0	0	0	0.07	0.21	0	0	0.01	0.01	0.01
00:10	1.07	5.02	9.12	0	0	0	0.04	0.14	0	0	0	0	0

En la tabla 3.10, se muestran las principales características hidrológicas en la modelación de la tormenta en cada una de las cuencas de estudio. Debido al protocolo de operación existente para las Presas del Poniente, ante grandes avenidas éstas permanecen cerradas hasta alcanzar su N.A.M.O. para no comprometer aún más, el funcionamiento del actual Emisor del Poniente. Por lo anterior, no se analizaron las cuencas correspondientes a las Presas Madín, San Juan y Las Ruinas.

Tabla 3.10 Características hidrológicas de las cuencas de aportación a los Emisores del Poniente

CUENCA	Área de cuenca	Lluvia media	Pérdidas	Lluvia en exceso	CE	Volumen	Q _{Máximo}
	km ²	mm	mm	mm	(1)	Miles m ³	m ³ /s
Tlalnepantla (Cap1)	9.45	78.583	57.844	20.74	0.265	195.984	33.54
Atizapán (Cap2)	15.482	77.561	50.937	26.62	0.353	412.188	54.8
San Javier (Cap 3)	21.472	81.725	52.351	29.37	0.373	630.729	83.47
Captación 4	1.378	109.646	69.987	39.66	0.362	54.643	13.6
Captación 5	0.303	51.737	49.926	1.81	0.087	0.549	0.2
Captación 6	0.618	55.998	52.527	3.47	0.099	2.144	0.63
Captación 7	1.972	79.372	39.777	39.59	0.502	78.083	14.77
Captación 8	2.169	99.392	48.292	51.1	0.503	110.833	21.15
Captación 9	1.43	74.318	45.402	28.92	0.386	41.359	9.82
Captación 10	0.756	52.907	42.676	10.23	0.270	7.735	2.14
Captación 11	1.54	109.64	57.323	52.32	0.477	80.577	18.93
Captación 12	1.414	104.661	60.711	43.95	0.425	62.156	14.65
Captación 13	2.544	49.878	43.844	6.03	0.283	15.349	3.96

E1	17.21	41.922	27.41	14.51	0.146	249.748	31.65
E2	8.021	20.919	17.833	3.09	0.004	24.753	4.51
E3	8.352	21.711	19.472	2.24	0.017	18.704	2.46
E4	9.263	14.833	13.654	1.18	0.005	10.922	1.41
E5	30.539	8.535	8.441	0.09	0.000	2.86	0.24

Con la ecuación 2.1 del capítulo 2, se calculó el coeficiente de escurrimiento para las cuencas de San Javier y Tlalnepantla que, como se constatará más adelante, son las de mayor trascendencia para el actual Emisor del Poniente. Utilizando imágenes de satélite se observó que en la cuenca alta de San Javier se tiene mayor densidad de urbanización respecto a la cuenca baja por lo que se asignaron valores distintos como se observa en la tabla 3.11. Los coeficientes con el subíndice MPE, corresponden al del evento de septiembre del 2009 obtenidos como el cociente de la lluvia media y la lluvia efectiva mostrados previamente en la tabla 3.10.

Tabla 3.11 Coeficiente de escurrimiento de las Cuencas de Tlalnepantla y San Javier

Cuenca	A_u	A_{nu}	A_{total}	C_{eu}	C_{es}	C_{nu}	C_{Epond}	I_u	C_{EMPE}	Diferencia
	km ²	km ²	km ²	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	%
Tlalnepantla Cap1	6.12	3.33	9.45	0.36	0.233	0.1	0.268	0.8	0.265	1
Tlalnepantla Cap8	2.15	0.02	2.17	0.45	0.446	0.1	0.447	1	0.373	17
San Javier Cap 3	18.21	3.26	21.47	0.45	0.382	0.1	0.397	1	0.503	27
San Javier Cap9	1.31	0.12	1.43	0.36	0.330	0.1	0.339	0.8	0.386	14
San Javier Cap10	0.60	0.15	0.76	0.36	0.288	0.1	0.308	0.8	0.270	12

Los hidrogramas de las cuencas de aportación, se muestran en la figura 3.10. Se resalta el hecho de que para aquellas de menor extensión, los picos de sus avenidas, se presentan con tiempos mucho más cortos respecto a las de principal aportación como las de los Ríos San Javier y Tlalnepantla, como ocurrió en el evento de septiembre del 2009 focalizado en la zona poniente del Valle.

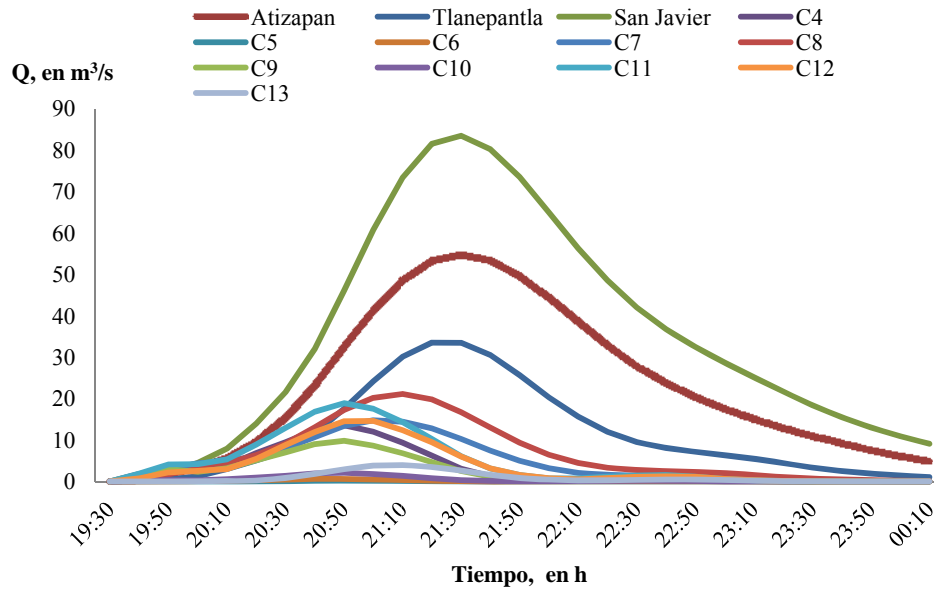


Figura 3.10 Hidrogramas de 13 cuencas de aportación a los Emisores Poniente

En la figura 3.11 se observa que la mayor cantidad de escurrimiento se origina en las cuencas de los Ríos Tlanepantla y San Javier. En términos prácticos, el volumen de escurrimientos de estas cuencas, representa el 66% del total de ingresos al actual Túnel Emisor Poniente. Lo cual, es de suma importancia en el diseño del Túnel Emisor del Poniente II, como se observa en el análisis hidráulico del Capítulo 4.

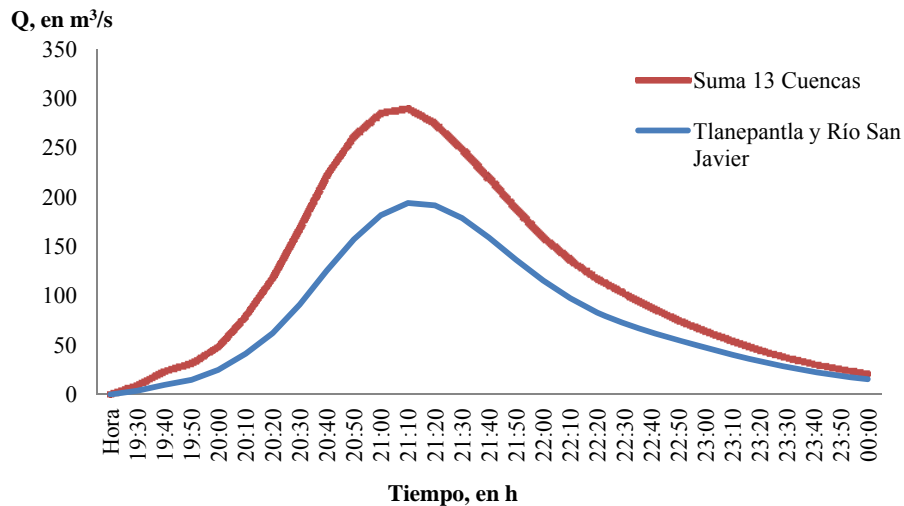


Figura 3.11 Comparativa de volumen de gastos de Río San Javier y Tlanepantla contra las 13 cuencas de aportación

El resto de las avenidas generadas en los ríos alojados en la Sierra de las Cruces mostrados en la figura 3.12 no fueron incluidas individualmente, ya que vierten hacia el Interceptor del Poniente que puede ser bombeado hacia el mismo Río Hondo o puede ser conectado con el Interceptor Centro-Poniente para posteriormente ingresar sus aguas al Emisor Central. Debido a que la avenida de diseño consideraría una situación crítica en la zona del Poniente y aprovechando la flexibilidad del Sistema de Drenaje, los escurrimientos captados por el Interceptor del Poniente serían desviados al Interceptor Centro-Poniente evitando así, la zona de conflicto.

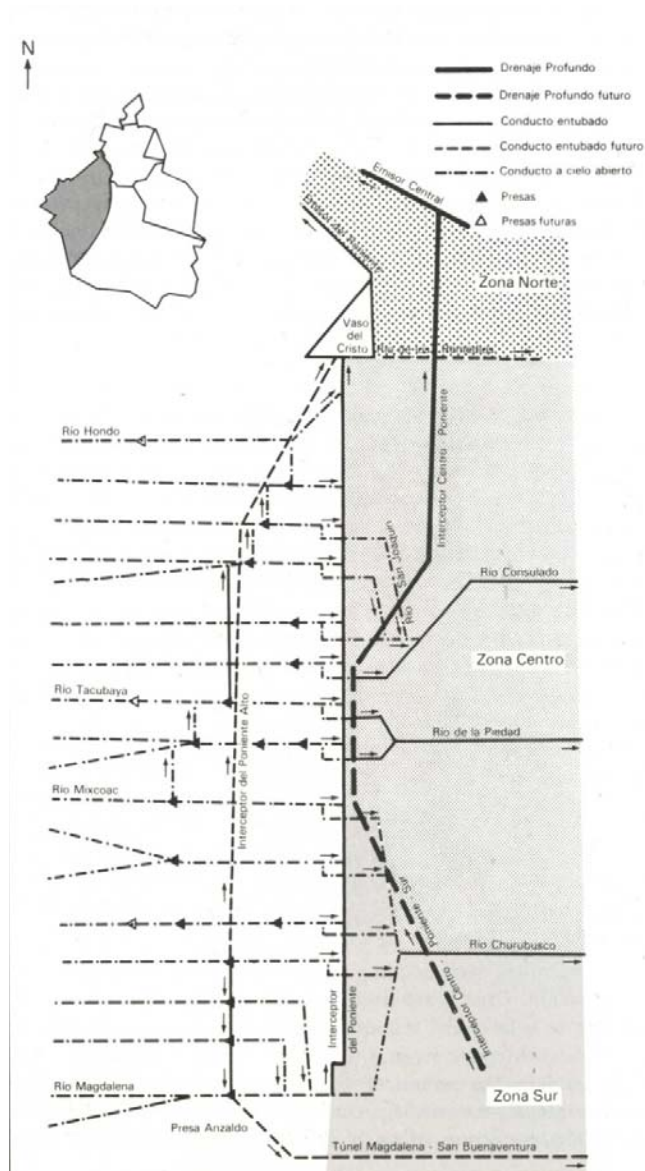


Figura 3.12 Ríos del Poniente captados por Interceptor del Poniente (D.D.F.Secretaría de Obras y Servicios. D.G.C.O.H., 1982)

El hidrograma para el Río Hondo y Río Chico de los Remedios que se incorporan al Vaso del Cristo, se obtuvo con diversas consideraciones debido a la falta de registro horario en los mismos. En el Río Hondo, únicamente se registran lecturas de escala, máxima, mínima y de las cuales probablemente se obtenga un promedio en la estación de Molino Blanco. Esta situación, se repite en el Río Chico de los Remedios, en la estación de Santa Cruz Echegaray. Por lo anterior, se pretendió igualar los volúmenes generados por el gasto medio diario con el hidrograma sintético para ambos y a su vez, validarlo con lo registrado en el propio Vaso del Cristo obteniendo la figura 3.13.

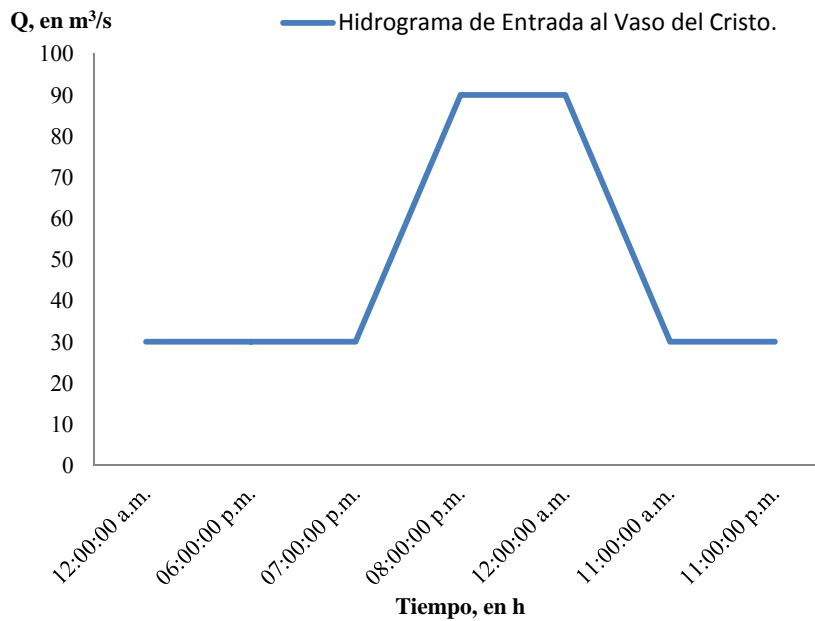


Figura 3.13 Hidrograma de Entrada al Vaso del Cristo.

Uno de los inconvenientes en el cálculo de este hidrograma es el tiempo de ocurrencia de la tormenta. La incertidumbre en los horarios de medición (generalmente de 8 de la mañana hasta el mismo horario del día siguiente para variables climatológicas, no siendo el caso de las hidrométricas) y considerando que la tormenta se presentó en el intervalo de 19 a 23 horas, es probable que el escurrimiento producido por el evento meteorológico, haya quedado registrado entre los días 6 y 7 de septiembre. Esta problemática se acentúa, al realizar varias lecturas de escala a lo largo del día y calcular un promedio de éstas, para obtener un gasto de la curva de Elevaciones-Gastos del río cuando lo óptimo sería el método inverso para tener información más confiable.

CAPÍTULO 4. Alternativas de funcionamiento hidráulico

4.1. Introducción

Con los distintos hidrogramas que se analizaron en el Capítulo 3 y la creciente urbanización de la zona Poniente del Valle, se observó la necesidad de mayor infraestructura para manejar de manera eficiente eventos concentrados en la zona del poniente sin afectar la urbanización actual y futura. Esto, fue recomendado por parte del Instituto de Ingeniería después de realizar un minucioso análisis de las condiciones estructurales e hidráulicas del Emisor actual, tras la ruptura ocurrida en 2009 y la consecuente inundación de la zona residencial de Valle Dorado.

Cualquier solución propuesta, habría de respetar los siguientes preceptos:

- Evitar escurrimientos Poniente-Oriente por la problemática preponderante en esta última zona.
- Utilizar (habilitar y rehabilitar) los cuerpos de agua o vasos de regulación existentes en el Sistema de Drenaje Principal.
- La zona de Valle Dorado, afectada en 2009, tendría una solución a su problemática de inundación independiente a la solución propuesta para la región Poniente, usando el Proyecto de Túnel de recuperación de Río San Javier.

4.2. Modelación

En el análisis se empleó el programa SWMM desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA por sus siglas en inglés) para simular el comportamiento de las principales estructuras del Poniente ante las condiciones de diseño que corresponden al evento de 2009 con un periodo de retorno superior a los 50 años.

El estudio del funcionamiento de los Emisores del Poniente incluye al Túnel existente, el Túnel en proyecto, y el canal abierto hasta la derivación al canal de Santo Tomás en las inmediaciones de la Laguna de Zumpango. Los afluentes involucrados en la zona de estudio comprenden a partir del Río Hondo.

Las descargas del Vaso del Cristo al Río de los Remedios y de la caja Atenco al Río Tlalnepantla se simularon considerando una apertura de compuertas semejante a la ejecutada durante el evento del 2009. Bajo los preceptos mencionados anteriormente, donde el objetivo es evitar verter excedentes a la zona oriente (por su problemática de hundimientos fundamentalmente), las compuertas hacia aguas abajo del río Tlalnepantla, que se ven a la derecha de la imagen mostrada en la figura 4.1, estaban abiertas 15 cm y se abrieron hasta 35 cm cuando el agua se elevó bruscamente en la caja. El Vaso del Cristo también descarga mediante un vertedor y compuertas hacia el Río de los Remedios, las cuales fueron representadas suponiendo la política adoptada el día de la rotura del actual

Emisor. Se considera también que el Vaso del Cristo se encuentra desazolvado y que ha recuperado su capacidad total de 3 millones de m^3 .

En la incorporación del Río San Javier al nuevo Emisor del Poniente, se supuso un orificio de pared delgada ($C_d=0.65$), para controlar los gastos y un vertedor hacia el Túnel actual de tal manera que solamente los excedentes sean enviados hacia este. Estos excedentes serían distribuidos en la Caja San Javier (estructura en Proyecto).

Con el mismo objetivo, se utilizó un orificio en las descargas de la caja Atenco hacia al Emisor y al Río Tlalnepantla, respectivamente.

En la figura 4.1 se muestra la caja Atenco, la escala que en su extremo izquierdo muestra la altura de 7 m y el nivel máximo aproximado del agua reportado por los operadores para la fecha de estudio.



Figura 4.1 Fotografía de la Caja Atenco

En el modelo para el concreto deteriorado correspondiente a los túneles se propuso un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.014 y para canal de tierra sin revestir de 0.025 lo que atañe al canal abierto.

La figura 4.2 muestra la disposición de las estructuras mencionadas, así como los puntos en que ingresan a dichas estructuras los hidrogramas estimados para cada una de las cuencas en el Capítulo 3.

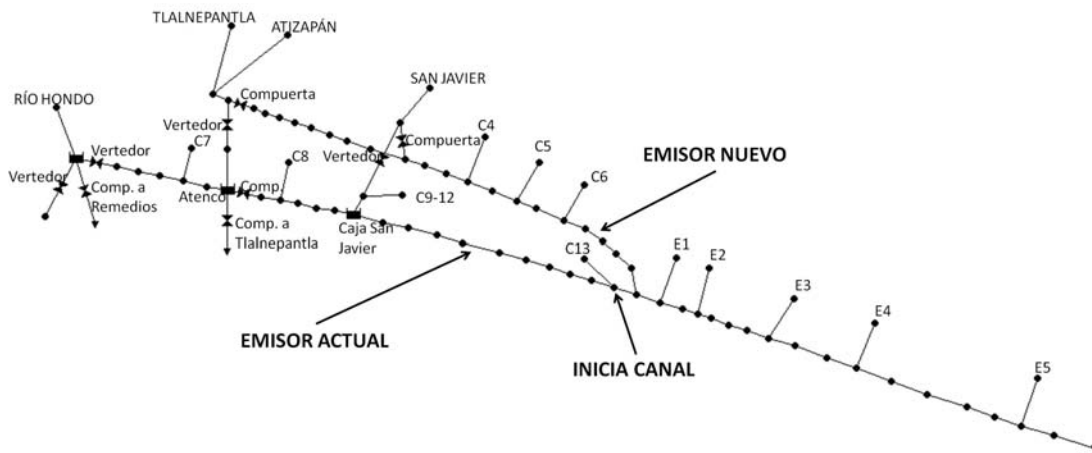


Figura 4.2 Esquema en planta del SWMM.

En la figura 4.3 se muestran las secciones transversales del Túnel Emisor del Poniente a lo largo de su trazo, así como las propuestas para el nuevo emisor del Poniente. Éstas y la sección del canal abierto, fueron utilizadas en la modelación matemática. La sección propuesta, es aquella de diseño, sin embargo en la actualidad presenta un importante azolvamiento que repercute directamente en su capacidad de conducción. Resulta recomendable emprender acciones de mantenimiento y limpieza del cauce, a fin de lograr un adecuado funcionamiento.

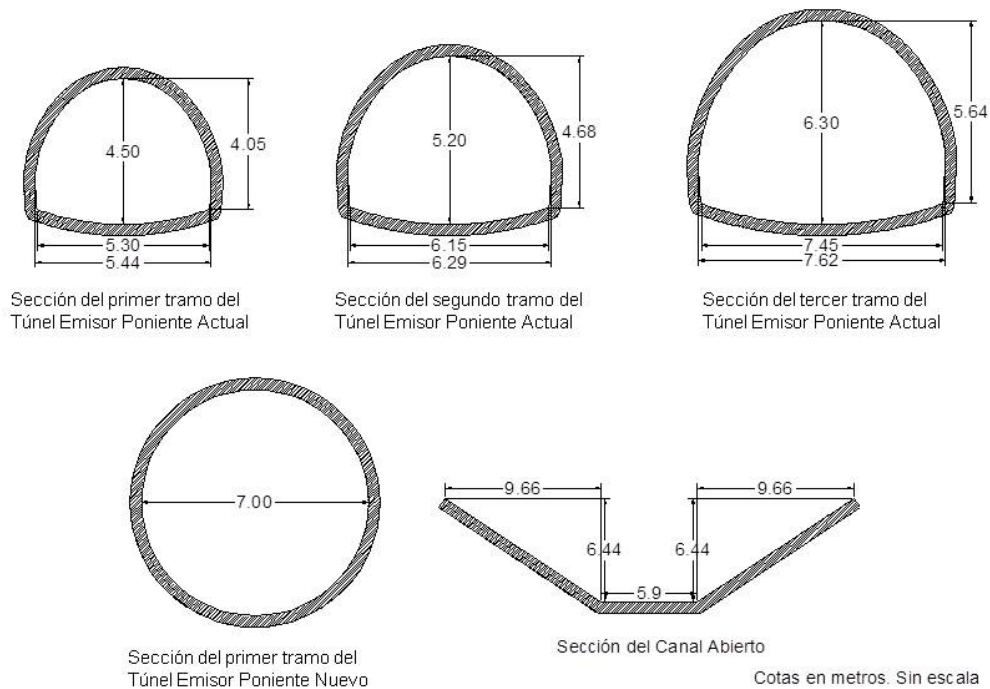


Figura 4.3. Secciones transversales

4.2.1. Alternativa 1. Diseño de Conagua

La primera propuesta de la Comisión Nacional del Agua (Conagua), se constituyó a partir del Río Tlalnepantla (por ser el de mayor escurrimiento) hasta la confluencia con el tramo a cielo abierto del Emisor del Poniente, funcionando básicamente como captación de los escurrimientos derivados de la parte alta de la Cuenca del Valle de México en su zona Norponiente como se esquematizó en la figura 4.2.

Por su parte, las cuencas identificadas como captación 5 y 6 en el capítulo anterior, por sus dimensiones tuvieron gastos muy pequeños por lo cual se asignó un caudal constante de un metro cúbico aproximado a la aportación por drenaje sanitario que realizan ambas cuencas en periodo de consumo pico. Por otra parte, se observó que la cuenca correspondiente a la Presa de Guadalupe presentó precipitaciones muy pequeñas, por lo cual no se realizó ninguna descarga hacia el Canal Emisor.

Con el ensamble mencionado de las estructuras del Sistema de Drenaje del Poniente iniciando en la captación del Río Tlalnepantla, y las consideraciones mencionadas anteriormente, se obtienen los siguientes resultados:

La repartición de los gastos de los ríos más caudalosos (Tlalnepantla, Atizapán y San Javier) a los Emisores, se muestra en las figuras 4.4 y 4.5, respectivamente. En el caso del Río Tlalnepantla, se observa que el 87 % del escurrimiento es captado por el nuevo Túnel, mientras solo el 13% escurre hacia el Túnel actual. En el caso del Río San Javier, el 78 % se capta por el primero, mientras que el resto escurre igualmente hacia el Emisor actual.

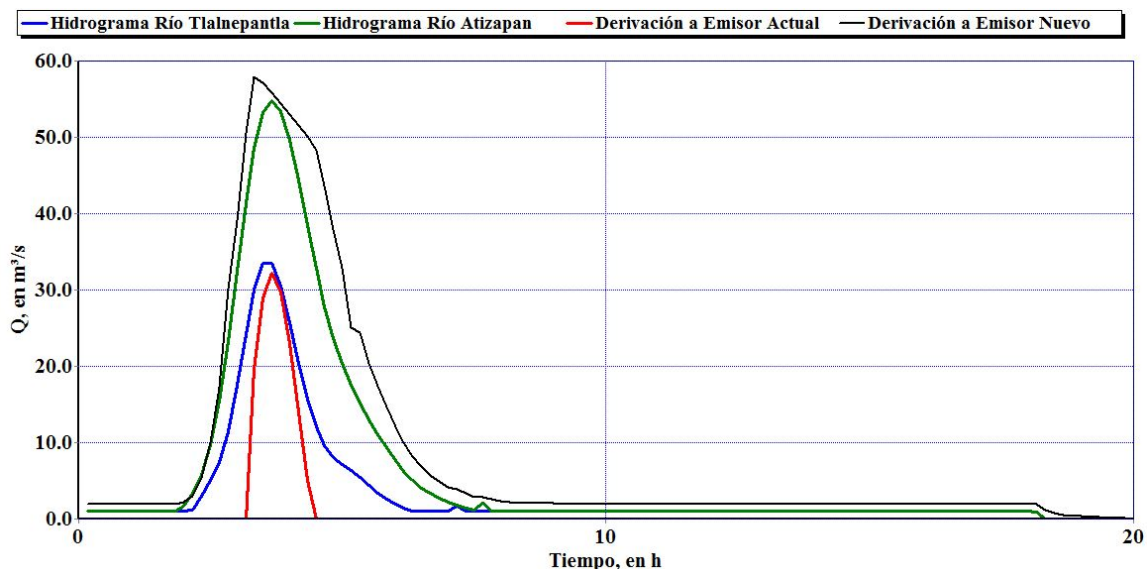


Figura 4.4 Repartición de los Ríos Tlalnepantla y Atizapán. Alternativa 1

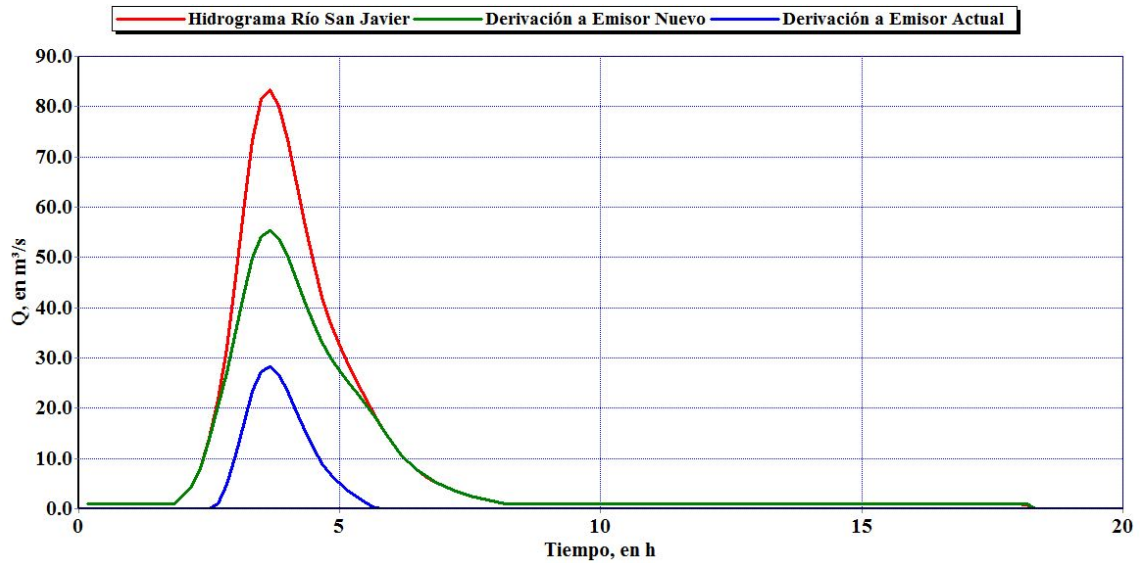


Figura 4.5 Repartición del río San Javier a los Emisores. Alternativa 1

En la figura 4.6, se observa el Hidrograma de entrada de los ríos Hondo y Chico de los Remedios al Vaso del Cristo, así como el gasto que sale del Vaso hacia la caja de Atenco. Como producto de un remanso por la incorporación de afluentes al Emisor del Poniente, se tienen gastos en dirección Norte-Sur hacia el almacenamiento (valores negativos en la figura 4.6).

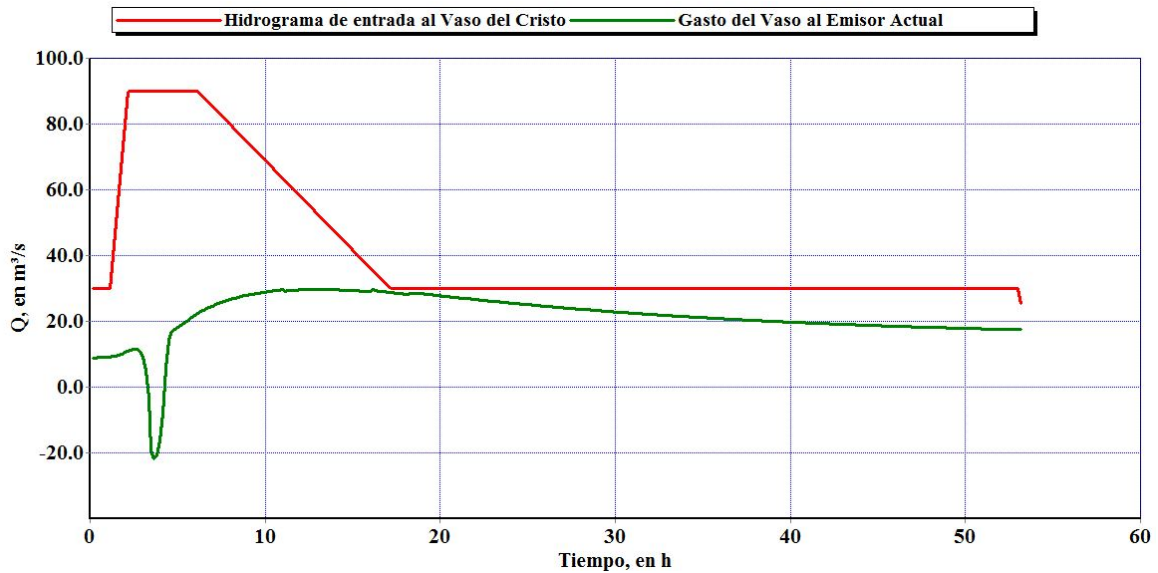


Figura 4.6 Gastos de entrada y salida en el Vaso Del Cristo. Alternativa 1

Los gastos de entrada y salida de la caja Atenco se muestran en la figura 4.7, mientras los niveles en ella asociados a los gastos se muestran figura 4.8. En congruencia con lo ocurrido en el Vaso del Cristo, se observa un flujo en dirección Norte-Sur cuando se alcanza el pico del hidrograma proveniente del Río Tlalnepantla. En cuanto a los niveles en la caja Atenco, se observa que probablemente, las derivaciones hacia el Emisor y la continuación del cauce del Río, requieran una revisión hidrodinámica para evitar súbitos golpes de carga y lograr una mejor distribución de gastos.

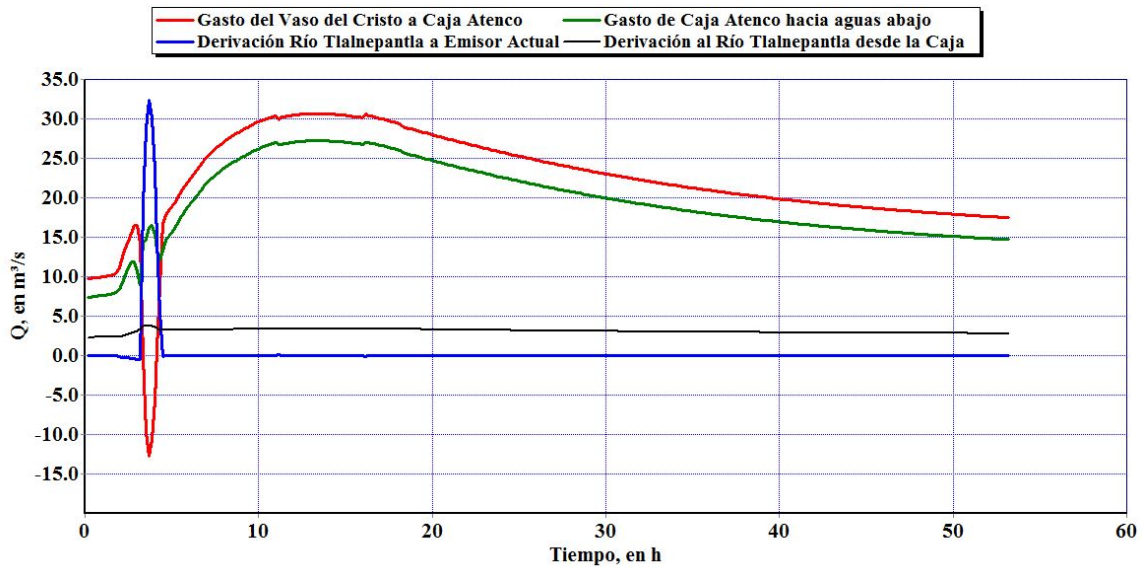


Figura 4.7 Gastos de entrada y salida la caja Atenco. Alternativa 1

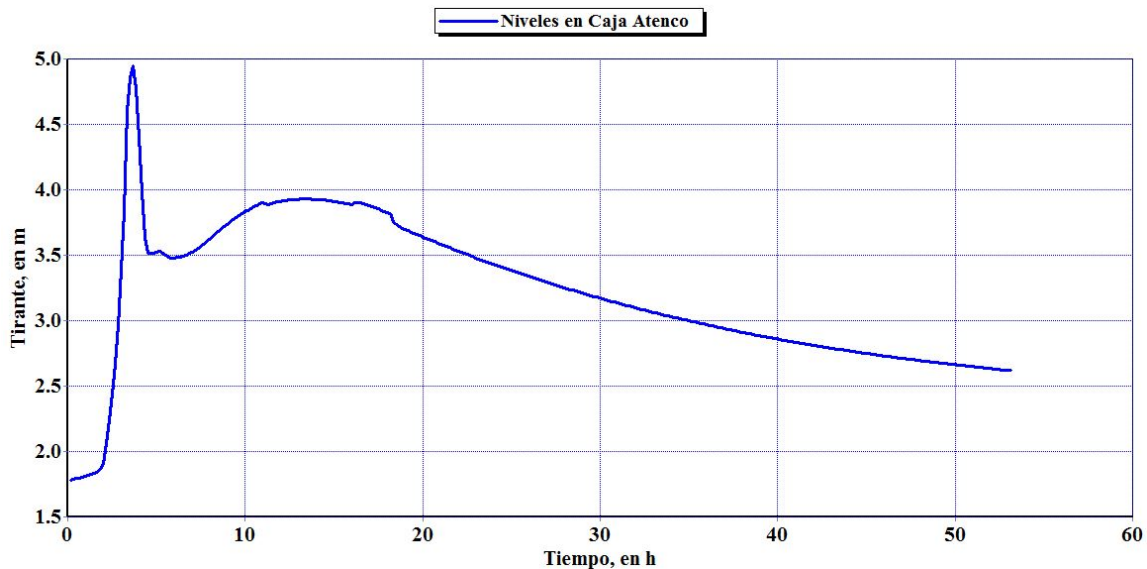


Figura 4.8 Niveles en la caja Atenco. Alternativa 1

En la figura 4.9 se muestran las descargas del Vaso del Cristo y la Caja Atenco a los ríos de Los Remedios y Tlalnepantla, respectivamente. Ambas, y particularmente la primera, resultan indeseables por comprometer la zona oriente y así, fallar a uno de los preceptos enunciados anteriormente.

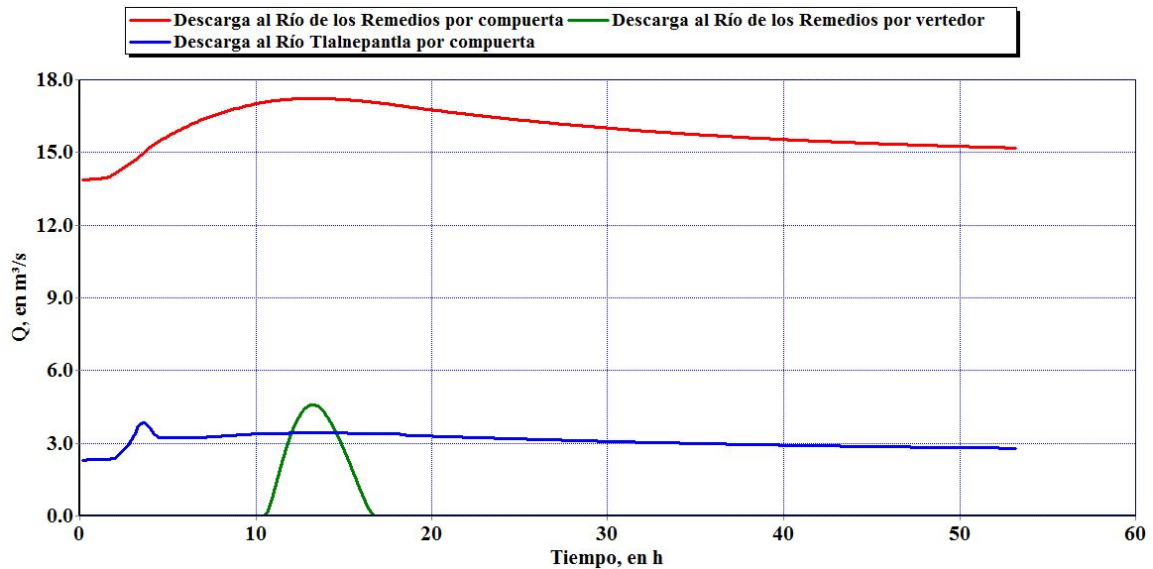


Figura 4.9 Gastos de descarga en el Río de los Remedios y Río Tlalnepantla. Alternativa 1

El comportamiento del almacenamiento en el Vaso del Cristo se observa en la figura 4.10.

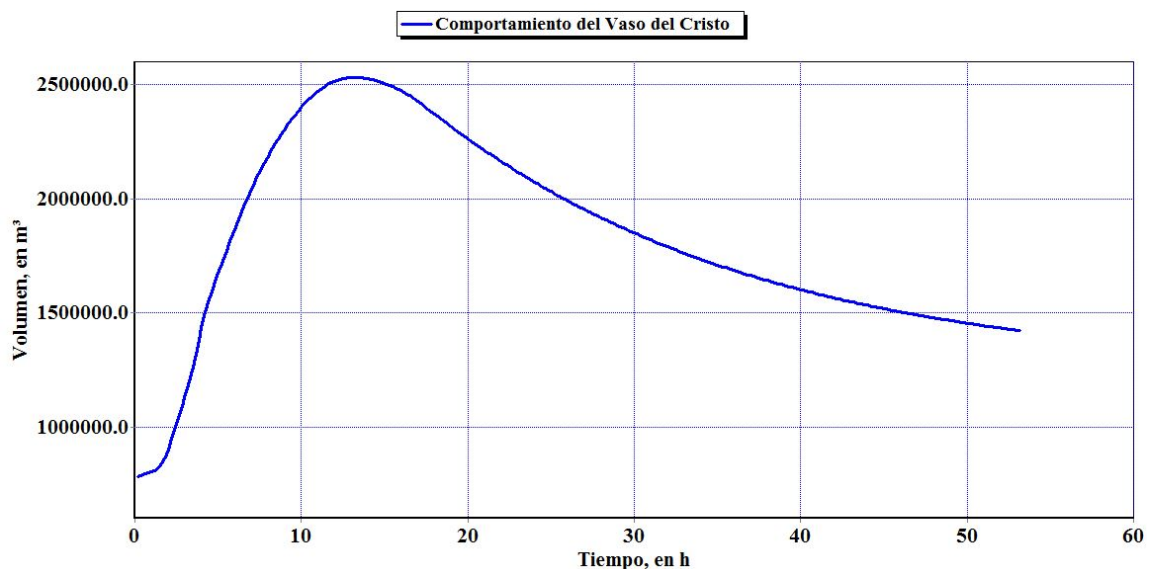


Figura 4.10 Volúmenes en Vaso del Cristo. Alternativa 1

La figura 4.11 muestra los niveles críticos en el Emisor actual, mientras la figura 4.12 muestra los niveles máximos en el Emisor del Poniente II. Estos, trabajan a superficie libre, llegando a ocupar el 98% de la capacidad del actual Emisor del Poniente y hasta el 100% del Emisor propuesto, previo a su descarga en el Canal con velocidades alrededor de los 2.5 m/s en sus últimas secciones.

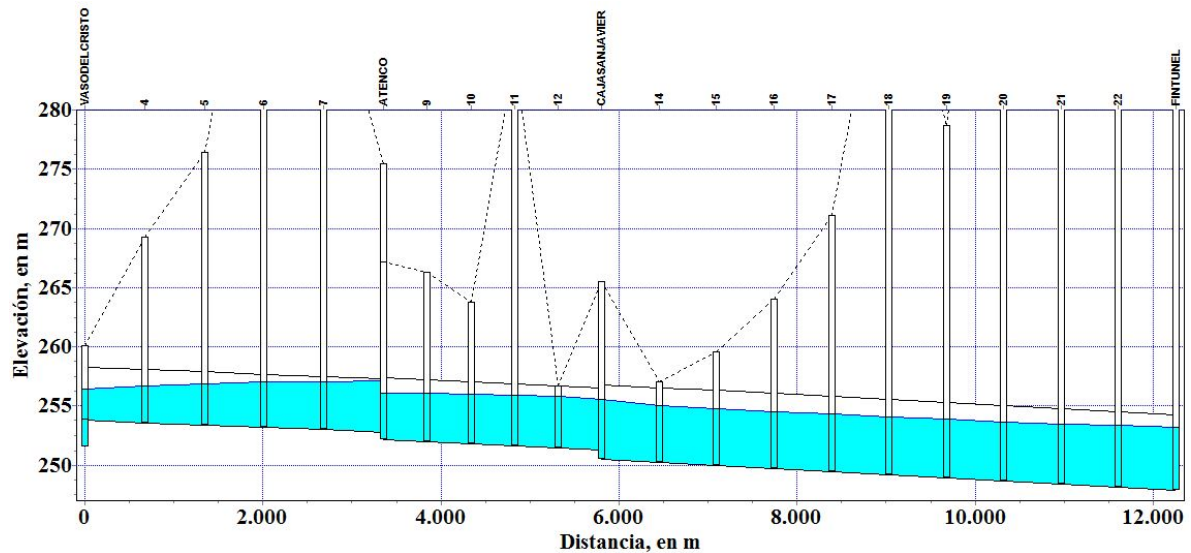


Figura 4.11 Perfil de túnel actual con niveles máximos. Alternativa 1

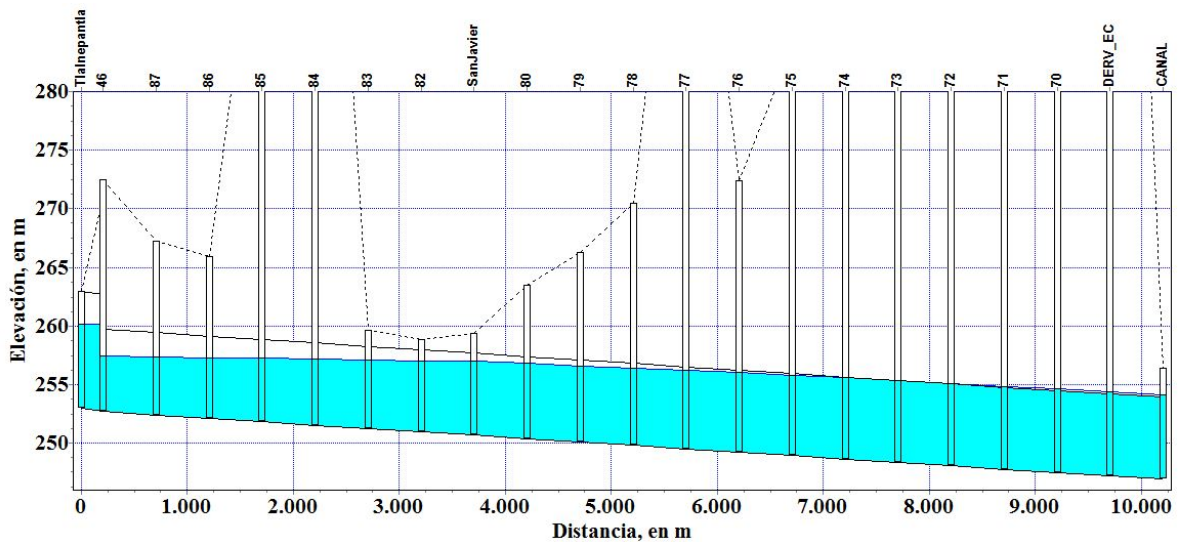


Figura 4.12 Perfil de túnel nuevo con niveles máximos. Alternativa 1

En la figura 4.13, se muestran los tirantes esperados en el canal tras la confluencia de ambos Túneles. En los primeros tramos, los tirantes resultan riesgosos según la capacidad del canal. En su sección más crítica, prácticamente no se tendrían Bordos Libres (solamente de un cm) lo que constituye un riesgo inminente considerando la magnitud de los tirantes (máximo 6.43 m) y gastos (cercanos a los 140 m³/s).

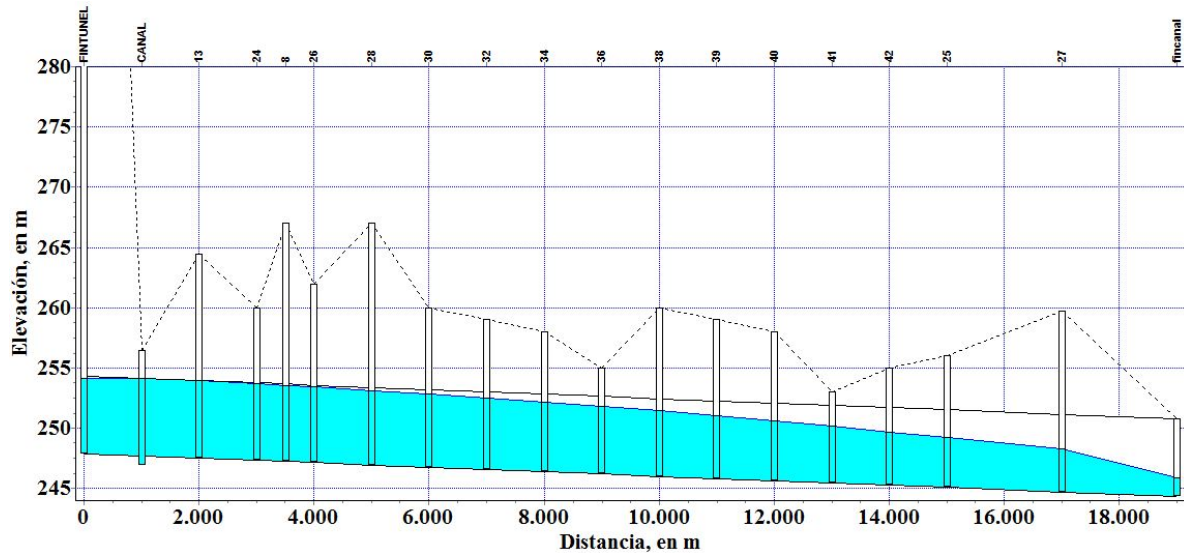


Figura 4.13 Perfil del canal abierto con niveles máximos. Alternativa 1

La variación del gasto y tirantes en el comienzo del canal, aguas abajo de la descarga de ambos Emisores se muestra en las figuras 4.14 y 4.15, respectivamente.

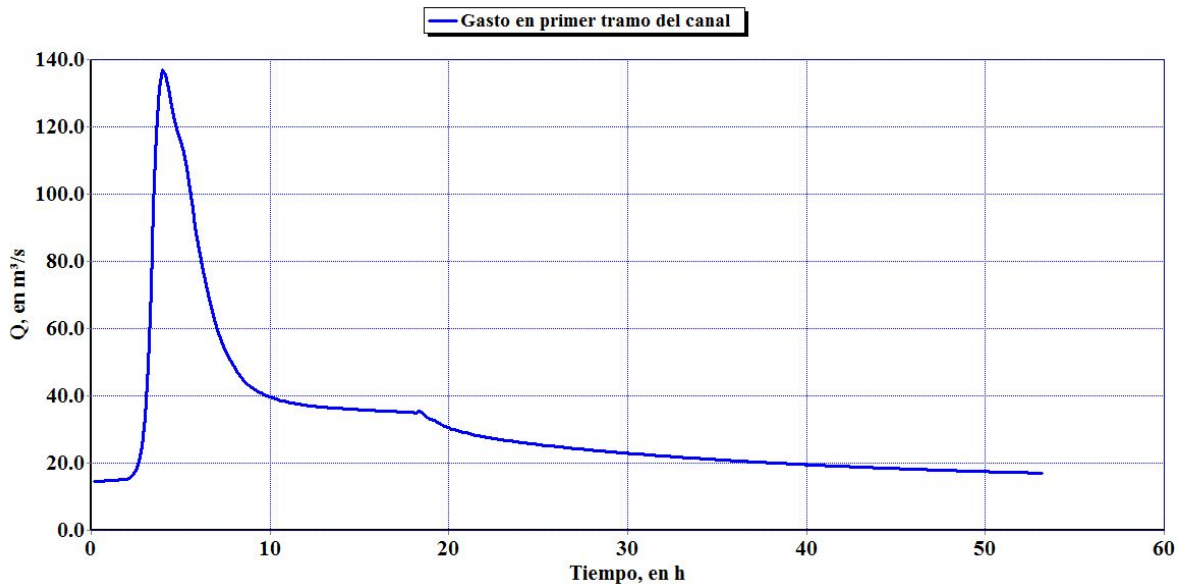


Figura 4.14 Gastos de entrada al canal abierto. Alternativa 1

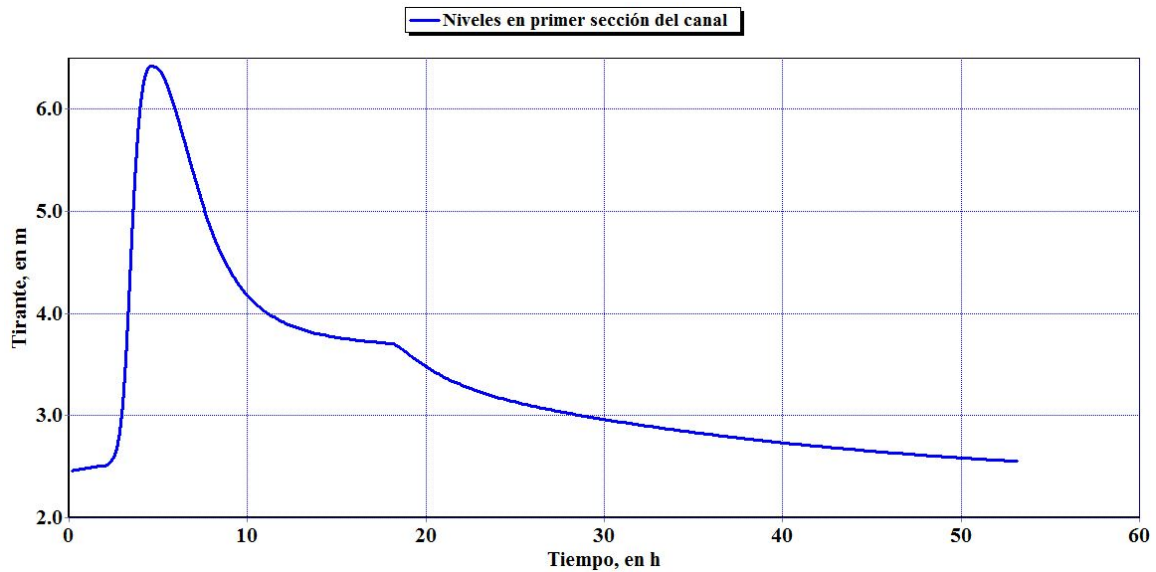


Figura 4.15 Tirantes en el canal abierto. Alternativa 1

Los niveles en ambos Emisores, resultan adecuados para el evento de mayor impacto en el Sistema de drenaje del Poniente. Sin embargo, como se analizó en páginas anteriores, los niveles en el canal son cercanos a los niveles de la corona de los bordos lo cual es inaceptable por la cantidad de personas y bienes comprometidos. Lo anterior, da pie a realizar algunas variaciones en el modelo buscando mitigar o aminorar el problema.

4.2.2. Alternativa 2. Revestimiento del primer tramo del canal

Debido a la problemática observada en los tirantes en los primeros kilómetros del canal, se decidió explorar el recubrimiento con concreto de los primeros seis kilómetros del canal buscando evitar un posible desbordamiento.

Los resultados de la simulación con la modificación antes expuesta, se muestran en las figuras 4.16 y 4.17 para el Emisor actual y el propuesto, respectivamente. Los niveles máximos en los túneles no presentan diferencias sustanciales respecto a los obtenidos para la primera alternativa.

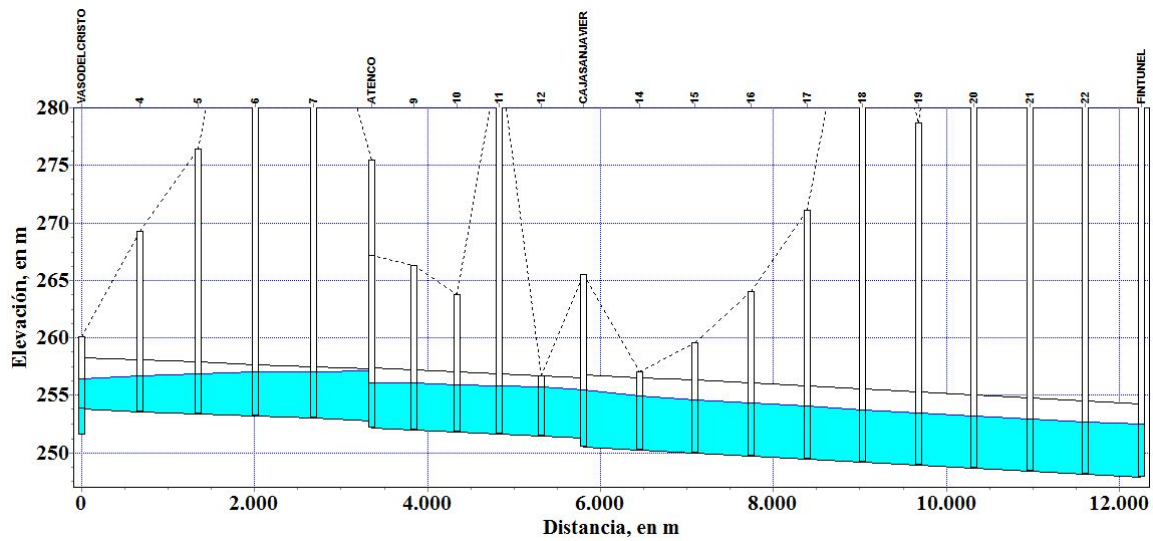


Figura 4.16 Perfil del túnel actual, niveles máximos con el canal abierto revestido los primeros 6 km. Alternativa 2

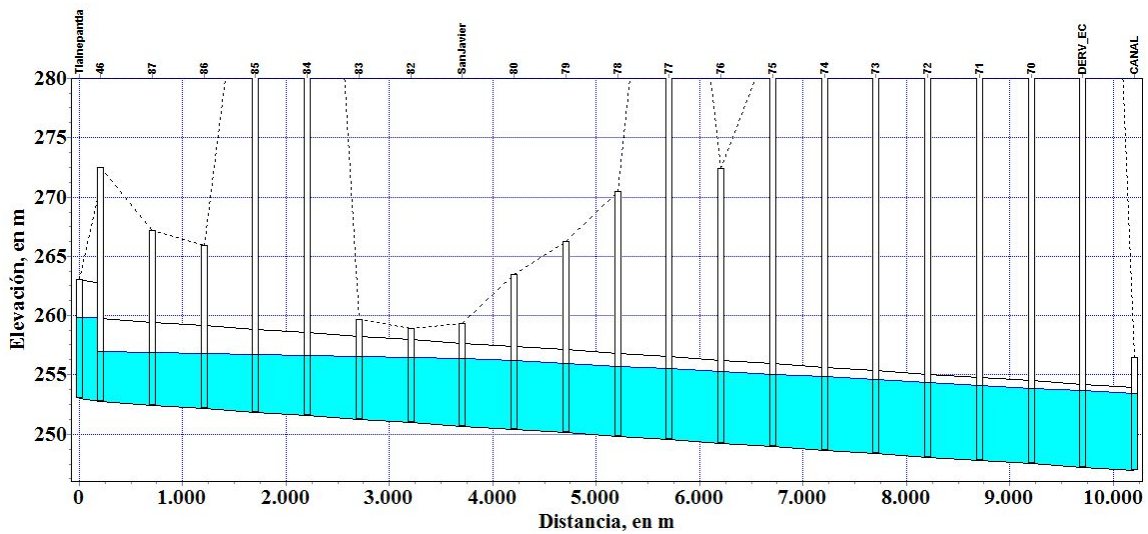


Figura 4.17 Perfil del túnel nuevo, niveles máximos con el canal abierto revestido los primeros 6 km. Alternativa 2

En el perfil hidráulico, la sección con niveles críticos se encuentra donde termina el revestimiento y a partir de ahí los tirantes decrecen lentamente como se muestra en figura 4.18.

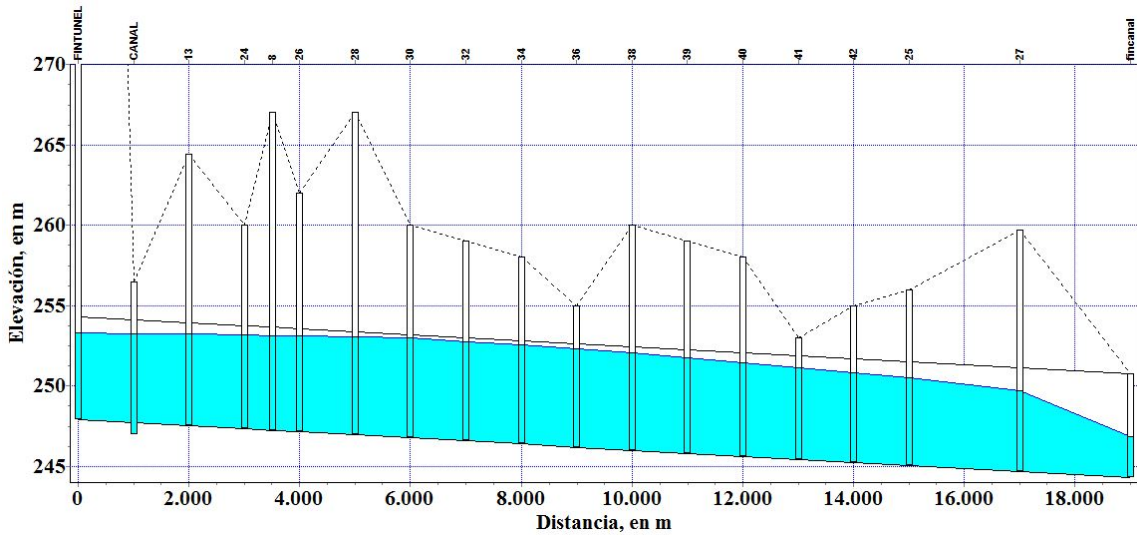


Figura 4.18 Perfil del canal abierto, niveles máximos con el canal revestido los primeros 6 km. Alternativa 2

En cuanto a los tirantes en el Canal, al final del revestimiento, estos alcanzan los 6.27 m restando un bordo libre de 17 cm. Esto se puede observar en la figura 4.19, donde se muestra una comparación del perfil con el canal revestido y con el canal con material natural.

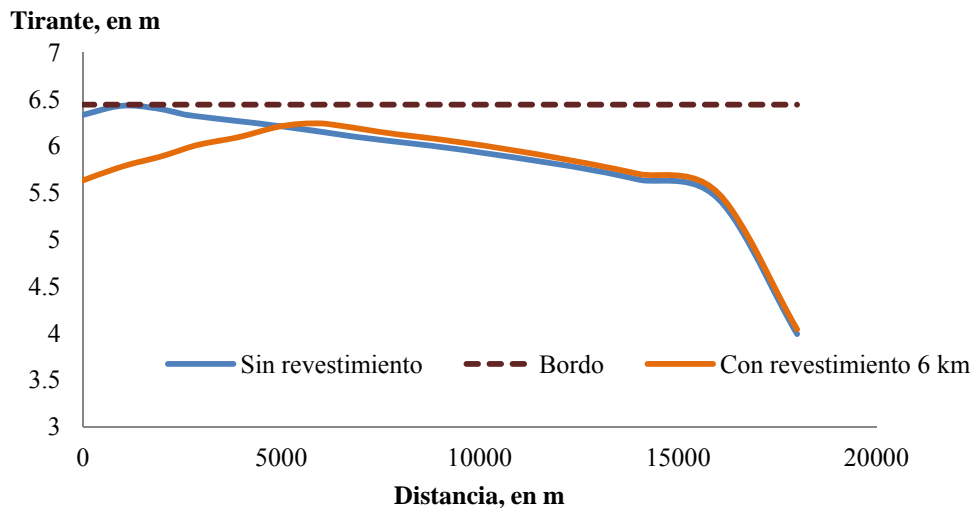


Figura 4.19 Comparativa de perfil hidráulico con y sin revestimiento. Alternativa 2

Para disminuir los tirantes del perfil hidráulico, sería necesario revestir una longitud mayor pues éstos ya están condicionados por la resistencia del propio canal para la magnitud del flujo que conduce. Por lo anterior, se propone estudiar la alternativa de que el nuevo Túnel Emisor del Poniente II descargue en la Lumbra 4 del Emisor Central para evitar comprometer el funcionamiento del Canal. Con esto, se pretende evitar el revestimiento del Canal que derivaría en constantes inversiones en limpieza y dragado del cauce más allá de las habituales para su adecuado funcionamiento hidráulico.

4.2.3. Alternativa 3. Conexión del nuevo Túnel al Emisor Central.

Para esta condición se simuló una compuerta que descargaría al Emisor Central, específicamente a la Lumbra 4. Esta compuerta opera de la siguiente manera: Se realiza una apertura cuando el tirante del canal en el primer tramo rebase los 5.8 m (La altura del bordo es de 6.44 m) y se cierra cuando el tirante esté por abajo de los 5.6 m. En la figura 4.20 se muestra el esquema de la ubicación de esta compuerta de descarga al Emisor Central.

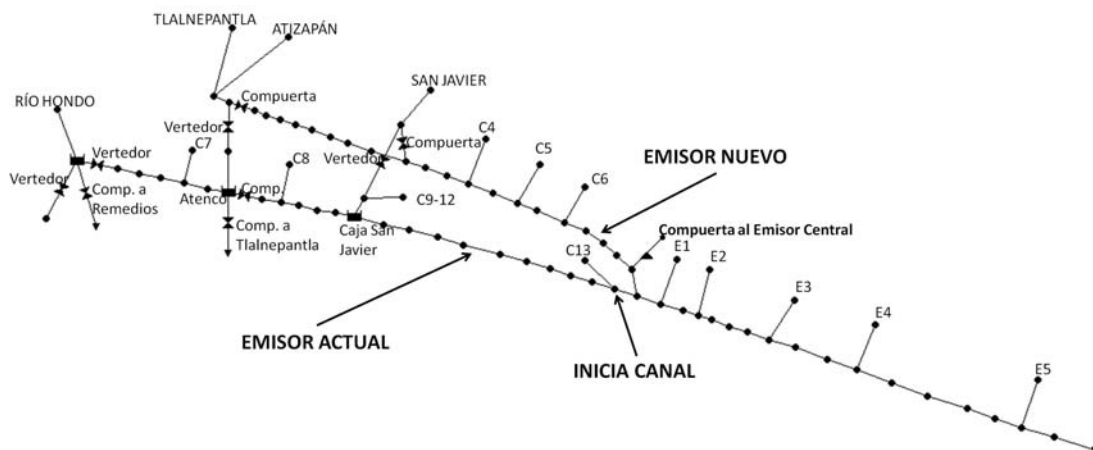


Figura 4.20 Modelo en SWMM con Compuerta al Emisor Central. Alternativa 3

Los niveles máximos en el Emisor del Poniente y Emisor Poniente II, resultan los que se muestran en las figuras 4.21 y 4.22, respectivamente.

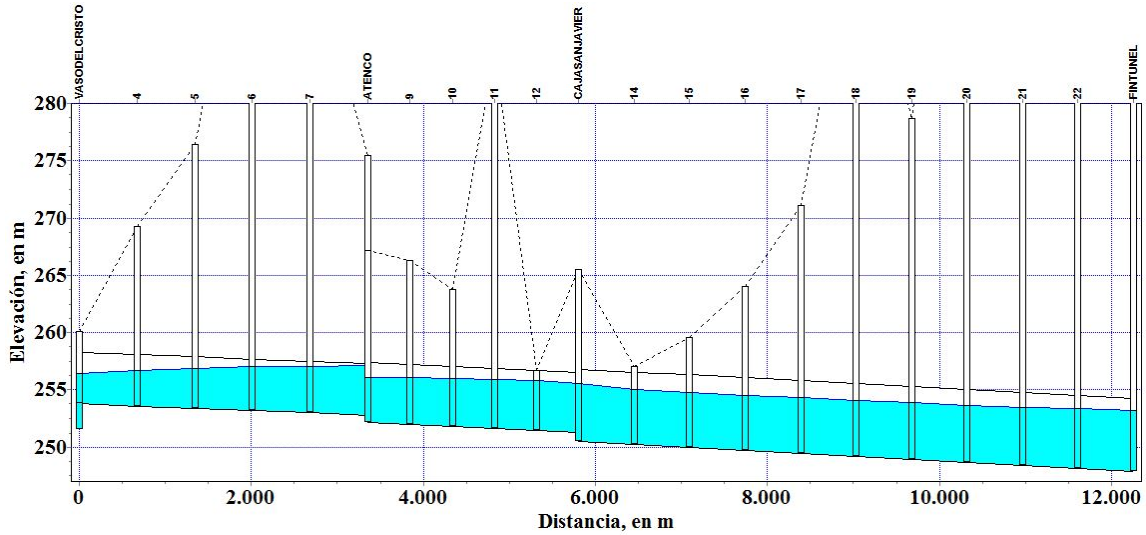


Figura 4.21 Perfil de túnel actual con niveles máximos. Alternativa 3

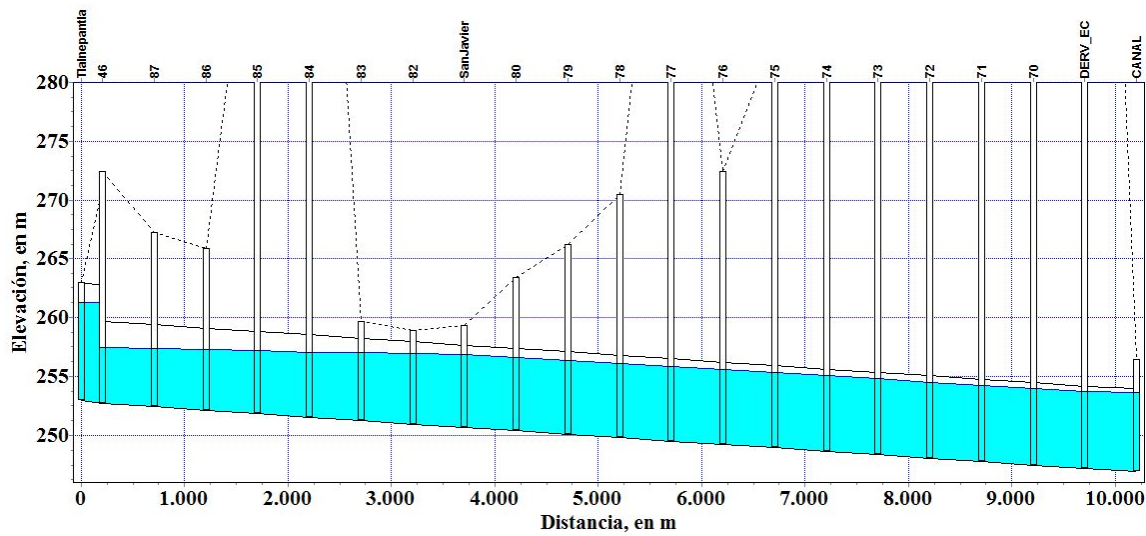


Figura 4.22 Perfil de túnel nuevo con niveles máximos. Alternativa 3

Las descargas que se realizan al Emisor Central se muestran en la figura 4.23. Como se observa, estas son de corta duración pero de una magnitud apreciable para la capacidad actual del Emisor Central.

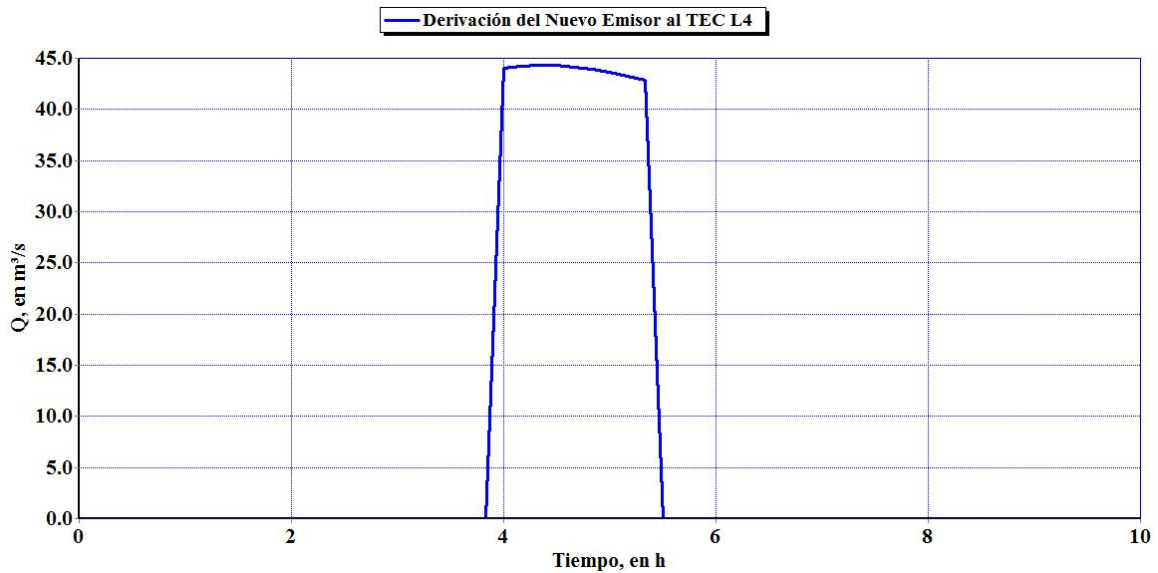


Figura 4.23 Gasto de descarga hacia el Emisor Central

De este modo, se obtiene una variación de gastos a la entrada del Canal como se muestra en la figura 4.24. A diferencia de las alternativas anteriores, se presenta un gasto máximo de corta duración con un decrecimiento acelerado generado por la descarga realizada en el Emisor Central, como se resaltó con anterioridad en la figura 4.23.

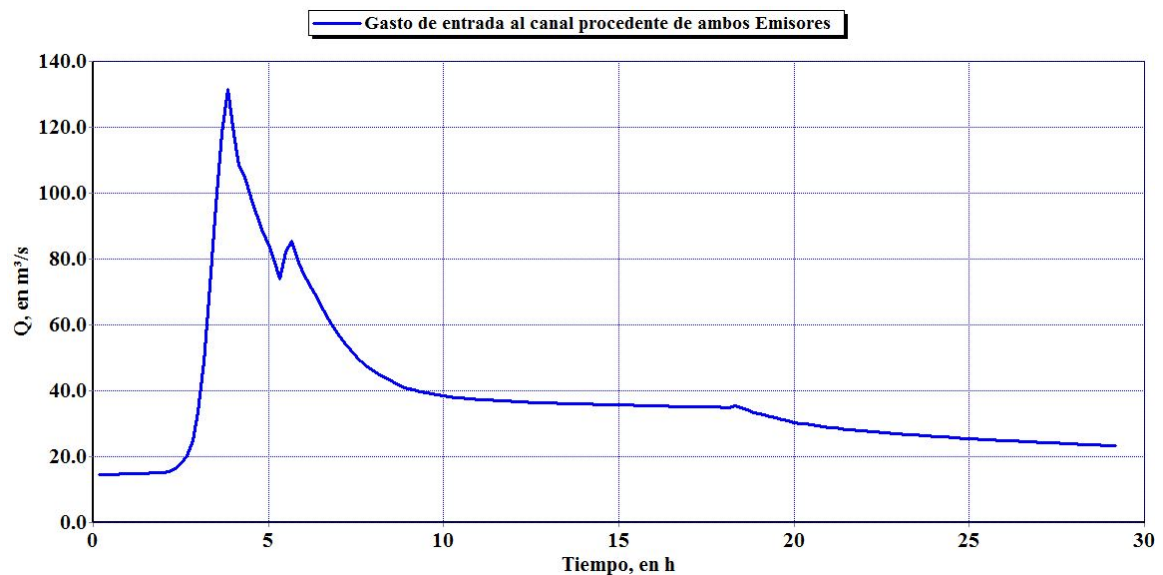


Figura 4.24 Gastos de entrada al canal abierto. Alternativa 3

La variación de los tirantes en el canal respecto a las alternativas analizadas anteriormente, se muestra en la figura 4.25. En este caso, los tirantes al comienzo del Canal son de 6 m con un bordo libre de 44 cm.

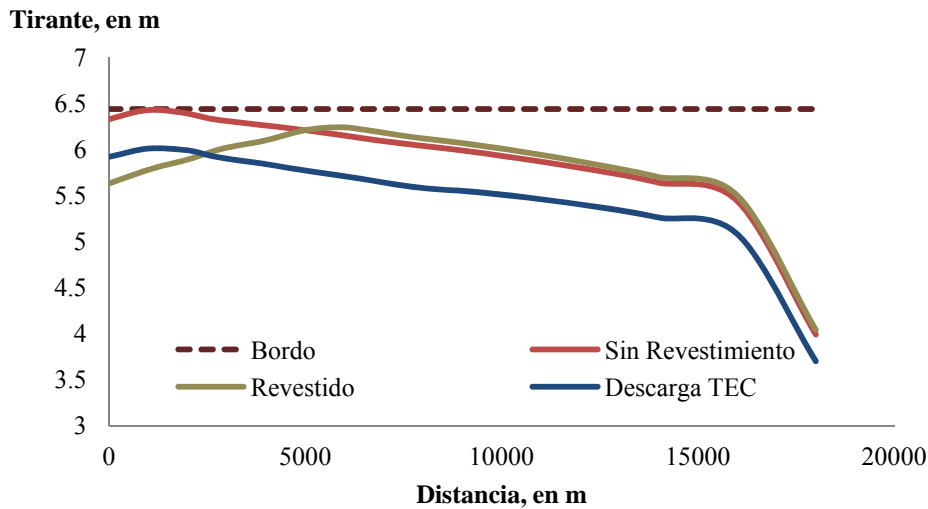


Figura 4.25 Perfil hidráulico en el canal abierto. Alternativa 3

Esta alternativa no proporciona seguridad ante un evento extremo para el correcto funcionamiento del Canal. La descarga del Emisor del Poniente II al Emisor Central puede verse frustrada si éste último se encuentra lleno y podría contribuir a un remanso hasta el comienzo del mismo, generando inundaciones en diversos puntos de la Ciudad de México. El análisis de los efectos de inundación en la parte baja de la zona oriente del Valle como consecuencia de esta descarga fueron realizados por el Instituto de Ingeniería utilizando el modelo matemático Mike 21, arrojando problemas en los Principales órganos del Drenaje del Valle de México.

Por último, en caso de no realizarse la descarga hacia el Emisor Central, la consecuencia sería el posible desbordamiento del canal abierto en sus primeros kilómetros.

4.2.4. Alternativa 4. Conexión del Emisor del Poniente II con el Vaso del Cristo.

Una de las soluciones que se consideran factibles por el análisis del subcapítulo 4.2.1, resulta la conexión del nuevo Emisor del Poniente con el Vaso del Cristo. Entre otras ventajas que habrán de irse mostrando en el presente subcapítulo, evitaría comprometer el ya de por sí saturado, Emisor Central, así como prescindir del revestimiento del canal, no así del mantenimiento de bordos y dragado cotidiano a fin de mantener una buena capacidad de conducción. El arreglo propuesto en esta alternativa se muestra en la figura 4.26.

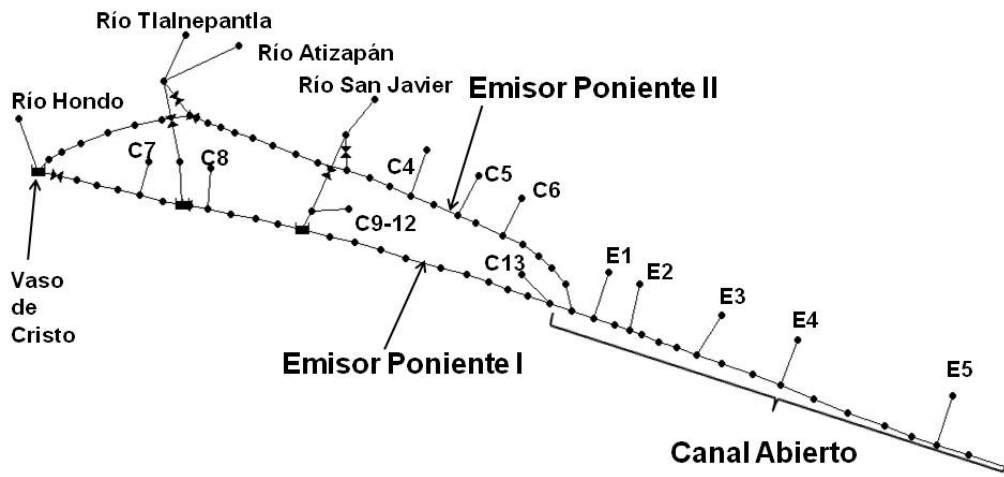


Figura 4.26 Modelo en SWMM de nuevo túnel desde el Vaso del Cristo. Alternativa 4

Las condiciones topográficas, asociadas a los niveles de fondo en el Vaso del Cristo y el Río Tlalnepantla, hacen necesario un cajón para poder realizar la mencionada conexión. Este cajón, contará con una longitud aproximada de un kilómetro como se observa en el perfil hidráulico de la figura 4.27. Una vez transcurrida esta longitud, se tomaría la sección circular originalmente propuesta en la figura 4.3 ya que no existen mayores limitantes topográficas.

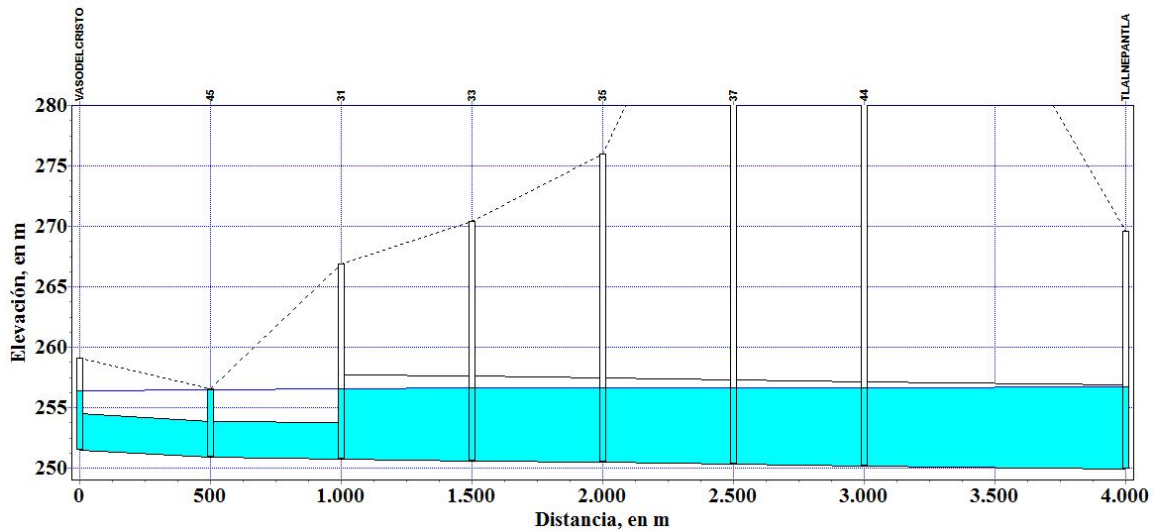


Figura 4.27 Perfil túnel nuevo con cajón al primer kilómetro. Alternativa 4

La sección transversal propuesta es de dos cajones de 3 m de alto por 5 m de ancho como se muestra en la figura 4.28. Esta sección deberá estar capacitada para trabajar con presiones superiores a la atmosférica, según se observó en la simulación de la figura 4.27.

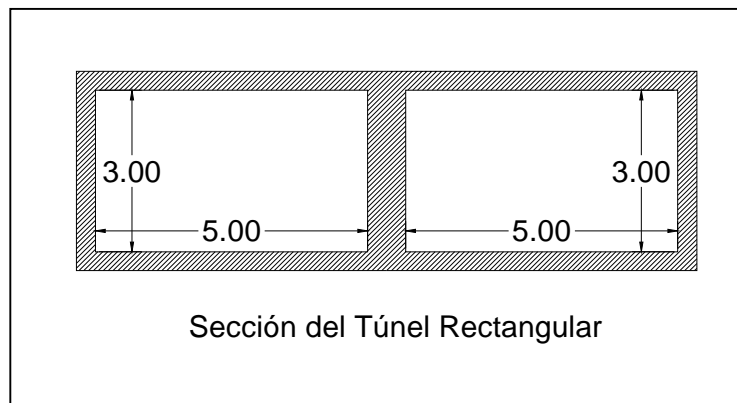


Figura 4.28 Sección transversal de los cajones, sin escala. Alternativa 4

Esta conexión permite la posibilidad de un flujo bidireccional en el cajón, que a su vez, regula grandes avenidas de los ríos más caudalosos como lo son el Tlanepantla y Atizapán en el Vaso del Cristo. Para lograr el flujo Norte-Sur, la alternativa contempla la colocación de compuertas en las incorporaciones del Río Tlanepantla a los Emisores del Poniente. De esta manera, se tiene un flujo hacia el Vaso del Cristo, regulando la rama ascendente de los hidrogramas. Este volumen es regulado en el almacenamiento, y una vez transcurrido el evento, se abren las compuertas para desalojar el volumen acumulado en el Vaso del Cristo con un régimen controlado y así tener la capacidad de regulación ante futuras tormentas.

La operación de las compuertas se recomienda respecto al monitoreo de condiciones en tiempo real como se simuló; la compuerta estará totalmente abierta mientras el tirante en la entrada del Canal abierto se encuentre por debajo de los 4.5 m, cuando el tirante supere los

4.5 m, se cierra parcialmente la compuerta comenzando a tener un flujo hacia el Vaso del Cristo, por último, cuando estos tirantes alcancen los 5 metros, la compuerta se cierra completamente y la totalidad del flujo tiene dirección Norte-Sur.

Por consiguiente, esta opción cumple los preceptos mencionados al comienzo del capítulo ya que no se realizan descargas por las compuertas y vertedor desde el Vaso del Cristo al Río de los Remedios ni por la compuerta de la caja Atenco hacia el Río Tlalnepantla evitando perjudicar la zona Oriente.

Finalmente, no se pone en riesgo el funcionamiento del Emisor Central al no descargar en la lumbrera 4 y a su vez, se evita algún desbordamiento provocando inundaciones aguas abajo tanto en los túneles como en el canal.

Los resultados de la simulación de esta alternativa, son los siguientes:

La repartición de los gastos de los ríos más caudalosos, Tlalnepantla y Atizapán se muestra en la figura 4.29. En tanto, la repartición del Río San Javier es la misma que las simulaciones anteriores, figura 4.5.

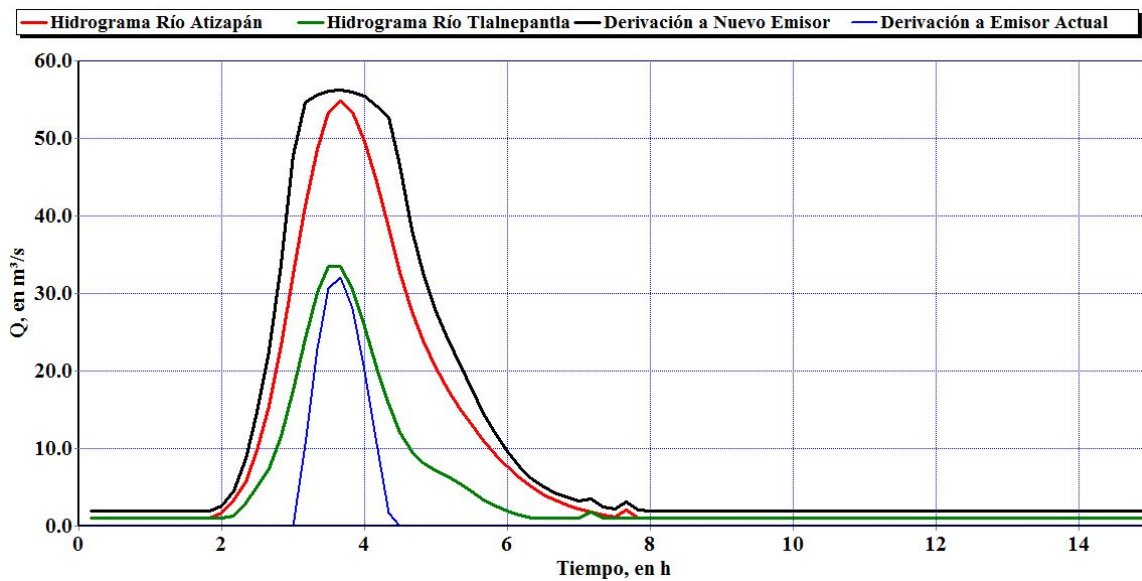


Figura 4.29 Repartición de los ríos Tlalnepantla y Atizapán. Alternativa 4

En la figura 4.30 se observa el hidrograma del Río Hondo al Vaso del Cristo, así como la variación del gasto entre el Vaso, la caja de Atenco y el nuevo Emisor. Se destacan los efectos de la avenida máxima en el Río Tlanepantla, la cual genera mayores ingresos al Vaso del Cristo respecto a alternativas anteriores. Sin embargo, tanto antes como después de ese lapso puede descargar por los dos túneles, por lo que los almacenamientos (figura 4.32) y los niveles máximos (figura 4.31) son menores y no hace falta descargar hacia el oriente a través del Río de Los Remedios.

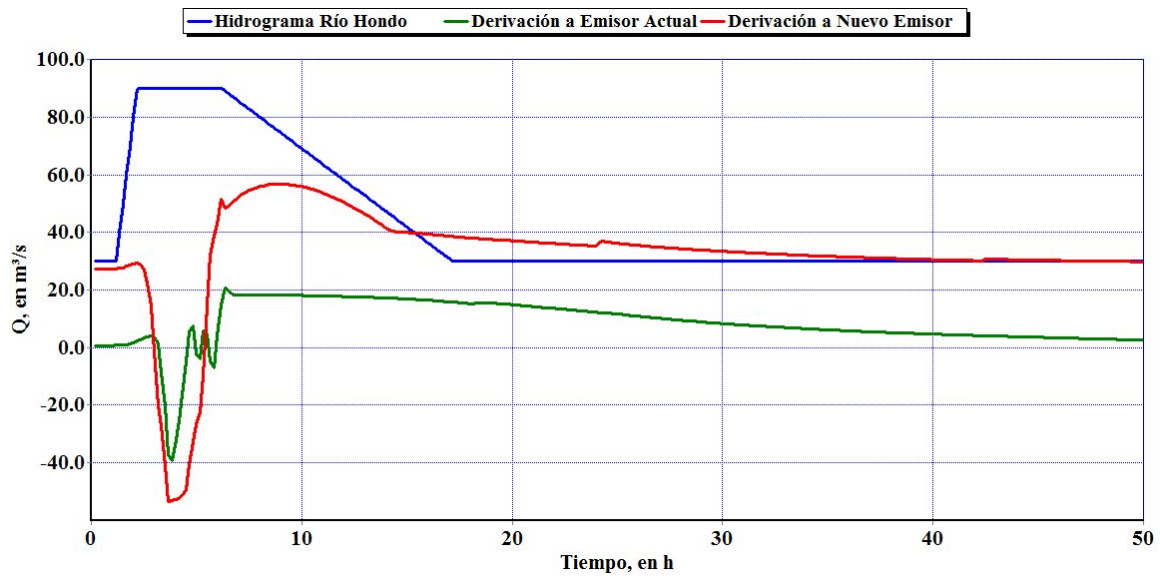


Figura 4.30 Gastos de entrada y salida en el Vaso Del Cristo. Alternativa 4

Los niveles y volúmenes almacenados en el Vaso del Cristo son los que se muestran en las figura 4.32 y figura 4.31. La diferencia entre la respuesta del Vaso del Cristo ante el evento de diseño, con la alternativa 1 y la última es considerable; los volúmenes almacenados en el Vaso del Cristo son bastante menores para la alternativa 4 y el vaciado es más rápido, gracias a la capacidad de descarga para gastos base que se tiene con ambos túneles. De este modo, se observan las ventajas de utilizar mejor la capacidad de regulación del Vaso del Cristo ante picos de los Ríos Hondo y Tlalnepantla durante eventos críticos.

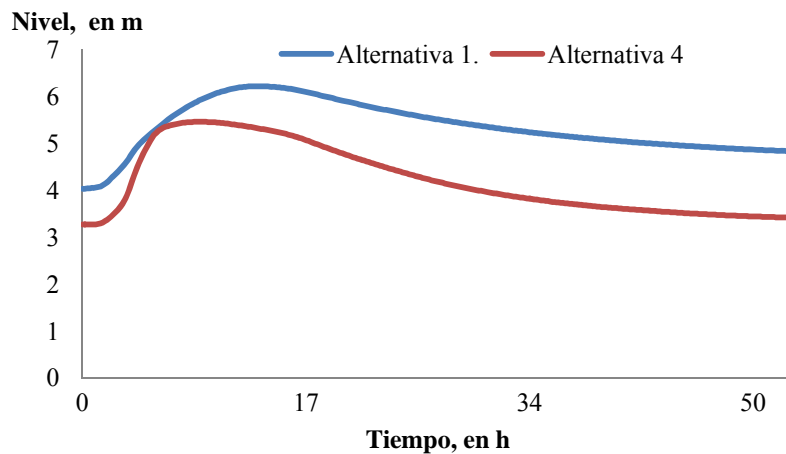


Figura 4.31 Comparación de los niveles en el Vaso del Cristo entre Alternativa 1 y 4

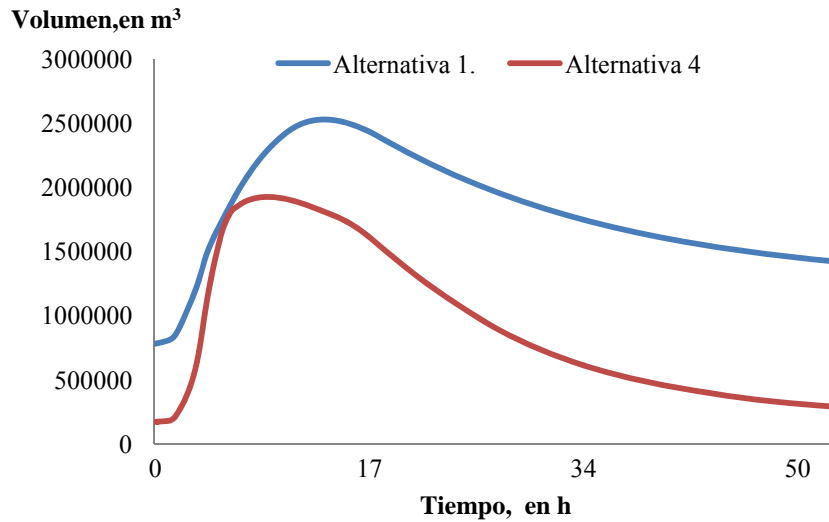


Figura 4.32 Comparación de los Volúmenes en el Vaso del Cristo entre Alternativa 1 y 4

La variación del gasto de entrada y salida de la caja Atenco se muestran en la figura 4.33. Mientras, en la figura 4.34 se muestran los niveles en la caja; se destacan éstos por debajo de los límites mostrados en el subcapítulo 4.2 en la figura 4.1.

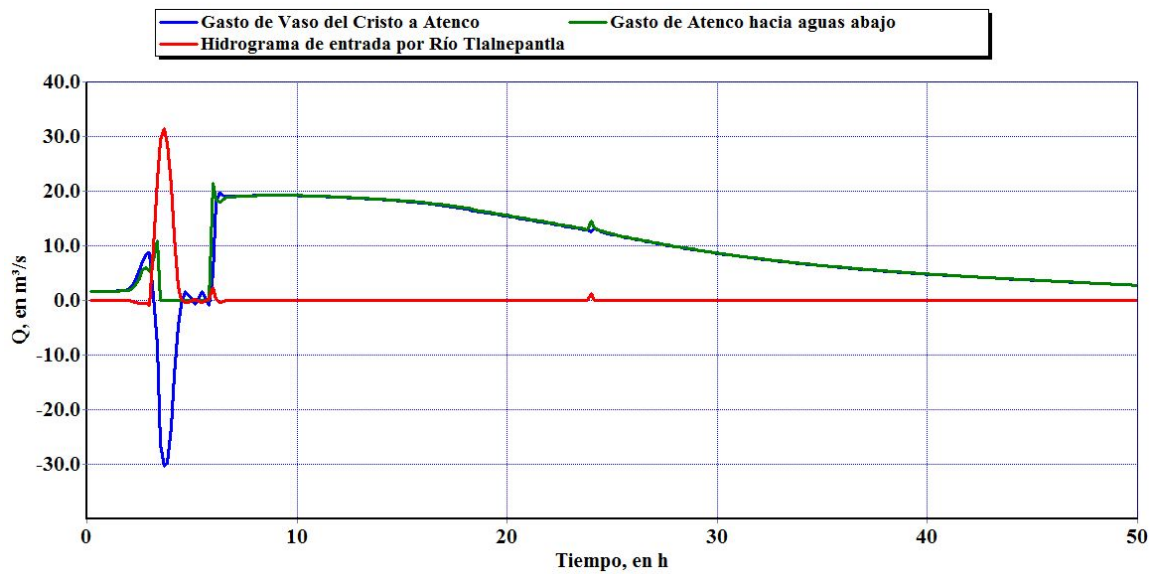


Figura 4.33 Gastos de entrada y salida la caja Atenco. Alternativa 4

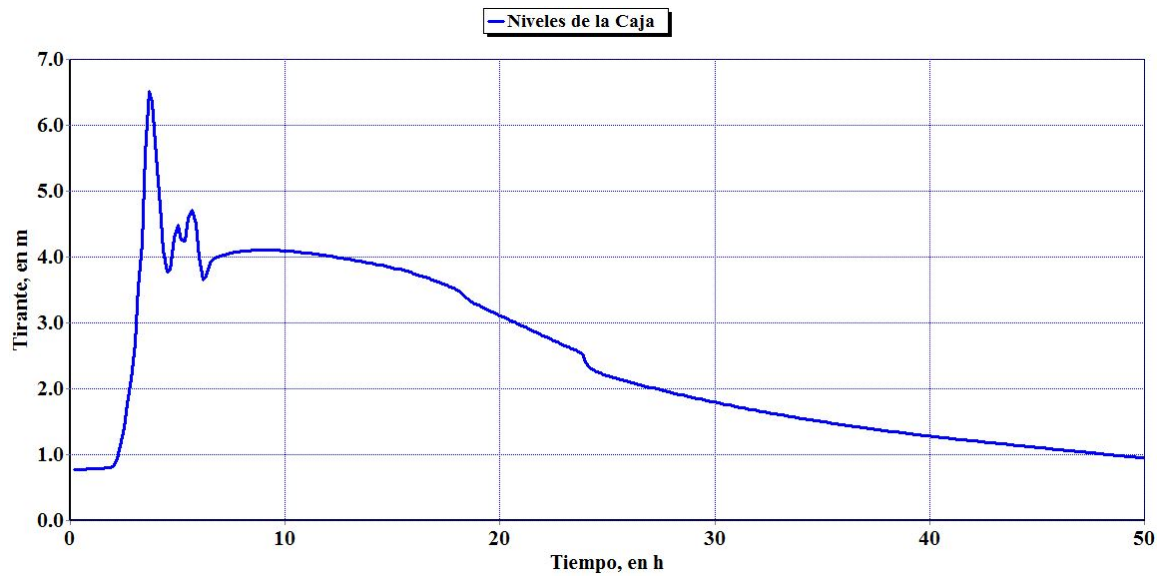


Figura 4.34 Niveles en la caja Atenco. Alternativa 4

Los niveles máximos en el actual Emisor del Poniente se muestran en la figura 4.35 y análogamente, en la figura 4.36 se muestran los niveles críticos para el nuevo Emisor del Poniente II. Entre los 2000 metros y la Caja Atenco, el Emisor actual trabaja a presión, sin embargo, en ese tramo no se compromete ninguna zona urbana debido a que el nivel del terreno está por encima del propio túnel. Por otra parte, como se había estimado, el nuevo Emisor, opera como un conducto a presión entre el Vaso del Cristo y el Río Tlalnepantla.

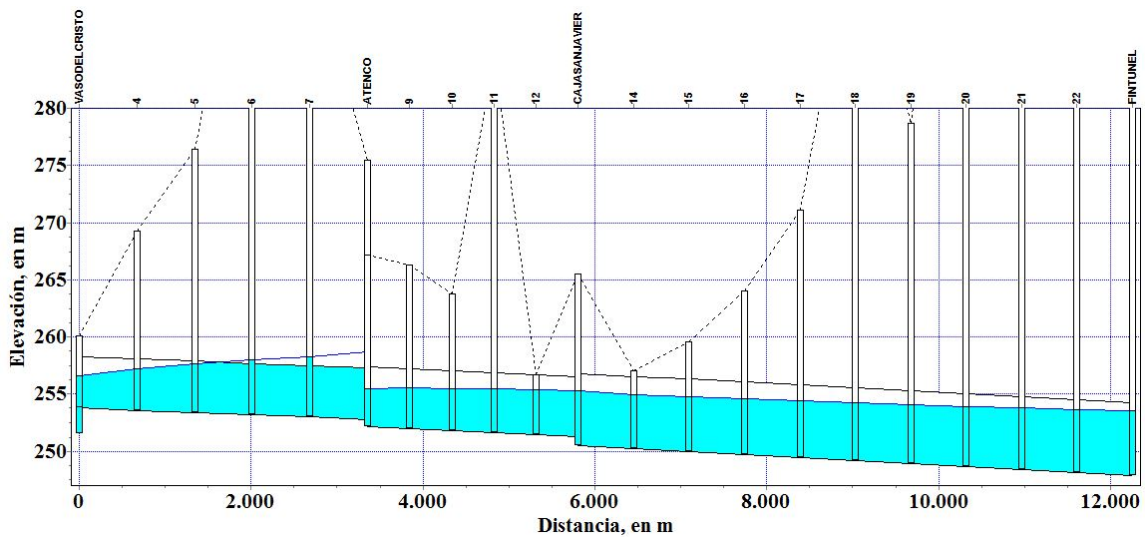


Figura 4.35 Perfil del túnel actual, niveles máximos. Alternativa 4

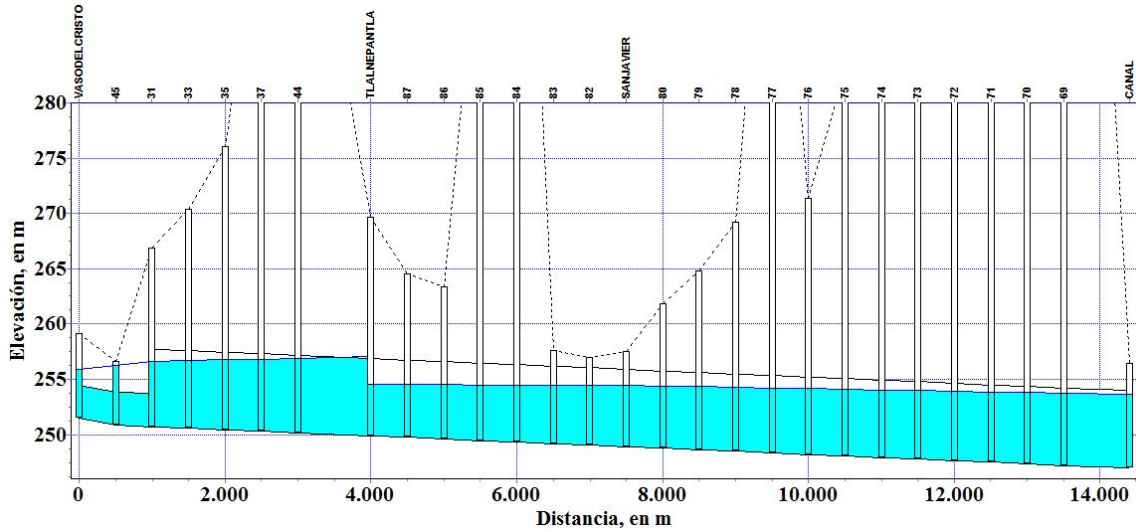


Figura 4.36 Perfil del túnel nuevo, niveles máximos. Alternativa 4

Los niveles críticos en el canal para esta alternativa y el resto de las alternativas, se muestran en la figura 4.37. Destaca el buen funcionamiento por debajo de niveles elevados asociados a mayor riesgo de inundación.

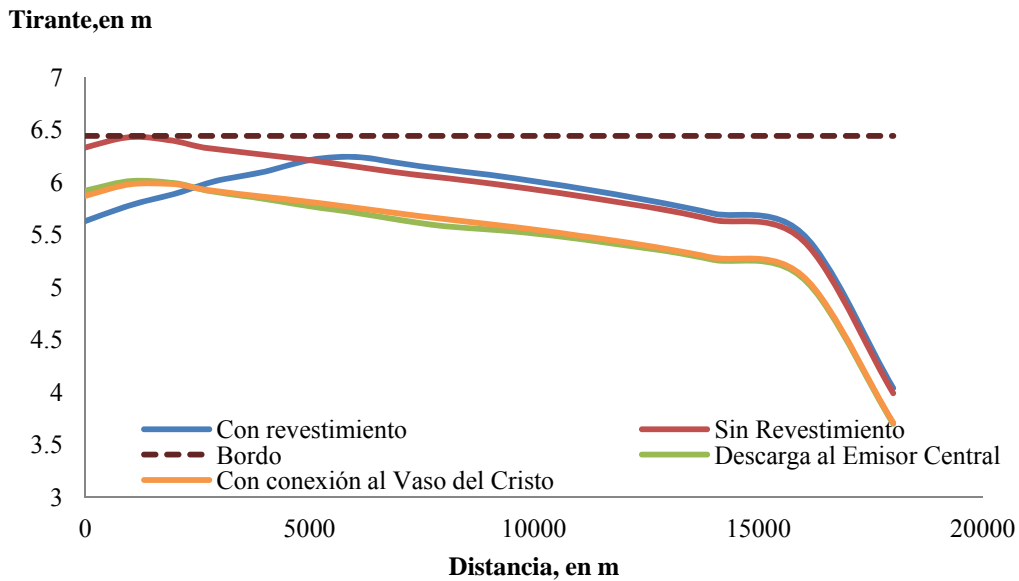


Figura 4.37 Perfil del canal abierto, niveles máximos. Alternativa 4

Los gastos proveniente de ambos Emisores y sus tirantes asociados en el comienzo del canal, son los que se muestran en las figuras 4.38 y 4.39, respectivamente.

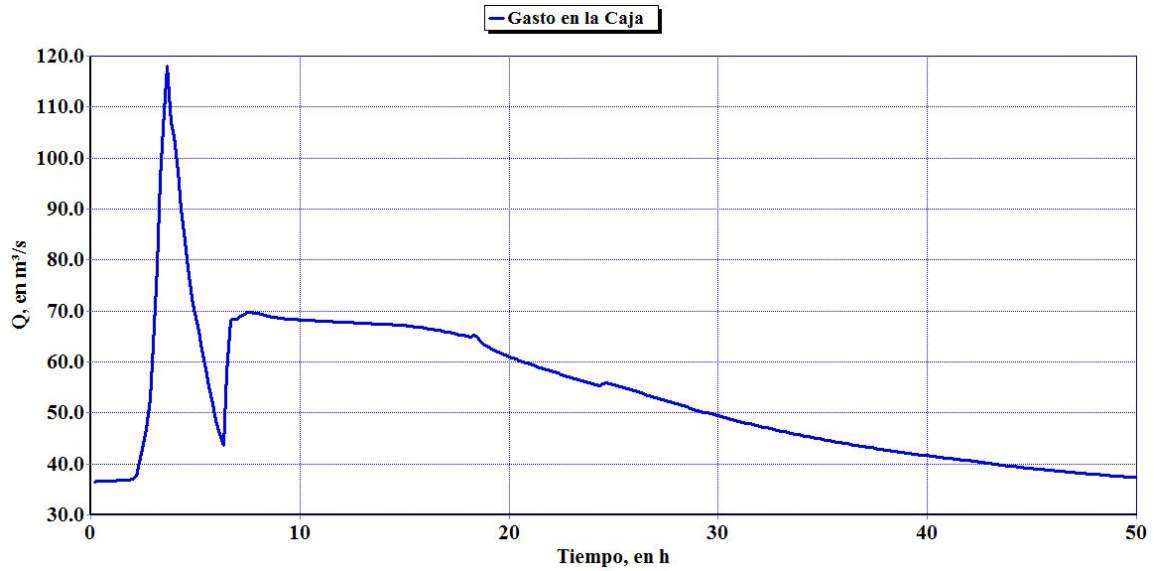


Figura 4.38 Gasto de entrada al canal abierto. Alternativa 4

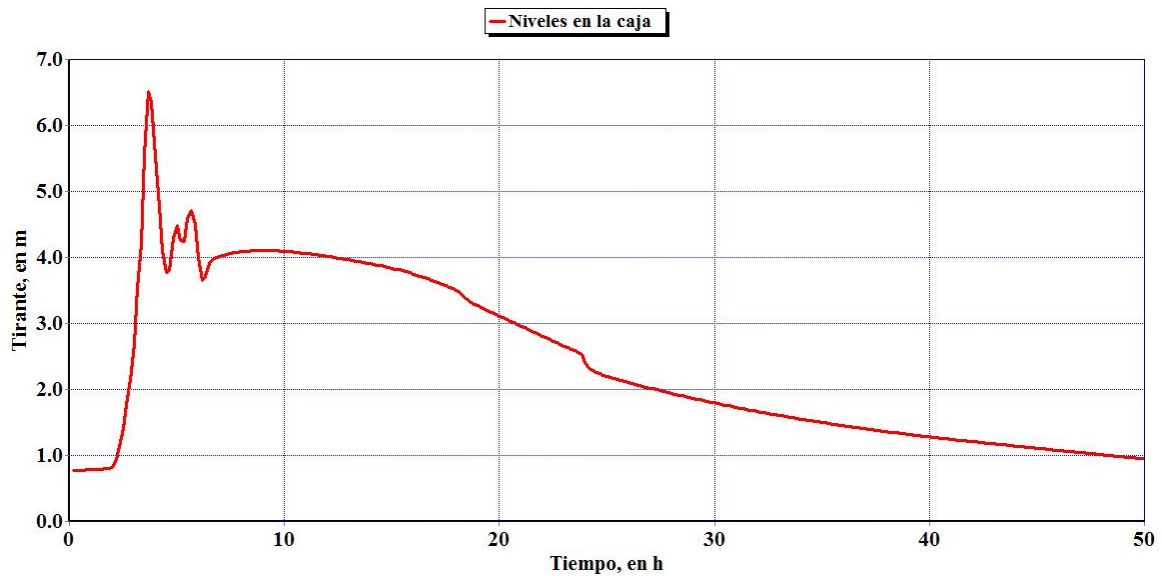


Figura 4.39 Tirante de entrada al canal abierto. Alternativa 4

Esta modelación se realizó operando las compuertas del Río Tlalnepantla hacia aguas abajo de ambos Emisores; cuando se alcanzaban tirantes entre los 3.5 y 4.5 m en la primer sección del canal abierto, se cerraba el 20% de la abertura de la compuerta; cuando los tirantes a la entrada del canal alcanzaban los 5.1 metros, se cerraba por completo. Se decidieron analizar esquemas de operación diferentes, de tal manera que se abatieran los niveles mostrados en las figura 4.37 y figura 4.39 referentes a los tirantes en el canal. Se analizó un escenario cerrando la compuerta al alcanzar los 4.5 m y disminuir con ayuda de la compuerta, al 20% el flujo entre los 4 y 4.5 m. Análogamente, se realizó este procedimiento teniendo como nivel crítico los 4 metros y cerrar el 20% de la compuerta entre los 3 y 3.5 m. Los resultados se muestran en la figura 4.40.

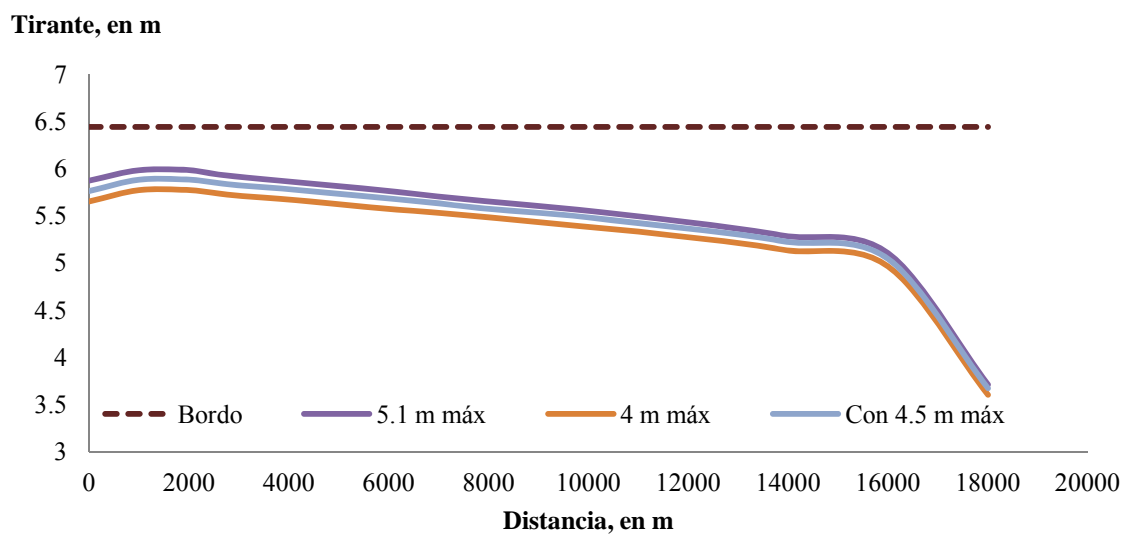


Figura 4.40 Tirantes según operación de la compuerta

Lo anterior, es producto de la forma de operación de las compuertas del Río Tlalnepantla hacia aguas abajo. Estas opciones aprovechan la capacidad de regulación del Vaso del Cristo. Sin embargo, se hace hincapié en no incurrir en una cuestión poco práctica, manipulando las compuertas sino se ve comprometido el Canal abierto.

Con esta alternativa se consigue manejar las avenidas de la zona poniente, desde el Interceptor del Poniente hasta el final del Emisor del Poniente sin dejar pasar el agua hacia la zona conflictiva del Oriente, sin descargar al Emisor Central y sin comprometer el funcionamiento de la propia infraestructura hidráulica del poniente. Esto cumple con la estrategia planteada en los planes generales de drenaje de la zona metropolitana.

4.2.5. Resumen

En la tabla 4.1 se muestran las principales ventajas y desventajas de cada alternativa analizada previamente.

Tabla 4.1 Ventajas y desventajas por alternativa

Alternativa	Ventajas	Desventajas
1	<ul style="list-style-type: none"> Evitar saturación del actual Emisor del Poniente. Mejor distribución de gastos, evitando picos muy fuertes. Aprovechamiento de capacidad de regulación del canal abierto. 	<ul style="list-style-type: none"> Aumenta la complejidad en la operación del Sistema Principal del Drenaje aún más. Alto riesgo de desbordamiento en el canal
2	<ul style="list-style-type: none"> Reduce tirantes en los primeros kilómetros del canal. 	<ul style="list-style-type: none"> Mantiene un alto riesgo de desbordamiento y elevando costos del proyecto.
3	<ul style="list-style-type: none"> Evitar revestimiento del Canal. 	<ul style="list-style-type: none"> Imposibilidad de descarga, desbordando Canal. Provocar remanso del Emisor Central hacia el Centro de la Ciudad, provocando pérdidas cuantiosas. Saturación de Emisor Central. Tirantes altos en el Canal, muy al límite de los críticos.
4	<ul style="list-style-type: none"> Aprovechamiento del Vaso del Cristo. Menores niveles máximos en dicho Vaso, sin descargar al río de los Remedios Regulación de avenida, evitando grandes presiones en conductos subterráneos. Niveles adecuados en el canal abierto sin comprometer poblaciones en las inmediaciones del Trazo de los Emisores. 	<ul style="list-style-type: none"> Mayor costo de longitud extra de Túnel Emisor. Diseño a presión de los primeros kilómetros del nuevo Emisor.

CAPÍTULO 5. Conclusiones

En los últimos años, se ha retomado un antiguo dilema sobre el funcionamiento del drenaje del Valle de México, donde éste combina el escurrimiento pluvial con las aguas negras. Lo anterior, aunado a los problemas de abastecimiento, da pie a cuestionar el posible aprovechamiento de escurrimientos perennes y esporádicos.

Según se mostró en las simulaciones de cada alternativa de operación del nuevo Túnel Emisor del Poniente II, la capacidad de regulación es crucial para las avenidas. Esto, comprobó la importancia de pugnar por la preservación de dichas zonas y en la medida de lo posible, crear más de estas. De esta forma, se regularían los picos de las grandes avenidas, y posteriormente, se descargarían controladamente, permitiendo un posible aprovechamiento previo a la exportación a otras cuencas.

Desde hace aproximadamente una década, académicos y expertos en el sector hidráulico han analizado la necesidad de una obra de la envergadura de un nuevo Emisor para la zona Poniente. Como producto del crecimiento de la población de la zona conurbada del Distrito Federal, se requiere un sistema de drenaje en constante crecimiento superando la capacidad política y de planeación actualmente funcionando en México.

Los periodos políticos no resultan compatibles con las necesidades de una urbe con las tasas de crecimiento (especialmente de la zona conurbada) que se presentan en la actualidad y por consiguiente, se requiere una modificación en la legislación pertinente sobre los planes urbanos y estrategias a seguir, al menos, para los próximos 50 años.

5.1. Conclusiones teóricas

El método del Servicio de Conservación de Suelo (SCS, Soil Conservation Service) con el parámetro del Número de Curva permite hacer una adecuada estimación del coeficiente de escurrimiento.

El Número de curva considera las características del terreno, según la calidad de los modelos digitales de elevación. Por otro lado, el coeficiente de escurrimiento, representa un porcentaje de la lluvia que escurre, sin embargo resulta un valor promedio para la cuenca en estudio.

Las ventajas del Número de curva estarán en función del Modelo Digital de Elevaciones empleado y de la calidad de información de uso de suelo existente. Por ello, constituye una gran herramienta para el análisis de cuencas urbanas o semi-urbanizadas donde se tienen diversos tipos de suelo como lo son las cuencas analizadas en este trabajo.

En la medida que se mejore la información de uso y tipo de suelo por parte del INEGI, así como los modelos digitales de elevación, esta metodología podrá arrojar resultados más acertados para cuencas pequeñas. Adicionalmente, es conveniente contar con mediciones

simultáneas de lluvias y escurrimientos, que permitan calibrar algunos parámetros del modelo.

Los cálculos correspondientes a los coeficientes de escurrimiento, han demostrado que la infraestructura más antigua, ha sido rebasada por el crecimiento demográfico de la zona conurbada del Distrito Federal y las recientes inundaciones por colapso de esta son una muestra clara de esta situación.

Se resalta los buenos resultados obtenidos con el Modelo de Pronóstico de Escurrimiento que, pese a las incertidumbres inherentes al gasto base de los ríos del Poniente y la información pluvial, logró reproducir, según la información con la que se cuenta, el evento del 2009.

En cuanto a la formulación del modelo matemático, las consideraciones hechas respecto a los controles interpuestos en las confluencias de los ríos y derivaciones, reprodujeron el comportamiento histórico en algunos puntos clave, como los niveles presentados en la Caja Atenco en 2009.

Por último, sobre el análisis de las alternativas en el trazo y funcionamiento del Emisor del Poniente II, se puntualizan algunos hechos. El trazo propuesto por Conagua no aprovecha la capacidad de regulación del Vaso del Cristo y por el contrario, compromete el comportamiento del tramo abierto del Emisor hasta la derivación en el Canal de Santo Tomás. Por otra parte, el revestimiento del tramo abierto en una parte de su longitud o en su totalidad, reduciría la capacidad de regulación del propio cauce y no daría una solución integral al drenaje de la zona Poniente.

La alternativa descargando el nuevo Emisor del Poniente II en la lumbrera no. 4 del Emisor Central resuelve momentáneamente el problema. Sin embargo, el tramo abierto del Emisor mantiene una operación comprometida, se comprometen zonas del Centro de la Ciudad por el remanso que provocaría la incorporación de 45 m³/s en este sitio.

El funcionamiento del actual Emisor del Poniente en eventos previos, ha evidenciado un flujo bidireccional entre la confluencia del Río Tlalnepantla y el Vaso del Cristo, destacando la necesidad de revisar el funcionamiento del mismo. Con análisis de la alternativa conectando el nuevo Emisor al Vaso del Cristo, muestra que de esa forma se aprovecha en buena manera de la capacidad de regulación de un importante almacenamiento para la Ciudad. Con esto se logra el correcto funcionamiento de ambos Emisores y del tramo abierto hasta el Canal de Santo Tomás sin comprometer el bienestar de las zonas urbanas en el trazo de la infraestructura hidráulica. (Camdessus, y otros, 2004)

5. 2. Recomendaciones

Según lo observado en este trabajo, los sistemas de aforo de los diversos conductos del Valle requieren una revisión, a fin de tener un manejo de eventos extraordinarios más eficiente.

Es necesario mejorar y verificar el funcionamiento de la red pluviométrica y pluviográfica en el Valle de México, para así, permitir la formulación de sistemas de alerta temprana para diversas situaciones de interés.

Por otra parte, se debe tener en constante discusión y verificación los lineamientos y protocolos de operación del Sistema del Drenaje del Valle en caso de tener lluvias convectivas o generalizadas, lo cual debe estar estipularse en el manejo del mismo y de cada uno de sus órganos para tomar acciones coordinadas a fin de evitar afectaciones.

En la formulación del modelo matemático, es importante definir el intervalo de tiempo utilizado en el cálculo y los gastos base en cada conducto, ya que cuando estos tienden a ser muy pequeños, se producen inestabilidades en el modelo.

Finalmente, para futuros trabajos y previo a la construcción del Emisor en cuestión, se recomienda un análisis detallado del diseño de transiciones locales como lo son lumbreras, cambios de direcciones bruscos y captaciones a fin de que éstos no reduzcan la eficiencia del nuevo Emisor en su conjunto.

Bibliografía

Aparicio M. Francisco Javier Fundamentos de Hidrología de superficie. [Libro]. - México : Limusa, 2011.

Bentley Systems Bentley Systemas, Incorporated. [En línea]. - 2008. - 10 de Abril de 2013. - http://docs.bentley.com/en/HMSewerGEMS/SewerGEMS_Help-16-007.html.

Camdessus Michel [y otros] Agua para todos [Libro] / trad. Picone Leticia Hulsz. - París : Robert Lafont, 2004. - En español, 2006.

Carloz García Ma. Telma Luz Demostración de la efectividad de un programa para el tránsito de avenidas en un sistema de colectores con datos medidos [Libro]. - Distrito Federal : [s.n.], 1981.

Comisión Nacional del Agua Diálogos por el Cambio Climático y las Inundaciones en el Valle de México [Libro]. - Distrito Federal : SEMARNAT, 2012.

Comisión Nacional del Agua Diálogos por el Cambio Climático y las Inundaciones en el Valle de México [Libro]. - Distrito Federal : SEMARNAT, 2012.

CONABIO Climas (Clasificación de Koppen, modificado por García) [Informe]. - México, D.F. : CONABIO, 1998.

Conagua Actualización del funcionamiento hidráulico del Sistema de drenaje del área metropolitana del Valle de México [Informe]. - México : [s.n.], 2003.

D.D.F.Secretaría de Obras y Servicios. D.G.C.O.H. El Sistema Hidráulico del Distrito Federal. Un servicio público en transición. [Libro] / ed. Guerrero V Guillermo, Moreno F. Andrés y Garduño V Héctor. - 1982. - 1500.

Departamento del Distrito Federal Memoria de las obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal [Libro]. - México : [s.n.].

DGCOH Manual de Hidráulica Urbana. Tomo 1. [Libro]. - Distrito Federal : [s.n.], 1982. - pág. 182.

Domínguez M. Ramón [y otros] Manual del Modelo de pronóstico de escurrimiento. [Libro] / ed. México Universidad Nacional Autónoma de. - Universitaria : [s.n.], 2008. - Vol. I : pág. 100.

Environmental Protection Agency Storm water management model quality assurance report: Dynamic Flow Routing [Informe] : Revisión. - Cincinnati : [s.n.], 2006. - pág. 115.

Franco Domínguez Carlos Gonzalo Análisis regional de lluvias convectivas. Aplicación al Valle de México. [Libro]. - Ciudad Universitaria : División de Estudios de Posgrado. Facultad de Ingeniería., 1998.

IDESA S.A. Manual para el uso del programa TUAVE [Libro]. - México D.F. : Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, Departamento del Distrito Federal, 1982.

Bibliografía

Instituto de Ingeniería ANÁLISIS DEL EVENTO DEL 6 DE SEPTIEMBRE DE 2009 QUE PROVOCÓ UNA FALLA EN EL EMISOR PONIENTE DEL SISTEMA PRINCIPAL DE DRENAJE DEL VALLE DE MÉXICO [Informe]. - Ciudad Universitaria : [s.n.], 2010.

Instituto de Ingeniería Estudios complementarios del sistema de drenaje profundo ante la posible incorporación de la descarga del emisor poniente II a la lumbrera 4 del Emisor Central. [Informe]. - México : [s.n.], 2012.

Instituto de Ingeniería Sistema para el control y drenaje de las Avenidas en el área metropolitana del Valle de México. [Informe]. - Distrito Federal : Instituto de Ingeniería, 1997. - pág. 7.

Morin Efrat [y otros] The characteristic time scale for basin hydrological response using radar data. [Publicación periódica] / ed. Hydrology Journal of. - Jerusalem : [s.n.], 15 de Mayo de 2001. - págs. 85-99.

Ortiz Gabriel Gabriel Ortiz.com [En línea]. - 20 de Diciembre de 2004. - 23 de Enero de 2013. - <http://www.gabrielortiz.com/index.asp?Info=058a>.

Sistema de Aguas de la Ciudad de México El gran reto del agua en la Ciudad de México. [Libro]. - Distrito Federal : [s.n.], 2012. - 2000.