



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Revisión del Diseño de un Colector
de Alcantarillado Pluvial con Alta
Pendiente en la Delegación Tlalpan**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Mario Alberto Roldan Leal

DIRECTOR DE TESIS

Dr. José Luis Herrera Alanís



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2017

AGRADECIMIENTOS

Mi tesis la dedico con todo mi afecto a mis padres Jorge Alberto Roldan Lozano y Guadalupe Leal Acevedo por su sacrificio y esfuerzo, por darme una carrera para mi futuro y por creer en mi capacidad, aunque hemos pasado momentos difíciles siempre han estado brindándome su comprensión, apoyo, cariño y amor incondicional.

A mi novia Marisol Guadalupe Guevara Pantoja que siempre me apoyo, me dio ánimo de seguir adelante con mis sueños para superarme y estuvo a mi lado en los momentos más difíciles y agotadores de este proceso.

Al Instituto de Ingeniería por brindarme los medios necesarios para poder llevarla a cabo y el apoyo de todos sus magistrales que fueron partícipes de este proceso, ya sea de manera directa o indirecta, para que finalmente pudiera graduarme como Ingeniero Civil.

A mi facultad tan amada por haberme permitido formarme en ella y vivir una de las mejores etapas de mi vida, que el día de hoy se vería reflejado en la culminación de mi licenciatura.

A mis familiares, compañeros y amigos presentes y pasados, quienes sin esperar nada a cambio compartieron su conocimiento, alegrías y tristezas y a todas aquellas personas que durante este proceso estuvieron a mi lado apoyándome y lograron que este sueño se hiciera realidad.

Por mi raza hablará el espíritu

Gracias a todos

Índice

Introducción.....	1
1. Antecedentes.....	3
1.1. Ciudad de México.....	4
1.2. Clima.....	5
1.3. Lluvia.....	5
1.4. Cobertura de alcantarillado por municipio.....	6
1.4.1. Tlalpan.....	7
1.4.1.1. Hidrografía.....	8
1.4.1.2. Clima.....	8
1.4.1.3. Acceso al agua potable y alcantarillado.....	9
2. Aspectos básicos.....	10
2.1. Fundamentos de Hidráulica.....	10
2.2. Fundamentos de Hidrología.....	20
2.3. Introducción al SWMM.....	24
3. Diseño convencional de alcantarillado pluvial.....	27
3.1. Criterios básicos.....	27
3.2. Consideraciones CONAGUA.....	40
3.3. Limitaciones del diseño convencional.....	43
3.4. Ejemplo.....	45
4. Diseño de alcantarillado pluvial con SWMM.....	57
4.1. Análisis de lluvia.....	57
4.2. Tubería Secundaria.....	61
4.3. Tubería Principal.....	68

4.3.1. Flujo uniforme	68
4.3.2. Flujo gradualmente variado.....	73
5. Diseños alternativos de redes de alcantarillado pluvial	81
5.1. Cambio de pendiente	81
5.2. Doble conducción	86
5.3. Nuevo interceptor	90
6. Análisis de resultados.....	96
7. Conclusiones y recomendaciones	97
Bibliografía	99

Índice de tablas

Tabla 1.4-1 Porcentaje de ocupantes en vivienda con drenaje	7
Tabla 2.1-1 Rugosidad absoluta de diversos materiales	13
Tabla 2.1-2 Valores de n para materiales comúnmente utilizados en tuberías	14
Tabla 3.1-1 Velocidades máxima y mínima permisibles en tuberías (alcantarillado)	34
Tabla 3.1-2 Pendientes mínimas y máximas para tuberías de alcantarillado, en milésimas (para pvc o similar).	35
Tabla 3.1-3 Coeficientes de escurrimiento	37
Tabla 3.2-1 Uso del suelo y periodos de retorno	41
Tabla 3.4-1 Precipitaciones Máximas Anuales	46
Tabla 3.4-2 Precipitación para diferentes periodos de retorno obtenido del programa AX	47
Tabla 3.4-3 Tiempo de concentración	48
Tabla 3.4-4 Relación $PTd/PT1$ para diferentes valores de R, y para duraciones de 5 minutos a 8 horas	49
Tabla 3.4-5 Precipitaciones para diferentes duraciones y periodos de retorno con ajuste	50
Tabla 3.4-6 Intensidades de precipitación para diferentes periodos de retorno	50
Tabla 3.4-7 Cálculo del nivel final de la tubería mediante el método de Newton-Rhapson	54
Tabla 3.4-8 Resultados obtenidos por el método tradicional de la tubería secundaria	55
Tabla 4.1-1 Ejemplo de separación de tormentas	57
Tabla 4.1-2 Cálculo del hietograma	60
Tabla 4.2-1 Resultados obtenidos por el SWMM de la tubería secundaria	64
Tabla 4.2-2 Comparación de resultados obtenidos por el método tradicional y el SWMM de la tubería secundaria	65
Tabla 4.3.1-1 Porcentajes de aporte de las tuberías secundarias de la zona de estudio	70
Tabla 4.3.1-2 Resultados obtenidos por el método tradicional de la tubería principal	72
Tabla 4.3.2-1 Resultados obtenidos por el SWMM de la tubería principal	75
Tabla 4.3.2-2 Comparación de resultados obtenidos por el método tradicional y el SWMM de la tubería principal	77
Tabla 5.1-1 Resultados obtenidos por el cambio de pendiente	81
Tabla 5.1-2 Comparación de resultados obtenidos por la nueva pendiente con los obtenidos anteriormente	83
Tabla 5.2-1 Velocidades tubería principal con doble conducción	86
Tabla 5.2-2 Comparación entre velocidades	88
Tabla 5.3-1 Resultados de la tubería principal debido al nuevo interceptor	91
Tabla 5.3-2 Comparación de nuevos resultados con los obtenidos anteriormente	93
Tabla 6-1 Ventajas y desventajas por alternativa	96

Índice de Gráficas

Gráfica 3.4-1 Curvas i-d-Tr con los datos de la tabla 3.4-5	51
Gráfica 4.1-1 Ejemplo de gráfica de tormentas correspondiente al mes de julio	58
Gráfica 4.1-2 Precipitación para una duración entre 60 y 80 minutos	58
Gráfica 4.1-3 Altura de precipitación entre 35 y 40 milímetros	59
Gráfica 4.1-4 Promedio de precipitación para duración entre 60 y 80 minutos	59
Gráfica 4.1-5 Hietograma	60
Gráfica 4.2-1 Gasto de cada sección del tramo de la zona de estudio por método tradicional (rojo) y por SWMM (azul).....	66
Gráfica 4.2-2 Velocidad de cada sección del tramo de la zona de estudio por método tradicional (rojo) y por SWMM (azul)	66
Gráfica 4.2-3 Nivel de cada sección del tramo de la zona de estudio por método tradicional (rojo) y por SWMM (azul).....	67
Gráfica 4.3.2-1 Hidrograma para el modelo de la tubería principal	74
Gráfica 4.3.2-2 Gasto de cada sección de la tubería principal por método tradicional (rojo) y por SWMM (azul).....	78
Gráfica 4.3.2-3 Velocidad de cada sección de la tubería principal por método tradicional (rojo) y por SWMM (azul).....	79
Gráfica 4.3.2-4 Nivel de cada sección de la tubería principal por método tradicional (rojo) y por SWMM (azul).....	79
Gráfica 5.1-1 Velocidad de cada sección de la tubería principal con nueva pendiente (rojo) y con pendiente original por SWMM (azul).....	85
Gráfica 5.1-2 Nivel de cada sección de la tubería principal con nueva pendiente (rojo) y con pendiente original por SWMM (azul)	85
Gráfica 5.2-1 Velocidad de cada sección de la tubería principal con doble conducción (rojo) y original por SWMM (azul)	89
Gráfica 5.3-1 Hidrograma Original (azul) y resultante después del nuevo interceptor (rojo)	91
Gráfica 5.3-2 Velocidad de cada sección de la tubería principal con nuevo interceptor (azul) y original por SWMM (rojo)	94
Gráfica 5.3-3 Gasto de cada sección de la tubería principal con nuevo interceptor (azul) y original por SWMM (rojo).....	95
Gráfica 5.3-4 Nivel de cada sección de la tubería principal con nuevo interceptor (azul) y original por SWMM (rojo).....	95

Índice de figuras

Figura 1 Cobertura de alcantarillado, 1990-2010	1
Figura 1-1 Población con acceso a alcantarillado por tipo de drenaje, 1990-2010	3
Figura 1-2 Cobertura de alcantarillado por entidad federativa, 2011	4
Figura 1.4-1 Municipios de la Ciudad de México	6
Figura 2.2-1 Cuenca hidrológica exorreica	21
Figura 3.4-1 Zona de estudio en la delegación Tlalpan	45
Figura 3.4-2 Tramo de análisis de la zona de estudio (Tubería secundaria)	45
Figura 3.4-3 Resultados del programa AX	46
Figura 3.4-4 Regionalización del factor de convectividad R	48
Figura 3.4-5 Perfil de la Lámina de agua de la zona de ejemplo	52
Figura 4.2-1 Curvas de nivel en la zona de estudio	61
Figura 4.2-2 Elementos trazados en zona de ejemplo en el SWMM	62
Figura 4.2-3 Serie temporal “Tormenta” en el programa SWMM	63
Figura 4.2-4 Resultado de la simulación en el programa SWMM	63
Figura 4.3.1-1 Zona de estudio con tubería principal (rojo) y tuberías secundarias (negro)	68
Figura 4.3.1-2 Perfil de la lámina de agua en la tubería principal	69
Figura 4.3.1-3 Área de aportación a la tubería secundaria 1	71
Figura 4.3.2-1 Dibujo del modelo de tubería principal	73
Figura 4.3.2-2 Datos que se asignaron a los nodos y líneas	74
Figura 4.3.2-3 Error de continuidad del modelo de la tubería principal	75
Figura 5.3-1 Ubicación del nuevo interceptor y tubería principal	90

Introducción

Según el informe del medio ambiente en México, (Semarnat, 2013), en el mundo, la población que cuenta con servicios de alcantarillado creció de 49 a 61% entre 1990 y 2008. Sin embargo, al igual que en el caso del agua potable existen diferencias muy marcadas a nivel regional: mientras que en América Latina este valor alcanzó, en promedio, 79%, en África Subsahariana no rebasó 31%. La situación es grave a nivel mundial: las Naciones Unidas estimaron en 2011 que alrededor de 2,600 millones de personas en el mundo no tienen acceso a servicios de saneamiento mejorados.

En México, la cobertura de alcantarillado en 2011 fue de 90.2%. Al igual que en la cobertura de agua potable, también en alcantarillado existen diferencias muy marcadas entre las zonas urbanas y rurales: en 2011, las primeras alcanzaron una cobertura de 96.4%, mientras que en las zonas rurales apenas cubrieron al 69.4% de su población. (INEGI, 2011).

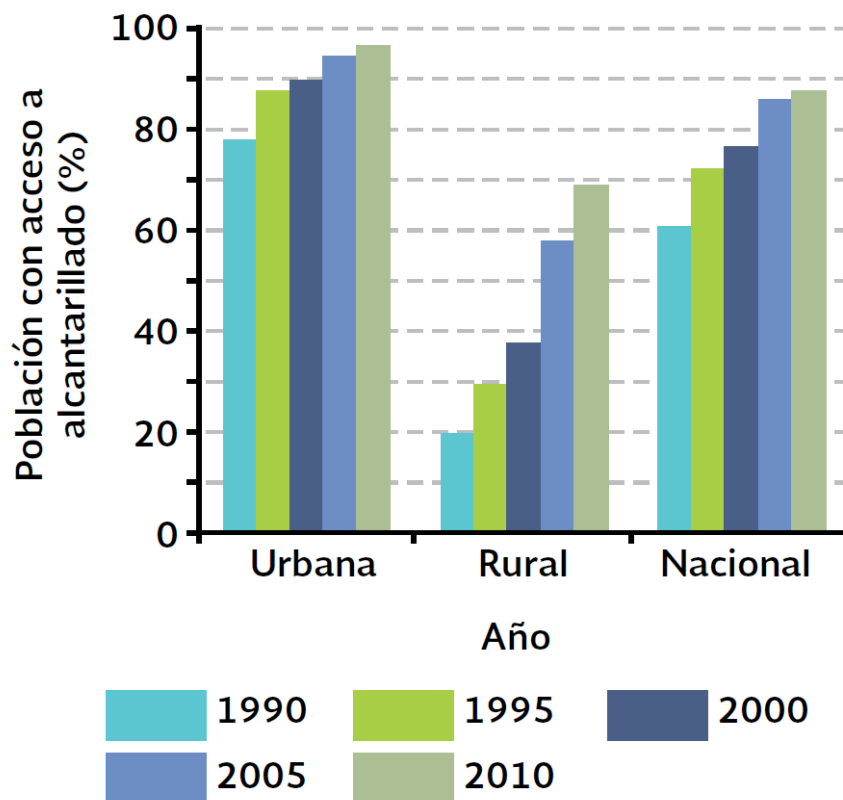


Figura 1 Cobertura de alcantarillado, 1990-2010

Es por lo anterior que este trabajo tiene como principal objetivo el análisis del funcionamiento de un colector de alcantarillado pluvial en la delegación Tlalpan. Dicho colector presenta los siguientes problemas: pendientes muy fuertes, suelo rocoso y una urbanización muy densa. A partir de este análisis, se formulan alternativas que permitan atender las demandas actuales y los fenómenos climatológicos que pudieran presentarse.

En el primer capítulo, se hace un resumen de la evolución de la infraestructura de alcantarillado en el mundo, en México y en la Ciudad de México. Se hace referencia a la evolución y el crecimiento de la infraestructura de alcantarillado y agua potable. Finalmente se presentan algunas estadísticas sobre la zona de estudio.

En el segundo capítulo, se abordan aspectos teóricos de hidráulica e hidrología para la comprensión y reproducción de algunos procesos hidrológicos. Así mismo, se hace una breve reseña de un programa de cómputo desarrollado por la Environmental Protection Agency (EPA) de los Estados Unidos (US), llamado SWMM.

El tercer capítulo contiene criterios básicos para el diseño de alcantarillado pluvial, consideraciones que CONAGUA toma en cuenta para el diseño del mismo y cuáles son las principales limitaciones de éste. Así mismo, contiene los cálculos hidráulicos que se necesitan llevar a cabo para la realización de este estudio.

Finalmente, se lleva a cabo un ejemplo donde se explican todos los procedimientos y se obtiene un primer resultado que servirá para comparar con los resultados obtenidos de la simulación.

El cuarto capítulo detalla el análisis de lluvia para poder simular el comportamiento de las tuberías secundarias y la tubería principal en el programa SWMM. Se modela la tormenta obtenida del análisis y con ella se realizan los cálculos y comparaciones entre el modelo tradicional y el de la simulación.

En el quinto capítulo se exponen alternativas que ayuden al funcionamiento de la tubería principal, haciendo la comparación con los resultados obtenidos del SWMM.

Por último, en el sexto y séptimo capítulo se presenta un cuadro con las ventajas y desventajas de cada alternativa y las conclusiones finales y recomendaciones para el correcto diseño del alcantarillado y para estudios futuros respecto al tema, respectivamente.

1. Antecedentes

A nivel nacional la cobertura de alcantarillado se incrementó 43.8% entre el año 1990 y el 2010. A nivel localidad, en el mismo periodo, la cobertura en zonas urbanas pasó de 77.8 a 96.3%, mientras que en las zonas rurales siguió siendo considerablemente menor, aunque con un progreso importante, creciendo a más del triple, pues pasó de 19.8 a 68.9%. Si se analiza por el tipo de servicio de alcantarillado, la población que cuenta con un sistema conectado a la red de alcantarillado se incrementó 43.8% entre 1990 y 2010, mientras que la que contaba con fosa séptica casi se duplicó (99%) en el mismo periodo. Por otro lado, el porcentaje de la población que no contaba con alguna fuente de saneamiento mejorado disminuyó en 27% en ese mismo periodo (Semarnat, 2013).

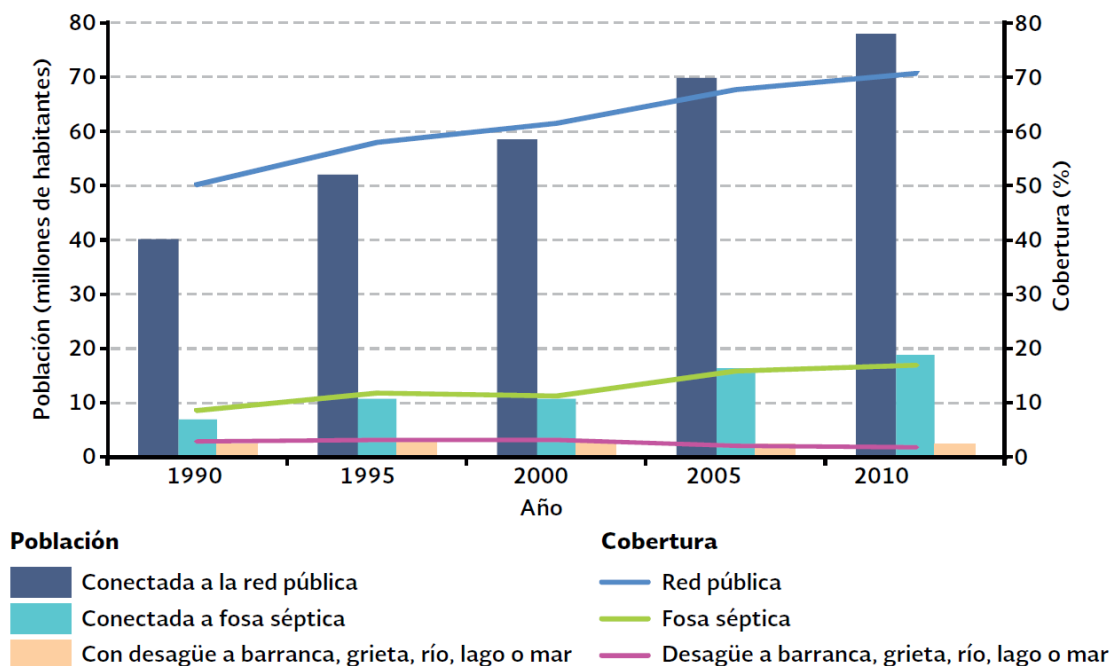


Figura 1-1 Población con acceso a alcantarillado por tipo de drenaje, 1990-2010

En 2011, las entidades federativas del país con coberturas de alcantarillado entre 95.3 y 99.2% fueron Aguascalientes, Baja California, Coahuila, Colima, Distrito Federal, Jalisco, Morelos, Nuevo León y Tabasco; en contraste, los estados de Oaxaca, Guerrero y Yucatán no alcanzaron el 80% de su población con este servicio (Semarnat, 2013).

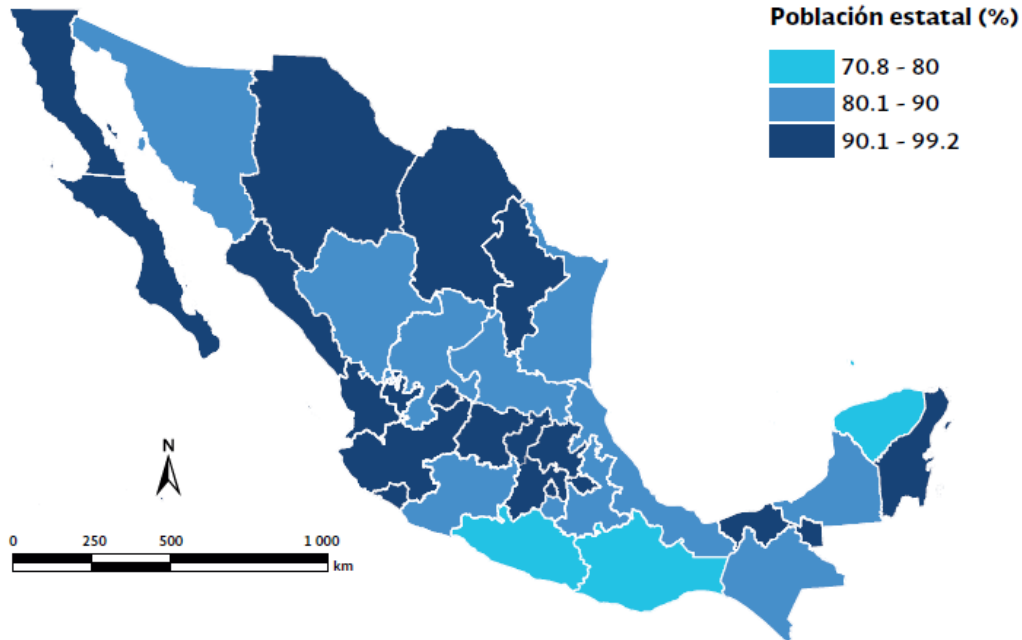


Figura 1-2 Cobertura de alcantarillado por entidad federativa, 2011

Aunque entre 2000 y 2010, todas las entidades federativas (con excepción del Distrito Federal) tuvieron un incremento en su cobertura de alcantarillado, sobresalieron por sus esfuerzos Oaxaca, Yucatán, Campeche, Guerrero, Puebla, Chiapas, San Luis Potosí e Hidalgo, con incrementos superiores al 25% de su cobertura al inicio del periodo.

1.1. Ciudad de México

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.

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.

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 (CONABIO, 1998).

1.4. Cobertura de alcantarillado por municipio

La Ciudad de México está dividida en 16 municipios, los cuales cuentan con el siguiente porcentaje de ocupantes en vivienda con drenaje, (INEGI, 2011):



Figura 1.4-1 Municipios de la Ciudad de México

Tabla 1.4-1 Porcentaje de ocupantes en vivienda con drenaje (INEGI, 2011)

Municipio	Identificador de Municipio	Porcentaje de ocupantes en vivienda con drenaje
Álvaro Obregón	09010	98.9618
Azcapotzalco	09002	99.27927
Benito Juárez	09014	98.84177
Cuajimalpa de Morelos	09004	98.79562
Coyoacán	09003	99.17429
Cuauhtémoc	09015	98.74159
Gustavo A. Madero	09005	99.40364
Iztacalco	09006	99.36258
Iztapalapa	09007	99.46151
La Magdalena Contreras	09008	99.18568
Miguel Hidalgo	09016	99.27785
Milpa Alta	09009	97.23741
Tláhuac	09011	98.73715
Tlalpan	09012	98.53138
Venustiano Carranza	09017	99.30431
Xochimilco	09013	98.73715

1.4.1. Tlalpan

La Delegación de Tlalpan tiene un área de 312 kilómetros cuadrados, los cuales representan el 20.7 por ciento del territorio de la Ciudad de México. La mayoría del suelo es rocoso y destacan numerosas estructuras volcánicas.

La máxima altitud es de 3 mil 930 metros y corresponde al Cerro de la Cruz del Marqués. La mínima es de 2 mil 260 metros y se fija en los alrededores del cruce de las avenidas Anillo Periférico y Viaducto Tlalpan. Entre las elevaciones que rebasan los 3 mil metros se encuentran los cerros Pico de Águila, Los Picachos, Santo Tomás, Quepil, Mezontepec, El Judío, Caldera y El Guarda. De los volcanes más altos se encuentran el Pelado, Malacatepetl, Olalice, Oyameyo, Acopiaco, Tesoyo y Xitle (Monografía Tlalpan, 2003).

1.4.1.1. Hidrografía

La red hidrográfica está formada por arroyos de carácter intermitente que por lo general recorren cortos trayectos para perderse en las áreas con mayor grado de permeabilidad.

Actualmente sólo existen los cauces de los que fueron ríos de caudal importante: San Buenaventura y San Juan de Dios. La fuente nutriente del San Buenaventura fue el Pedregal del Xitle, al sur de este volcán.

Ambos ríos sólo vuelven a formar su caudal en la temporada de lluvias por las corrientes de agua que bajan de los cerros y fertilizan los llanos de Tlalpan.

El río San Buenaventura corre de Oeste a Este y el San Juan de Dios de Sur a Norte. El primero se junta con el lago de Xochimilco, por Tomatlán y enfila a la Ciudad de México con el nombre de Canal de la Viga. Al río San Juan de Dios se le une un río afluente que desciende del Pedregal del Xitle.

Cerca del pueblo de Parres pasa el río del mismo nombre, cuyo origen se encuentra en el cerro Caldera El Guarda. A este río se le unen también las corrientes de lluvia del cerro Oyameyo y desemboca finalmente en la presa de San Lucas, Xochimilco.

El río Eslava es intermitente, tiene cauce fijo y limita a las delegaciones Tlalpan y Magdalena Contreras (Monografía Tlalpan, 2003).

1.4.1.2. Clima

Tlalpan tiene cinco tipos o subtipos de climas. El 32 por ciento de la superficie delegacional tiene clima templado subhúmedo con lluvias en verano y mayor humedad. El 6 por ciento de la superficie tiene clima templado subhúmedo con lluvias en verano y de media humedad. El 0.33 por ciento de la extensión territorial tiene una temperatura templada subhúmeda con lluvias en verano y de menor humedad. En el 17.7 por ciento predomina la atmósfera semifría húmeda con abundantes lluvias en verano. En el 44 por ciento de la demarcación hay clima semifrío subhúmedo con lluvias en verano, de mayor humedad.

De este modo, el clima varía de templado subhúmedo en la parte Norte a semifrío subhúmedo conforme aumenta la altitud hasta tornarse semifrío húmedo en las partes más altas.

Las temperaturas medias anuales se registran en las partes más bajas y oscilan entre los 10 y 12 grados centígrados, mientras que en las regiones con mayor altitud son inferiores a los 8 grados centígrados (Monografía Tlalpan, 2003).

1.4.1.3. Acceso al agua potable y alcantarillado

De acuerdo con el Censo de Población y Vivienda de 2010, (INEGI, 2011), la Delegación tiene una cobertura de agua potable entubada del 99% del total de las viviendas particulares habitadas. Es decir, solo un 1% del total de viviendas no tienen disponibilidad de agua entubada, pero se abastecen de hidrantes, de una llave pública, de otra vivienda, pipa, río o pozo. Con relación al drenaje, el 98.53% de las viviendas particulares habitadas tienen drenaje conectado a la red pública, fosa séptica, barranca, grieta, río, lago o mar, solo el 1.5% de las viviendas no cuentan con este servicio.

2. Aspectos básicos

En este capítulo se abordan brevemente algunos conceptos teóricos que conforman la base del presente trabajo. Si el lector desea ampliar la exposición puede consultar la bibliografía citada (CNA, 2007), (Breña, 2006).

2.1. Fundamentos de Hidráulica

La eficiencia del funcionamiento hidráulico de una red de alcantarillado para conducir ya sea aguas residuales, pluviales o ambas, depende de sus características físicas. Mediante el empleo de algunos de los principios de la Hidráulica, que se encuentran en el manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento (CNA, 2007), se abordan conceptos básicos útiles para el diseño y revisión de una red de alcantarillado que abarcan entre otros a los siguientes: tipos de flujo, ecuaciones fundamentales de conservación de masa (o de continuidad), cantidad de movimiento y energía, conceptos de energía específica, pérdidas de carga por fricción y locales, perfiles hidráulicos, salto hidráulico, estructuras hidráulicas especiales y métodos de tránsito de avenidas.

Gasto o caudal

El concepto de gasto o caudal es la cantidad de materia o masa que atraviesa un lugar en cierta unidad de tiempo. En el caso de los líquidos, los cuales se consideran prácticamente incompresibles, la cantidad de materia se puede indicar como el volumen. Entonces, el gasto se define como el volumen que pasa por un punto en el espacio, en un determinado tiempo, es decir:

$$Q = \frac{Vol.}{t} \quad (1)$$

Donde: Q = gasto o caudal; $Vol.$ = volumen; t = tiempo.

El principio de conservación de masa o de continuidad establece que “La diferencia entre la cantidad de masa que ingresa a un volumen de control y aquella que se extrae del mismo es igual al cambio en el almacenamiento dentro del propio volumen”, lo cual escrito en términos matemáticos equivale a:

$$\frac{dV}{dt} = \sum m_e - \sum m_s \quad (2)$$

Donde: dV es un elemento diferencial de volumen y dt es un diferencial de tiempo, siendo el cociente de ambos un incremento o decremento de volumen por unidad de tiempo según el signo (positivo o negativo respectivamente). En el miembro de la derecha, el primer término es la suma de aquella masa que entra al volumen de control y el segundo término la que sale.

La cantidad de agua en el volumen de control, así como la que entra o sale del mismo podrá cuantificarse en unidades de: masa (kg), peso (N) o de volumen (m^3) por unidad de tiempo (kg/s, N/s o m^3/s), siendo las últimas las que dan origen al concepto de flujo volumétrico o gasto (Q), tan común en la práctica. El gasto puede ser evaluado en una sección transversal de un flujo si se conocen la velocidad media del flujo y el área hidráulica, pues su producto es precisamente igual al gasto.

$$Q = AV \quad (3)$$

Donde: Q es el gasto (m^3/s); A el área hidráulica (m^2); V la velocidad media del flujo (m/s).

Pérdidas de Carga por Fricción

Las pérdidas de carga por fricción se deben a viscosidad del fluido y a las colisiones, ya sea entre partículas o con las paredes interiores del conducto. Cuando el régimen de flujo es laminar, la viscosidad tiene un gran efecto en la definición de pérdidas de carga por fricción, ya que entre las capas o cilindros concéntricos que forman este flujo, se desarrollan fuerzas que se oponen al movimiento. En flujo turbulento, la viscosidad tiene menor efecto ya que las colisiones ocurren con mayor frecuencia, debido a la naturaleza desordenada de este régimen de flujo.

Las características geométricas más importantes para la evaluación de las pérdidas de carga por fricción, son las siguientes:

Área Hidráulica (A_H) = área de la sección transversal del conducto, ocupada por el flujo.

Perímetro mojado (P_m) = perímetro de la sección transversal del conducto donde existe contacto con el fluido.

Radio Hidráulico (R_H) = relación entre área hidráulica y perímetro mojado.

Rugosidad Relativa = relación entre la rugosidad absoluta de las paredes y el diámetro del conducto.

Las pérdidas por fricción se pueden evaluar según la expresión general:

$$h_f = S_f L \quad (4)$$

Donde: h_f es la pérdida de carga por fricción (m); S_f la pendiente de fricción o pendiente de la línea de energía (adimensional); L la longitud del tramo donde se evalúan las pérdidas (m).

En la práctica, la pérdida de carga por fricción es desconocida y para determinarla se emplean expresiones empíricas como la de Darcy-Weisbach, recomendada en el cálculo del flujo en tuberías a presión, y la de Manning que se usa en flujos con superficie libre, aunque también se puede emplear para conducciones a presión.

Fórmula de Darcy-Weisbach

La expresión de Darcy-Weisbach, para el cálculo de las pérdidas por fricción en tuberías a presión se escribe como:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad (5)$$

Donde: h_f la pérdida de carga (m); f el factor de resistencia (adimensional); L la longitud del tramo en consideración (m); D el diámetro de la tubería (m); V la velocidad media del flujo (m/s); g la aceleración de la gravedad (m/s²).

Para facilitar el cálculo del factor de fricción, las ecuaciones de diferentes autores han sido dibujadas en un plano que tiene como coordenadas el número de Reynolds y el factor de fricción, dando lugar al diagrama de Moody. O bien, se han planteado expresiones aproximadas en las cuales aparece una sola vez el factor de fricción, tal es el caso de la desarrollada por Swamee y Jain, (1976).

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{5.74}{IR^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (6)$$

La cual es válida en los intervalos $10^6 \leq k/D \leq 10^{-2}$ y $5 \times 10^3 \leq IR \leq 10^8$, y posee un error relativo de $\pm 1.0\%$. En esta expresión k es la "altura de rugosidad equivalente de granos de arena" (m); D el diámetro (m); IR el número de Reynolds calculado para el flujo en particular (el valor de la velocidad puede suponerse e ir afinando el

cálculo de f hasta obtener un valor preciso). En la tabla 2.1-1 se muestran algunos valores de la rugosidad equivalente para diversos materiales.

Tabla 2.1-1 Rugosidad absoluta de diversos materiales

Material	Rugosidad absoluta k (mm)
• Fibrocemento	0.025 a 0.030
• Concreto:	
En galerías, colado con cimbra normal de madera.	1 a 2
En galerías, colado con cimbra rugosa de madera.	10
Armado en tubos y galerías, con acabado interior cuidadosamente terminado a mano.	0.01
De acabado liso.	0.025
Armado, con acabado liso y varios años de servicio.	0.2 a 0.3
Alisado interiormente con cemento.	0.25
En galerías, con acabado interior de cemento.	1.5 a 1.6
Con acabado normal.	1 a 3
Con acabado rugoso.	10
Presforzado.	0.25
• Cemento:	
Liso.	0.3 a 0.8
No pulido.	1 a 2
• Mampostería:	
De piedra, bien junteada.	1.2 a 2.5
De piedra rugosa, sin juntear.	8 a 15
De piedra, mal acabada.	1.5 a 3
• Policloruro de vinilo o PVC con juntas espiga-campana a intervalos de 6 a 9m.	0.06

Fórmula de Manning

La fórmula de Manning es la más empleada por su sencillez y porque se dispone de gran cantidad de datos para estimar el coeficiente de rugosidad “ n ”. Además, es recomendada en el cálculo de flujos con superficie libre y en conductos cerrados con sección parcialmente llena, se define como:

$$V = \frac{1}{n} R h^{2/3} S_f^{1/2} \quad (7)$$

Donde: V es la velocidad media del flujo (m/s); n el coeficiente de rugosidad; R el radio hidráulico (m); S_f la pendiente de fricción (adimensional).

Para estimar el valor del coeficiente de rugosidad n , se usan instrucciones, tablas e incluso fotografías con diferentes condiciones del cauce.

Existen varios factores que afectan el valor del coeficiente de rugosidad, entre los que se encuentran principalmente: aspereza de la superficie de la conducción, presencia y tipo de vegetación, irregularidades y obstrucciones en la conducción, depósitos de materiales y erosión, tamaño y forma de la conducción, material suspendido y transporte de fondo. En la tabla 2.1-2 se presentan algunos valores de n para materiales comúnmente utilizados en tuberías.

Tabla 2.1-2 Valores de n para materiales comúnmente utilizados en tuberías

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD EN CANALES Y TUBERÍAS	
MATERIAL DE REVESTIMIENTO	COEFICIENTE “n”
Tuberías de PVC	0.009
Tuberías de PEAD	0.010
Tuberías de concreto (con buen acabado) y fibrocemento	0.013
Concreto con acabado regular	0.014
Mampostería de piedra junteada con mortero de cemento	0.020
Mampostería de piedra partida acomodada (sin junteo)	0.032
Ladrillo junteado con mortero de cemento	0.015
Tierra (trazo recto y uniforme) sin vegetación	0.022

Pérdidas locales

Las pérdidas locales o menores son generadas por transiciones (cambios de sección), uniones de tuberías, curvas (cambios de dirección), entradas, salidas, obstrucciones, y dispositivos de control tales como orificios y compuertas. Tales pérdidas de carga ocurren en cortas distancias y son representadas como una caída en la línea de gradiente de energía. Cuando $L/D \gg 1,000$ las pérdidas locales son generalmente muy reducidas en comparación con las de fricción por lo que suelen despreciarse.

Se acostumbra valor las pérdidas locales en función de un coeficiente multiplicado por la carga de velocidad ($V^2/2g$), según la ecuación general:

$$h = K \frac{V^2}{2g} \quad (8)$$

Donde: K es el coeficiente de pérdida; V la velocidad media del flujo (m/s); g la aceleración de la gravedad (m/s^2).

Dicho coeficiente depende del tipo de pérdida, tipo de flujo (a presión o a superficie libre), y a veces del tipo de régimen (subcrítico o supercrítico).

Flujo en conductos cerrados

El flujo en conductos cerrados puede ser a presión o superficie libre. En las redes de alcantarillado se recomienda que los conductos se diseñen con suficiente capacidad para trabajar con superficie libre y en la práctica, ellos se diseñan para funcionar con gasto máximo a superficie libre. Sin embargo, en ocasiones trabajan a presión por obstrucciones, hundimientos, gastos mayores a los de diseño, etc.

Flujo a presión

El cálculo del flujo permanente a presión en tuberías es más sencillo en comparación al flujo con superficie libre. En la mayoría de los casos, será de interés obtener la capacidad de conducción de una tubería así como las pérdidas de carga involucradas, dado que se conocen las características de la tubería (material, sección transversal, pendiente). Por otra parte, en el diseño de redes de alcantarillado los gastos de diseño son obtenidos por métodos hidrológicos, por lo que interesa determinar las condiciones geométricas de una tubería dados el material de la misma y las pendientes mínima y máxima de diseño.

En general, se utilizan las ecuaciones de continuidad y de energía. Además, se recomienda emplear la ecuación de Darcy-Weisbach para calcular las pérdidas de carga.

Flujo con sección parcialmente llena

Cuando en un conducto cerrado el flujo se realiza a superficie libre, se dice que funciona parcialmente lleno. Se recomienda este tipo de funcionamiento hidráulico en redes de alcantarillado, para evitar que los conductos trabajen a presión porque el agua podría brotar de las alcantarillas hacia las calles.

Se acostumbra diseñar los conductos de una red de alcantarillado para que trabajen a superficie libre, por ejemplo, entre el 80 y 90 % de su diámetro al conducir el gasto de diseño. Por ello resulta importante el cálculo del flujo en tuberías con esta condición.

En una sección circular los parámetros hidráulicos con sección parcialmente llena, tales como el área hidráulica, el perímetro mojado y el ancho de superficie libre pueden calcularse con las expresiones siguientes:

$$A = \frac{\pi r^2}{180} \text{ang} \cos \left(\frac{r-y}{r} \right) - (r-y) \sqrt{y(D-Y)} \quad (9)$$

$$P = \frac{\pi r}{90} \text{ang} \cos \left(\frac{r-y}{r} \right) \quad (10)$$

$$B = 2\sqrt{y(D-y)} \quad (11)$$

Donde: A es el área hidráulica; P el perímetro mojado; B el ancho superficial; r el radio de la sección ($r = D/2$); D el diámetro; y el tirante en la sección.

Para simplificar los cálculos se han obtenido relaciones entre las diferentes variables hidráulicas de interés en una tubería de sección circular, teniendo como base las calculadas a sección llena con la fórmula de Manning, con respecto a las correspondientes a un tirante determinado. Por otra parte, también se dispone de tablas de diferentes parámetros hidráulicos.

Flujo en conductos abiertos

El flujo en conductos abiertos o canales es con superficie libre. También se presenta en conductos cerrados con sección parcialmente llena. Tal como se indicó a principios de este capítulo, dicho flujo puede ser uniforme, gradualmente variado, rápidamente variado, y con respecto al tiempo permanente o no permanente.

Flujo uniforme

El flujo uniforme se da en canales de gran longitud y de sección prismática (con sección transversal y pendiente constantes a lo largo del cauce), lo cual permite el establecimiento de un flujo con tirantes y velocidades idénticos en cualquier sección de la conducción. En este tipo de flujo se observa que el escurrimiento se mantiene

con cierto tirante cuando existe un equilibrio entre la fuerza gravitacional que provoca el flujo y la resistencia generada en las paredes y fondo del cauce.

Este tirante se le conoce como normal. Para él existe una relación única entre las condiciones geométricas y de construcción de un canal y el gasto que puede conducir. El análisis de tal relación conduce a la formulación de las ecuaciones empíricas de pérdida de carga (Manning, Darcy - Weisbach, etc.), de donde se observa que la pendiente de fricción S_f es paralela a la pendiente del cauce S y por consiguiente del mismo valor. Lo anterior se expresa como:

$$S_f = S \quad (12)$$

El cálculo del flujo uniforme interesa en dos tipos de problemas:

1. Revisión: Conocida la geometría y el material del canal, determinar los parámetros hidráulicos del flujo con cierto gasto o tirante.
2. Diseño: Dados ciertos parámetros hidráulicos, determinar alguna de las condiciones geométricas del canal.

En ambos tipos de problemas se emplea una ecuación de pérdida de carga, por ejemplo la de Manning (Ec. 7), expresada en función de la velocidad o del gasto (aplicando la ecuación de continuidad), sustituyendo los valores de los parámetros conocidos y las expresiones correspondientes a variables desconocidas y resolviendo en función de una sola incógnita.

La solución de la ecuación final requiere en ocasiones el empleo de un método numérico para resolver ecuaciones no lineales, entre los que puede figurar el método de bisección, de Newton-Raphson, etc.

Flujo gradualmente variado

Este tipo de flujo es de los más comunes en la práctica, especialmente en redes de alcantarillado. Se le reconoce por la variación del tirante y la velocidad en cada una de las secciones transversales a lo largo de un cauce.

Para el cálculo de este tipo de flujo se requiere de la integración de la ecuación diferencial de flujo gradualmente variado:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S - S_f}{1 - IF^2} \quad (13)$$

Esta ecuación describe la variación del tirante y con respecto a la distancia x en función de la pendiente del cauce S , la pendiente de fricción S_f y el número de Froude IF . Cabe destacar que en una conducción a superficie libre, la pendiente de fricción se calcula como el promedio de las pendientes de fricción de los extremos del tramo en análisis.

Cuando debe considerarse la variación del gasto (flujo espacialmente variado), la ecuación anterior es de la forma:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S - S_f - \frac{\alpha Q^2}{gA^2} \frac{dQ}{dx}}{1 - \frac{\alpha B Q^2}{gA^3}} \quad (14)$$

La variación del tirante con respecto a la distancia representa en sí un perfil de flujo que equivale a la superficie del agua a lo largo del canal. Existen varios posibles perfiles, los cuales dependen de la geometría del canal, la rugosidad de las paredes del mismo y las condiciones de frontera en los extremos de la sección de cálculo.

Los perfiles del flujo se han clasificado de acuerdo a la pendiente del canal y a la zona de su ubicación. La pendiente del canal puede ser del tipo: Suave “M” (mild), Pronunciada “S” (steep), Crítica “C”, Horizontal “H” o Adversa “A”. Se le llama pendiente suave a aquella que es menor que la crítica, y pronunciada a aquella que es mayor a la crítica.

La zona de ubicación del perfil se refiere a una limitación de zonas marcada por la ubicación de los tirantes normal y crítico. Si el perfil se ubica sobre ambos es “1”, entre ambos es “2” y debajo de ambos es “3”.

El cálculo del flujo gradualmente variado consiste en determinar los tirantes en cada sección de interés. Lo anterior puede hacerse mediante métodos numéricos e incluso gráficos que permiten el cálculo de un perfil de flujo. Entre ellos se encuentran los métodos del paso directo y del paso estándar, que resuelven la ecuación de la energía entre dos secciones del canal; y aquellos que integran numéricamente la ecuación 14: Euler, Euler mejorado, Euler modificado y de Runge - Kutta. Además, se dispone de métodos predictor - corrector y de otros que permiten el cálculo de perfiles en redes de canales empleando matrices.

Salto Hidráulico

El salto hidráulico consiste en una elevación brusca de la superficie líquida, cuando el escurrimiento permanente pasa del régimen supercrítico al régimen subcrítico. Es un fenómeno local muy útil para disipar energía hidráulica. Produce una alteración rápida de la curvatura de las trayectorias del flujo, con vórtices (turbulencia) en el eje horizontal, ocasionando velocidades en dirección opuesta al flujo, choques entre partículas en forma caótica y por tanto, una gran disipación de energía.

Aplicaciones del salto hidráulico:

- Disipación de la energía del agua escurriendo por los vertederos de las presas y otras obras hidráulicas, y evitar así la socavación aguas abajo de la obra.
- Elevación del nivel del agua sobre el lado aguas abajo de un canal de medida y así mantener alto el nivel del agua en un canal para riego u otros propósitos de distribución de agua.
- Incremento de la fuerza en la cuenca de disipación para contrarrestar el empuje hacia arriba sobre la estructura.
- Incremento de la descarga de una esclusa manteniendo atrás el nivel aguas abajo, ya que la altura se reduce si se permite que el nivel aguas abajo ahogue el salto.
- Indicar condiciones del flujo, tales como la existencia del flujo supercrítico o de una sección de control siempre que se pueda ubicar una estación de aforo.
- Mezclar químicos usadas para purificar el agua.
- Aireación del agua para abastecimiento humano.

Tipos de salto hidráulico

Los saltos en fondos horizontales, pueden clasificarse de acuerdo al número de Froude (IF) del flujo entrante:

- $IF = 1.0$: Flujo es crítico. No se forma salto.
- $IF > 1.0$ a 1.7 : Ondulaciones en la superficie. Ocurre el salto hidráulico ondulante.
- $IF > 1.7$ a 2.5 : Remolinos en la superficie. Salto débil
- $IF > 2.5$ y < 4.5 : Chorro oscilante entrando al salto del fondo a la superficie una y otra vez sin periodicidad. Cada oscilación produce una onda que puede viajar por varios kilómetros y causar daños aguas abajo en bancos de tierra y márgenes. Salto oscilante.
- $IF > 4.5$ y < 9.0 : La extremidad aguas abajo del remolino de la superficie y el punto en el cual el chorro de alta velocidad tiende a dejar el flujo ocurre prácticamente en

la misma sección vertical. La acción y posición de este salto son menos sensibles a la variación en la profundidad aguas abajo. Salto permanente. Está bien balanceado y el rendimiento en la disipación de energía es el mejor, variando entre el 45 y el 70%.

- IF = 9.0 o mayor: el chorro de alta velocidad choca con paquetes de agua intermitentes que corren hacia abajo, generando ondas y puede prevalecer una superficie áspera. Salto fuerte. Su efectividad para disipar la energía puede llegar al 85%.

2.2. Fundamentos de Hidrología

La Hidrología es: la ciencia que se enfoca al ciclo hidrológico global y a los procesos involucrados en la parte continental de dicho ciclo, es decir, es la geociencia que describe y predice:

- Las variaciones espaciales y temporales del agua en las etapas terrestre, oceánica y atmosférica del sistema hídrico global y;
- El movimiento del agua sobre y debajo de la superficie terrestre, incluyendo los procesos químicos, físicos y biológicos que tienen lugar a lo largo de su trayectoria”.

En general los objetivos de la Hidrología son:

- Adquirir los conocimientos teóricos básicos de los fenómenos hidrológicos, para resolver los problemas que en este campo se presenten en nuestro país;
- Conocer la cantidad, frecuencia y naturaleza de ocurrencia del proceso lluvia-escurrimiento sobre la superficie terrestre y;
- Determinar eventos de diseño, a partir de los datos hidrológicos de los diferentes fenómenos hidrológicos que son registrados en las redes de medición.

Mediante el empleo de algunos de los principios de la Hidrología, que se encuentran en el libro de Principios y fundamentos de la Hidrología superficial, (Breña y Jacobo 2006), se abordan conceptos básicos útiles para el diseño y revisión de una red de alcantarillado pluvial.

Cuenca hidrológica

La cuenca es aquella superficie en la cual el agua precipitada se transfiere a las partes topográficas bajas por medio del sistema de drenaje, concentrándose generalmente en un colector que descarga a otras cuencas aledañas, o finalmente

al océano. La cuenca hidrológica, junto con los acuíferos, son las unidades fundamentales de la hidrología.

Desde el punto de vista de su salida existen dos tipos de cuencas: endorreicas (cerradas) y exorreicas (abiertas).

- a) En el primer tipo, el punto de salida se ubica dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago.
- b) En el segundo tipo, el punto de salida se localiza en los límites de la cuenca y a su vez la descarga se vierte en una corriente o en el mar, tal como se observa en la figura 5.

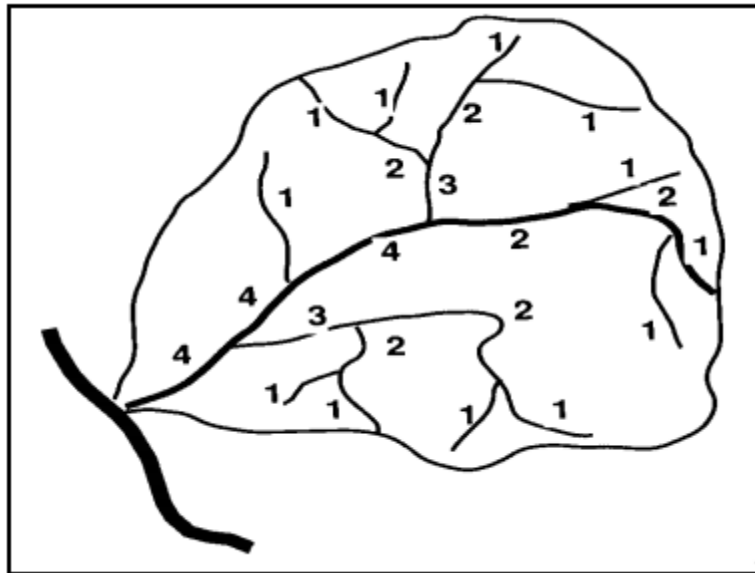


Figura 2.2-1 Cuenca hidrológica exorreica

Características fisiográficas

En general, para estudiar una cuenca hidrológica se requieren métodos cuantitativos y cualitativos. En el primer caso, es fundamental definir parámetros que representen algunas características particulares importantes, que pueden ofrecer una información relevante acerca de las variables y los procesos hidrológicos.

Algunos de los parámetros característicos de mayor interés para cuencas urbanas se presentan a continuación:

Parteaguas. Línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa dos cuencas adyacentes.

Área de la cuenca. Es la proyección del parteaguas a un plano horizontal, caracterizándose así el tamaño de la cuenca. El valor del área se obtiene de los mapas topográficos a través del uso del planímetro o de otros métodos.

Corriente principal. Es la corriente de mayor longitud que pasa por la salida de la cuenca hidrológica.

El escurrimiento superficial

El flujo en cauces naturales y en canales generalmente se estudia haciendo uso de las ecuaciones de conservación y de la ecuación de Manning, (Ec. 7).

El proceso lluvia-escurrimiento en cuencas pequeñas

En el proceso lluvia-escurrimiento es de uso común la fórmula Racional, la cual relaciona el gasto pico del escurrimiento, Q_p , con la intensidad media de la lluvia, I , en una cuenca de área A . Asimismo, existe un coeficiente de proporcionalidad, denominado coeficiente de escurrimiento C , por lo que se obtiene de de la forma siguiente:

$$Q_p = CIA \quad (15)$$

Donde: Q_p es el gasto pico o máximo de escurrimiento; I es la intensidad media de la lluvia; y C es el coeficiente de escurrimiento.

Precipitación.

Fenómeno físico que consiste en la transferencia de volúmenes de agua, en sus diferentes formas (lluvia, nieve, granizo, etc.) de la atmósfera a la superficie terrestre.

Intensidad de precipitación

Los datos registrados con un pluviógrafo se pueden utilizar para determinar la intensidad de la lluvia, la cual se define como:

$$i = \frac{hp}{t} \quad (16)$$

Donde: i = intensidad de lluvia (mm/h); hp = altura de lluvia (mm); t = tiempo de duración de la lluvia (h).

Hietograma

Los datos obtenidos con los pluviógrafos pueden ser utilizados para obtener el hietograma de las diversas tormentas registradas. El hietograma es un diagrama de barras que indica la variación de la altura o intensidad de lluvia con respecto al tiempo dividido en intervalos iguales de tiempo. El tamaño de este intervalo se

selecciona arbitrariamente, pero debe ser lo suficientemente pequeño para captar las variaciones temporales de lluvia significantes.

Curvas de intensidad-duración-periodo de retorno

La obtención de estas curvas nos permite tener un conocimiento de la variación de las características de la intensidad de la lluvia con respecto a su frecuencia (período de retorno) y su duración.

Al relacionar estas tres características, será necesario contar con un buen registro de precipitaciones máximas anuales donde aparezca tanto la intensidad como la duración. Estas curvas se utilizan principalmente en modelos de relación lluvia-escorrimento.

Existen dos métodos principales para la elaboración de estas curvas, en uno de ellos el cálculo se realiza para valores correspondientes a una sola duración, o sea, relacionar la intensidad de la lluvia con el período de retorno y en el otro se hace un ajuste simultáneo de los valores de las tres variables por el método de análisis de regresión lineal múltiple.

a) Método de intensidad de lluvia-período de retorno.

El análisis se realiza para cada duración, ajustando a los valores máximos - anuales en función de distribución de probabilidad; a continuación se describe el proceso de cálculo:

- 1.- Se selecciona una duración de interés.
- 2.- De cada tormenta registrada se obtiene la intensidad de lluvia máxima para la duración seleccionada.
- 3.- De cada año de registro se obtiene la máxima de los valores encontrados en el paso N° 2.
- 4.- A las intensidades máximas anuales, para la duración seleccionada, se les ajusta una función de distribución de valores extremos (generalmente una función del tipo Gumbel) con la cual se logra relacionar la magnitud de la intensidad con el período de retorno correspondiente. El proceso se repite desde el paso N° 2, para considerar otras duraciones de interés.

b) Método de regresión lineal múltiple.

En este caso la curva de intensidad de la lluvia-duración-período de retorno se obtiene ajustando una función a los valores de intensidades máximas anuales, correspondientes a todas las duraciones de interés.

Para el análisis de regresión lineal múltiple se usará la función del tipo:

$$i = \frac{KTr^m}{d^l} \quad (17)$$

Donde: i = intensidad de precipitación en mm/h. Tr = período de retorno en años. d = duración en minutos. K, m, l = parámetros que deben obtenerse para cada caso particular.

Para obtener los parámetros K, m, l , se linealiza la ecuación anterior tomando logaritmos, quedando así:

$$\ln i = \ln K + m \ln T - n \ln d \quad (18)$$

La cual es de la forma:

$$Y = a_0 + a_1x^1 + a_2x^2 \quad (19)$$

Los parámetros a_0, a_1, a_2 se calculan mediante un ajuste de correlación lineal múltiple.

2.3. Introducción al SWMM

El StormWater Management Model (SWMM por sus siglas en inglés) fue desarrollado por la Environmental Protection Agency (EPA) de los Estados Unidos (US) y se detallan brevemente sus características según lo consultado en el manual del usuario de la versión 5.0 del programa. (Rossman, 2004).

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.

Características

- Es uno de los primeros modelos numéricos de simulación hidrológico – hidráulico especial para drenaje urbano.
- Ha tenido diferentes grupos de desarrollo (Gobierno, Universidades, Empresas) a lo largo de su historia.
- Está en continuo desarrollo desde 1969.

Evolución del SWMM a través del tiempo:

- 1971 - SWMM 1 (M&E, UF, WRE)
- 1975 - SWMM 2 (UF)
- 1981 - SWMM 3 (UF & CDM)
- 1983 - SWMM 3.3 (PC Version)
- 1988 - SWMM 4 (UF & CDM & OSU)
- 2004 – SWMM 5 (EPA & CDM)

Capacidades Hidrológicas del SWMM 5.0

- Precipitación variable en tiempo y espacio.
- Simulación de procesos de evaporación, acumulación y derretimiento de nieve, e interceptación por encharcamiento.
- Simulación de la infiltración.
- Simulación de la escorrentía superficial mediante modelo de depósito no lineal.
- Aporte de escorrentía superficial entre subcuencas.

Capacidades Hidráulicas de SWMM 5.0

- Manejo de redes de drenaje, sin limitación de tamaño y/o forma.
- Diversas secciones transversales para los conductos.
- Modelación de bombeos, reguladores de flujo, depósitos de retención.
- Uso de reglas de control para controlar bombeos y reguladores.
- Incorporación de flujos externos a la red definidos por el usuario (escorrentía, flujos de aguas residuales).

- Modelación de diversos regímenes hidráulicos tales como remansos, entrada en carga e inversión del flujo.
- Modelación en régimen permanente y no permanente.

Capacidades de SWMM 5.0 en modelación de la Calidad de las aguas

- Acumulación de contaminantes (Buildup) sobre las subcuencas.
- Remoción de contaminantes durante episodios de lluvia (Washoff).
- Reducción en la acumulación de contaminantes debido a limpieza de calles.
- Reducción de contaminantes en la escorrentía debido a BMP's.
- Propagación de los contaminantes a través de la red de drenaje.
- Funciones de tratamiento definidas por el usuario.

Algunas aplicaciones de SWMM 5.0

- Diseño de diversos elementos de una red de drenaje urbano.
- Estudio y creación de modelos de cuenca urbana.
- Control de vertidos en tiempo de lluvia desde redes unitarias, y de redes separativas.
- Evaluación de BMPs y LIDs (Low Impact Developments) para cumplir con objetivos de sostenibilidad.

Limitaciones de EPA SWMM 5.0

- No aplicable a nivel de grandes cuencas no urbanas.
- Sin rutinas de modelación de transporte de sedimentos y erosión.
- No simula la propagación de contaminantes en el medio receptor ni en el flujo subsuperficial.
- No es una herramienta totalmente integrada respecto a las aguas urbanas.
- Es una herramienta de análisis, no una herramienta automática de diseño.
- Sin conexión integrada con Sistemas de Información Geográfica (GIS).

3. Diseño convencional de alcantarillado pluvial

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, que en la actualidad rigen su operación y que se encuentran en el manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento (CNA, 2007).

3.1. Criterios básicos

Los datos básicos para el diseño de alcantarillado pluvial son:

- a) Periodo de retorno (años)
- b) Área por drenar (ha)
- c) Sistema aguas (pluviales)
- d) Coeficiente de escurrimiento (adimensional)
- e) Intensidad de lluvia (mm/h)
- f) Método de diseño (Racional, Hidrograma unitario, etc.)
- g) Fórmulas usadas (Ecuaciones fundamentales de la hidráulica y las empíricas y experimentales requeridas y necesarias para cada caso específico.)
- h) Gasto de diseño (m^3 /s)
- i) Velocidad mínima (m/s)
- j) Velocidad máxima (m/s)
- k) Sistema de eliminación (gravedad/bombeo)
- l) Tipo de tubería (concreto, PVC, polietileno, etc.)
- m) Sitio de Descarga

Cuando llueve en una localidad, el agua no infiltrada escurre por las calles y en el terreno natural hacia las partes bajas, donde finalmente puede almacenarse o conducirse hacia los arroyos naturales. A fin de evitar que el agua se acumule o sus corrientes causen daños y molestias a la población, se construye el alcantarillado pluvial por medio del cual se conducen las aguas de lluvia hacia sitios más seguros para su vertido.

El diseño de la red abarca en forma general, la determinación de la geometría de la red, incluyendo el perfil y trazo en planta, los cálculos de diámetro y pendientes de cada tramo y la magnitud de las caídas necesarias en los pozos.

La definición de la geometría de la red se inicia con la ubicación de los posibles sitios de vertido y el trazo de colectores y atarjeas. Para ello, se siguen normas de carácter práctico, basándose en la topografía de la zona y el trazo urbano de la localidad. Por lo común, se aplican las reglas siguientes:

- 1) Los colectores de mayor diámetro se ubican en las calles más bajas para facilitar el drenaje de las zonas altas con atarjeas o colectores de menor diámetro.
- 2) El trazo de los colectores y las atarjeas se ubica sobre el eje central de las calles, evitando su cruce con edificaciones. Su trazo debe ser lo más recto posible procurando que no existan curvas. Cuando la calle sea amplia, se pueden disponer dos atarjeas, una a cada lado de la calle.
- 3) La red de alcantarillado debe trazarse buscando el camino más corto al sitio de vertido.
- 4) Las conducciones serán por gravedad. Se tratará de evitar las conducciones con bombeo.

Durante el diseño se lleva a cabo el cálculo del funcionamiento hidráulico del conjunto de tuberías a fin de revisar que los diámetros y pendientes propuestos sean suficientes para conducir el gasto de diseño de cada tramo. Además, se deben tener en cuenta las consideraciones y restricciones que sirven para disminuir los costos de construcción y evitar tanto fallas por razones estructurales como excesivos trabajos de mantenimiento.

El dimensionamiento de las tuberías depende principalmente del tamaño del área por servir y de su coeficiente de escurrimiento, de la intensidad de la lluvia de diseño, y del periodo económico de diseño.

Manejo de cuencas

Los estudios de drenaje pluvial deben elaborarse de manera integral, es decir, considerando todos aquellos factores que producen cambios radicales en el funcionamiento de la red de alcantarillado.

De esta forma, conviene analizar la zona de proyecto y sus alrededores como cuencas. Al estudiar la zona de proyecto, pueden identificarse cuencas independientes y subcuencas dentro de una misma cuenca.

Los límites de una cuenca pueden ser alterados por las diferentes obras que realiza el hombre para sus actividades. Entre ellas se encuentran los bordos, un camino o carretera, vía de ferrocarril, canal de riego u obras de protección contra inundaciones.

Los bordos y estructuras tales como puentes y alcantarillas modifican la configuración del drenaje local, siendo en ocasiones causantes de inundaciones.

Los puentes provocan remansos de importancia e inundaciones cuando se presentan avenidas extraordinarias para las cuales el claro del puente es insuficiente. Por otra parte, el azolvamiento de las alcantarillas pluviales o su insuficiencia puede también provocar inundaciones de importancia.

Por lo anterior, durante la planeación de un proyecto de drenaje pluvial, conviene analizar el “manejo de cuencas” que se hace de forma intrínseca. El agua que se capta en una cuenca y que se desvía mediante conducciones hacia alguna otra cuenca puede afectar a otras localidades originando inundaciones. También las obras que se hacen, tales como bordos, caminos y puentes, pueden provocar inundaciones cuando no se considera el drenaje pluvial de la zona.

Control de inundaciones

Se le llama “control de inundaciones” a todas aquellas obras y acciones que tienen por objeto evitar las inundaciones en una zona predeterminada. Las inundaciones y los encharcamientos pueden ser causados por lluvia directa, por el desbordamiento de corrientes, y por la presencia de obstáculos en las corrientes.

Para prevenir las inundaciones causadas por lluvia directa en una ciudad se emplean las redes de alcantarillado pluvial. En el caso de inundaciones provocadas por desbordamiento de ríos y arroyos se dispone de las obras siguientes:

- Bordos perimetrales.
- Bordos longitudinales.
- Desvíos permanentes o temporales.
- Rectificaciones.
- Presas de almacenamiento, rompepicos, derivadoras, etc.
- Limpieza de cauces y dragado en ríos.

La protección de una zona contra inundaciones causadas por el desbordamiento de corrientes se lleva a cabo generalmente con combinaciones de las obras mencionadas anteriormente.

Planeación del sistema

La planeación de un sistema de alcantarillado es un trabajo que requiere del conocimiento de los diversos factores que influyen en el funcionamiento del sistema. Por ello, debe contarse con la mayor cantidad de información sobre la zona de proyecto, con el fin de conocer a detalle la localidad y proponer opciones de proyecto que, además, de aprovechar la topografía de la zona, sean económicas y eficientes para el nivel de protección deseado.

En general, durante la planeación del sistema, conviene realizar las actividades siguientes:

- Recopilación de información básica
A fin de definir los alcances y la magnitud de un proyecto de alcantarillado pluvial en una localidad, se debe contar con información consistente en:
 - a) Datos generales. Localización geográfica, categoría política, economía, vías de comunicación y servicios públicos.
 - b) Planos de la localidad. Son esenciales para la elaboración del proyecto, pues de ellos depende el definir adecuadamente la configuración de la red, por lo que en caso de no contar con ellos, deberán hacerse levantamientos topográficos para obtenerlos. Las escalas más usuales de los planos varían desde 1:2,000 hasta 1:5,000 en plantas, y en perfiles desde 1:2,000 hasta 1:5,000 en horizontal y de 1:200 a 1:500 en vertical. En la práctica, se recomienda obtener:
 - 1) Plano topográfico actualizado de la localidad a escala 1:2,000, donde se muestren las curvas de nivel a equidistancias de un metro y se indique: trazo urbano con nombre de las calles, elevaciones de terreno en los cruceros de las calles y en los puntos donde existe cambio de pendiente o de dirección del eje de la calle.
 - 2) Plano topográfico de la cuenca donde se ubica la localidad, con escala 1:5,000 y equidistancias entre curvas de nivel de un metro. Es conveniente, indicar la Hidrología de la zona definiendo las cuencas de aportación a la localidad, exteriores a su mancha urbana; las corrientes existentes (naturales y artificiales), y los posibles sitios de vertido señalando los niveles de agua máximo y mínimo extraordinarios, los gastos correspondientes y el sentido del escurrimiento.
 - 3) Plano urbano de la localidad donde se muestren: tipos de pavimentos existentes, banquetas, áreas verdes, y usos del suelo, presentes y, en lo posible, futuros.
 - 4) Plano de la red existente de alcantarillado, donde se señale el trazo de los colectores y atarjeas, las elevaciones del terreno y de las plantillas de las tuberías en los pozos de visita, así como las características de las tuberías: material, diámetro, longitud y pendiente. Se debe indicar la ubicación de las estructuras especiales y sus principales características, como es el caso, por ejemplo, de estaciones de bombeo, canales, sifones, alcantarillas y bordos.
 - 5) Plano geológico, indicando clasificación y tipo del suelo, ubicación de sondeos y sus resultados, y profundidades del manto freático.

- 6) Planos adicionales de instalaciones subterráneas (agua potable, gas, etc.).
 - c) Información climatológica de la zona y registros pluviométricos y pluviográficos de las estaciones locales y aledañas a la zona de estudio. De esta información deberán obtenerse las intensidades máximas anuales de lluvia para diferentes duraciones de tiempo: 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos, para obtener curvas i-d-Tr.
 - d) En caso de existir, es útil considerar la información de operación de que se disponga sobre el sistema actual de desalojo de aguas pluviales y de los problemas de drenaje que se hayan presentado en la localidad, así como de sus causas y posibles soluciones.
- Definición de cuencas
En los planos disponibles, se identificarán los parteaguas que definen las áreas de aportación a la localidad; además, se determinarán las superficies de esas áreas, y los puntos donde los escurrimientos ingresan a la localidad. En los planos de la localidad se definirá la red de drenaje interna, considerando el funcionamiento superficial que presenta la red vial como conductora de las aguas pluviales, definiendo los puntos de concentración, a los que deberá darse solución especial, así como las áreas de aportación a las calles.
 - Regionalización del sistema
Deberá dividirse la localidad en atención a la pendiente del terreno natural en zonas de terreno accidentado, de terreno de pendiente moderada y en terreno plano, definiendo con ello las zonas donde presentan transiciones en la pendiente del terreno y susceptibles de problemas localizados para la capacidad del sistema.
 - Definición de las estructuras del sistema
Se definirán en apego a la red de drenaje natural en cuanto sea posible, la red de colectores primaria y secundaria, identificando los puntos de ingreso de aguas captadas en áreas exteriores a la localidad o definiendo interceptores que permitan manejar las corrientes exteriores sin ingresar al sistema interno. Asimismo, cuando la configuración del sistema lo permita, se definirán líneas de alivio entre los colectores principales que les permitan apoyar su funcionamiento en condiciones extraordinarias.

- **Definición de estructuras especiales**

Se definirán las estructuras requeridas por el sistema para un funcionamiento adecuado, entre las que pudieran encontrarse:

- Presas rompepicos en las partes altas de las cuencas de aportación al sistema.
- Presas retenedoras de azolve, cuando el arrastre de sedimentos por las corrientes represente un problema en su desalojo del sistema interior.
- Tanques de tormenta en los cambios de pendiente significativos en el sistema de 190 drenaje, determinando para ello la necesidad de una estructura subsuperficial o bien aprovechar algún elemento urbano que permita el almacenamiento de agua sin causar daños mayores, como pueden ser parques, jardines o plazas.

En todos los casos deberá considerarse la posibilidad de dar a cada uno de los elementos propuestos, el mantenimiento adecuado.

- **Consideración de áreas de retraso**

En todos los casos y como criterio general para mejorar el funcionamiento de los sistemas de drenaje, se buscará drenar las aguas superficiales hacia áreas con vegetación que determinen un retraso del ingreso de las aguas pluviales al sistema de recolección, lo que permitirá un funcionamiento más eficiente. Sin embargo, estas medidas no deberán considerarse en el dimensionamiento de los ductos, por estar sujetas a los cambios de uso y de manejo superficial futuros.

- **Definición del desalojo de las aguas**

Se buscará, en lo general, que el desalojo de las aguas sea a las corrientes naturales que se tengan en la vecindad de la localidad; descargando a ellas cuantas veces sea requerido en uno o varios puntos de éstas. Cuando se trate de descargas directas al mar, éstas deberán plantearse en el menor número posible, o bien, aprovechando descargas naturales que presentan bocas estables en su conexión al mar.

- **Ubicación de estructuras de descarga**

Las estructuras de descarga deberán quedar por arriba de los niveles que tome el agua en condiciones extremas en el cauce donde se viertan las aguas. En el caso de descargas al mar, deberá prevenirse también un margen para evitar el taponamiento de la descarga por arena, producto del arrastre eólico en la costa.

- Posibilidades de reúso

Debido al crecimiento de las poblaciones y de las industrias, se demandan caudales cada vez mayores para el suministro de agua potable, por lo que se debe contemplar la posibilidad de utilizar las aguas pluviales, bajo un estricto control técnico y sanitario, en ciertos usos industriales, en la agricultura y para recargar lagos y acuíferos subterráneos; disminuyendo el consumo de agua potable y permitiendo la recarga de los cuerpos de agua.

Cálculo hidráulico.

a) Fórmula para diseño.

Para el diseño del alcantarillado con conductos cerrados funcionando a gravedad, se considera el comportamiento hidráulico como en canales, flujo a superficie libre y se emplea la fórmula de Manning (Ec. 7) para calcular la velocidad a tubo lleno, auxiliándose con las relaciones hidráulicas y geométricas de esos conductos al operar parcialmente llenos.

b) Valor del coeficiente de rugosidad.

Dada la diversidad de materiales que se pueden emplear en alcantarillado según los requerimientos, el coeficiente de rugosidad “n” utilizado para la fórmula de Manning, varía según la calidad del acabado interior, tipo y material de la tubería. (Tabla 2.1-2).

c) Parámetros hidráulicos permisibles.

c.1.) Velocidades.

c.1.1.) Velocidad máxima: La velocidad máxima permisible, para evitar erosión en las tuberías, está en función del tipo de material que se utilice. Para su revisión se utiliza el gasto máximo extraordinario, considerando el tirante que resulte (a tubo lleno o parcialmente lleno).

c.1.2.) Velocidad mínima: La velocidad mínima permisible es de 0.6 m/s considerando el gasto mínimo y su tirante correspondiente a tubo parcialmente lleno. Adicionalmente debe asegurarse que dicho tirante tenga un valor mínimo de 1.0 cm en casos de fuertes pendientes y de 1.5 cm en casos normales. Estas restricciones tienen por objeto evitar el depósito de sedimentos que provoquen azolves y taponamientos en el tubo.

Tabla 3.1-1 Velocidades máxima y mínima permisibles en tuberías (alcantarillado)

MATERIAL DE LA TUBERÍA	VELOCIDAD (m/s)	
	MÁXIMA	MÍNIMA
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro	3.00	0.60
Concreto reforzado de 60 cm de diámetro o mayores	3.50	0.60
Concreto preesforzado	3.50	0.60
Acero con revestimiento	5.00	0.60
Acero sin revestimiento	5.00	0.60
Acero galvanizado	5.00	0.60
Asbesto cemento	5.00	0.60
Fierro fundido	5.00	0.60
Hierro dúctil	5.00	0.60
Polietileno de Alta Densidad (PEAD)	5.00	0.60
Policloruro de Vinilo (PVC)	5.00	0.60

c.2.) Diámetros mínimo y máximo.

Los diámetros mínimos y máximos en un alcantarillado sanitario, los fijan las siguientes consideraciones:

c.2.1.) Diámetro mínimo:

Conforme a la experiencia en la conservación y operación de los sistemas de alcantarillado a través de los años, el diámetro mínimo en las atarjeas debe ser de 25cm (10") independientemente del material que se utilice.

c.2.2) Diámetro máximo:

El diámetro máximo para cada caso en particular está en función de varios factores, entre los que destacan: las características topográficas de cada localidad en particular, el gasto máximo extraordinario de diseño, el tipo de material de la tubería y los diámetros comerciales disponibles en el mercado. Para el caso de grandes diámetros se debe realizar un estudio técnico-económico para definir la conveniencia de utilizar tuberías paralelas de menor diámetro, conforme al gasto máximo futuro.

En cualquier caso, la selección del diámetro depende de las velocidades permisibles y las pérdidas de carga aprovechando al máximo la capacidad hidráulica del tubo trabajando a superficie libre.

c.3.) Pendientes mínimas y máximas.

La pendiente de la tubería debe ser tan semejante a la del terreno como sea posible, con objeto de tener excavaciones mínimas, se deberá proyectar con una pendiente mínima del .003% para tuberías de 25cm (10”) de diámetro cuando las condiciones topográficas y las conexiones que se hicieran lo permitan, esto con el objeto de garantizar que el régimen hidráulico que se forme no ocasione sedimentos que reduzcan la capacidad del conducto y requiera un mantenimiento continuo.

El objetivo de establecer límites para la pendiente es, evitar hasta donde sea posible el azolve y taponamiento de la tubería, así como la construcción de estructuras de caída que además de encarecer las obras, propicia la producción del gas hidrógeno sulfurado que destruye el concreto y aumenta los malos olores de las aguas negras.

En pendientes altas hay que evitar sobrepasar las velocidades máximas permisibles, y también evitar que la tubería quede inestable y se pueda deslizar. En el caso de que exista la posibilidad de deslizamiento la tubería deberá atracarse a intervalos regulares, según se requiera.

Tabla 3.1-2 Pendientes mínimas y máximas para tuberías de alcantarillado, en milésimas (para pvc o similar).

DIÁMETRO NOMINAL (CM)	CALCULADAS	
	MÍNIMA	MÁXIMA
25	2	82
30	1	65
38	1	47
45	1	38
61	1	25

(Para sección llena)

Sistemas de alcantarillado pluvial

Gasto de diseño

El cálculo del gasto pluvial de diseño se hará mediante el método de la fórmula racional, como se indica a continuación.

$$Q_p = 2.778CIA \quad (20)$$

Donde: Q_p = Gasto pluvial, en l/s; A = Área de captación, en hectáreas; C = Coeficiente de escurrimiento, adimensional; I = Intensidad de precipitación, en mm/hr.

Coeficiente de escurrimiento.

Se obtiene como un valor ponderado de los coeficientes específicos de escurrimiento de las diversas superficies de contacto del agua de lluvia. Los valores más comunes se podrán consultar en la tabla 3.1-3.

Tabla 3.1-3 Coeficientes de escurrimiento

TIPO DEL ÁREA DRENADA	C	
	MÍN	MÁX
ZONAS COMERCIALES		
Zona comercial	0.75	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
ZONAS RESIDENCIALES		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares espaciados	0.40	0.50
Multifamiliares compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
ZONAS INDUSTRIALES		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Cementerios y parques	0.10	0.25
Campos de juego	0.20	0.35
Patios de ferrocarril	0.20	0.40
Zonas suburbanas	0.10	0.30
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinados	0.70	0.85
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
PRADERAS		
Suelos arenosos planos (Pendientes 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes Medias (0.02 - 0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02 - 0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

Un método propuesto por el Instituto de Ingeniería

El coeficiente de escurrimiento de la zona se obtuvo con base en el método del Instituto de Ingeniería, el cual engloba componentes tanto del área urbana como de la no urbana, la fórmula que se utilizó para el cálculo de la misma es la que se muestra a continuación:

$$C_{ep} = 0.45 \frac{A_u}{A_T} I_u + C_{nu} \frac{A_{nu}}{A_T} \quad (21)$$

Donde: C_{ep} = Coeficiente de escurrimiento ponderado; A_u = Área urbana de la subcuenca, km²; A_T = Área total de la subcuenca, km²; A_{nu} = Área no urbana de la subcuenca, km²; I_u = Índice de urbanización; C_{nu} = Coeficiente de escurrimiento no urbano.

Para el empleo de la fórmula anterior fue necesario obtener los índices de urbanización y coeficientes de escurrimiento no urbano de acuerdo con las características de cada una de las cuencas en estudio.

Índice de urbanización

El índice de urbanización es un parámetro que determina la densidad del área urbana de una cuenca, es decir, en ocasiones los desarrollos urbanos tienen cierta dispersión o cuentan con una gran cantidad de áreas verdes, conforme estos parámetros aumentan el índice de urbanización disminuye; por el contrario, cuando la mancha urbana es muy concentrada y las áreas destinadas a jardines son muy escasas, su valor es más alto, el rango en el que se puede encontrar este valor es de 0.6 a 1.

Determinación del coeficiente de escurrimiento no urbano

Otro de los parámetros importantes para el cálculo del coeficiente de escurrimiento es el coeficiente de escurrimiento no urbano. Dependiendo de la permeabilidad del suelo se le puede asignar los siguientes valores:

Permeabilidad alta 0.06,

Permeabilidad media 0.08,

Permeabilidad baja 0.12

Para las arcillas del Valle de México 0.15

Pendiente del terreno

La pendiente media del cauce principal se aproximará más al real, mientras mayor sea el número de tramos seleccionados a lo largo del cauce. De acuerdo con el criterio de Taylor y Schwarz, se considera que el río puede estar formado por una serie de tramos de igual longitud o bien por tramos de longitud variable. La pendiente media para tramos de igual longitud se determina con la expresión:

$$S = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2 \quad (22)$$

Donde: S es la pendiente media del cauce; n es el número de tramos de igual longitud; y S_n es la pendiente del tramo n .

La pendiente media para tramos de longitud variable se calcula con la ecuación:

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (23)$$

Donde: S es la pendiente media del cauce; L es la longitud total del río; l_m es la longitud del tramo m ; y S_m es la pendiente del tramo m .

Intensidad de precipitación

Deberá obtenerse de la estación climatológica con pluviógrafo, más próxima a la zona donde se ubique la obra, con base en el periodo de retorno y la duración establecidos.

Tiempo de concentración

Se calculará con la siguiente expresión o sacando un promedio de diferentes ecuaciones, según sea el caso, (Vélez y Botero, 2010).

$$tc = 0.0207 \frac{L^{1.155}}{H^{0.385}} \quad (24)$$

Donde: tc = Tiempo de concentración, en min; L = Longitud desde el punto más alejado del punto de captación, en metros; H = Desnivel entre el punto más alejado y el punto de captación, en metros.

Tiempo de concentración por el método Racional Generalizado:

$$t_c = \left[\frac{60nL}{H^{0.3}} \right] \quad (25)$$

Donde: Tiempo de concentración (t_c) en mín., Longitud (L) en m, Altura (H) en m, Coeficiente de rugosidad (n) adimensional.

Tiempo de concentración por el método AFA:

$$t_c = 3.26(1.1 - C) \left[\frac{(L \times 1000)^{0.5}}{(S \times 100)^{0.333}} \right] \quad (26)$$

Donde: Tiempo de concentración (t_c) en mín., Coeficiente de escurrimiento (C) adimensional, Longitud (L) en km, Pendiente (S) adimensional.

Tiempo de concentración por el método de Ven Te Chow:

$$t_c = 0.01 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \quad (27)$$

Donde: Tiempo de concentración (t_c) en hr, Longitud (L) en m, Pendiente (S) en porcentaje.

Tiempo de concentración por el método de Kirpich:

$$t_c = 0.0003455 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} \quad (28)$$

Donde: Tiempo de concentración (t_c) en hr, Longitud (L) en m, Pendiente (S) adimensional.

3.2. Consideraciones CONAGUA

La selección de método adecuado para diseñar obras de protección contra inundaciones depende, en principio, del tipo de problema por resolver (magnitud de la obra, precisión requerida, características de la cuenca, etc.) y de la información disponible, de manera que el esfuerzo que se realice en el estudio debe corresponder a los beneficios que se esperan de la precisión en los resultados.

Por otra parte, existen factores de tipo subjetivo, como es la experiencia del diseñador en la aplicación de un método particular que influye en la decisión adoptada.

Una vez definida la zona en estudio, se procederá a dividir en áreas de aportación donde se encontrará la red de atarjeas, la que deberá reconocer el subcolector que se localizará en la parte baja de dichas áreas. Los subcolectores aportarán el caudal que conducen a los colectores y éstos finalmente al emisor que descargará el gasto en el sitio de vertido; con base en la anterior el sistema de drenaje pluvial lo podemos dividir para su diseño en:

- Red de atarjeas (red secundaria)
- Colectores (red primaria)
- Emisores (sistema de desagüe)

Según CONAGUA se tiene que seguir el siguiente método de diseño:

Diseño de la red de Atarjeas (red secundaria)

- a) Se determina el periodo de retorno relacionado directamente con el uso del suelo en el área en estudio.

Tabla 3.2-1 Uso del suelo y periodos de retorno

Tipo de uso	T (años)
Zona de actividad comercial	5.0
Zona de actividad industrial	5.0
Zona de edificios públicos	5.0
Zona residencial multifamiliar de alta densidad	3.0
Zona residencial unifamiliar y multifamiliar de baja densidad	1.5
Zona recreativa de alto valor e intenso uso por el público	1.5
Otras áreas recreativas	1.0

- b) Se estima el tiempo de concentración de la cuenca, t_c .
- c) Calculo de la lluvia de diseño asociada al periodo de retorno seleccionado en el paso a).
- d) Calculo del coeficiente de escurrimiento asociado a la cuenca de cada tramo.
- e) Si en el sistema existen elementos de regulación importantes (almacenamientos), será necesario dar la distribución en el tiempo de la tormenta de diseño, para lo cual se requiere hacer un modelo de simulación.

Diseño de colectores (red primaria)

- a) Determinar el periodo de retorno con el procedimiento descrito en el subcapítulo 3.1. Si solo se trata de revisar la red, se recomienda hacerlo para periodos de retorno de 3, 5, 10 y 20 años.
- b) Estimar el tiempo de concentración, la lluvia de diseño y el coeficiente de escurrimiento correspondiente a cada subcuenca de aportación. Si el área de la cuenca es mayor de 10 km², la lluvia de diseño se deberá afectar por el factor de reducción por área.
- c) Determinar los hidrogramas de ingreso a la red, utilizando, según la información disponible, cualquiera de los tipos de hidrograma unitario (sintético, triangular o adimensional), correspondientes a la salida de los colectores secundarios.
- d) Transitar los hidrogramas por la red en estudio.

Diseño de emisores

- a) Si se estudian elementos de conducción solamente, puede utilizarse hidrogramas unitarios deducidos de simulaciones o mediciones en las descargas de la red primaria.
- b) Si el sistema en estudio está alimentado por una cuenca rural o poco urbanizada, y además, contiene vasos de regulación, los hidrogramas de ingreso se calculan con el hidrograma unitario adimensional, y el tránsito de las avenidas por los elementos de regulación, se simula utilizando un método de tránsito de avenidas en sistemas de presas interconectadas.

Pérdidas de lluvia

Las cuencas urbanas, son aquellas cuyas condiciones se modifican con el tiempo, de manera que las peculiaridades estadísticas de los escurrimientos no pueden ser determinadas directamente a partir de los registros de éstos y se tiene que recurrir a estimar; primero, las peculiaridades estadísticas de las tormentas y segundo, mediante un modelo de lluvia-escurrimiento, determinar las avenidas, suponiendo que su probabilidad de ocurrencia es idéntica a la de la tormenta utilizada para generarla.

Es común que no se cuente con registros adecuados de escurrimientos en el sitio de interés para determinar los parámetros necesarios para diseño y operación de obras hidráulicas. Normalmente, los registros de precipitación son más abundantes que los de escurrimiento y, además, no se afectan por cambios en la cuenca, como construcción de obras de almacenamiento y derivación, talas, urbanización, etc. Por ello, es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento

en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación. Las características de la cuenca se conocen por medio de planos topográficos y de uso de suelo; la precipitación se conoce a través de mediciones directas, en el caso de la precipitación que provoca avenidas frecuentes.

Los parámetros principales que intervienen en el proceso de conversión de lluvia a escurrimiento son los siguientes:

- Área de la cuenca.
- Altura total de precipitación.
- Características generales de la cuenca, como son la forma, pendiente, vegetación, etc.
- Distribución de la lluvia en el tiempo.
- Distribución en el espacio de la lluvia y de las características de la cuenca.

Para estimar el gasto producido por lluvia sobre una cuenca, existen diferentes métodos, los cuales se clasifican en:

- a) Métodos directos o empíricos: Consideran que el escurrimiento provocado por una tormenta es función, principalmente, de las características físicas de la cuenca; ejemplo de estos métodos son el de Burkli-Ziegler, racional y gráfico alemán.
- b) Métodos hidrológicos.- Consideran que existe una relación funcional, generalmente lineal, entre la distribución de la lluvia en el tiempo y el hidrograma a la salida de la cuenca. Dicha relación funcional se basa en principios hidrológicos y puede calibrarse con registros simultáneos de lluvias-escurrimientos en la cuenca que se estudia, sin considerar explícitamente sus características físicas. Ejemplo de estos métodos es el Roa Research Laboratory y el del Hidrograma Unitario.

3.3. Limitaciones del diseño convencional

El crecimiento de las ciudades exige notables inversiones en infraestructuras, siendo la mayoría de ellas utilizadas diariamente por el ciudadano. Este es el caso de las vías de comunicación, zonas verdes, centros hospitalarios, redes para el suministro de fluidos, etc. No obstante, el uso de estas infraestructuras y el normal desarrollo de la actividad ciudadana están, en ciertos momentos, condicionados por el correcto funcionamiento de otra infraestructura: la red de drenaje de aguas pluviales.

El desarrollo urbano altera de manera importante la hidrología de las cuencas donde se origina. En particular, se modifican la red de drenaje y el proceso de transformación lluvia-escorrentía. Como consecuencia de la actividad urbanizadora, los cauces naturales que conforman la red hidrográfica original deben ser conservados y adecuados a las nuevas condiciones, esto para que no afecte de forma directa a su capacidad de desagüe y por tanto no se propicie la existencia de inundaciones.

Los principales problemas son:

- La incapacidad al promover y realizar la temporal retención superficial o subterránea (estanques o depósitos de retención/detención) y la infiltración (estructuras de infiltración en donde sea factible), para no incrementar el volumen y la velocidad de circulación del agua hacia las partes más bajas de la cuenca. Esta dinámica dará como resultado final el que las redes de drenaje de dichas partes bajas se vean sometidas a escurrimientos con mayor volumen (mayor coeficiente de escorrentía), mayor caudal punta y mayor brusquedad (menos tiempo entre el inicio de la lluvia y la presentación del caudal máximo, disminución del tiempo de concentración).
- La mala gestión de las infraestructuras y servicios relacionados con el servicio urbano.
- Cuando la red se diseña para una lluvia que tiene un periodo de retorno menor al que se puede llegar a presentar en el momento dado, los gastos en la red no pueden ser conducidos en su totalidad, esto origina que se produzcan encharcamientos e inundaciones.
- Mal trazo de atarjeas, colectores y emisores incrementando las distancias de recorrido hacia los sitios de vertido.
- Las pendientes de las tuberías no son las adecuadas ocasionando velocidades inadmisibles en un rango específico donde se busca evitar por una parte, la sedimentación y azolve de las tuberías, y por otra, la erosión en las paredes de los conductos.
- No se tienen los volúmenes de excavación requeridos, por lo cual las tuberías no son capaces de resistir cargas vivas ocasionando sus rupturas.
- No se le da un mantenimiento adecuado a la red de tuberías.

3.4. Ejemplo

La zona de estudio se encuentra en la delegación Tlalpan, donde las características principales de esta es que cuenta con alta pendiente, suelo rocoso y urbanización densa.



Figura 3.4-1 Zona de estudio en la delegación Tlalpan

En el análisis de la zona de estudio se empleó un tramo para saber el comportamiento de las tuberías secundarias.



Figura 3.4-2 Tramo de análisis de la zona de estudio (Tubería secundaria)

La precipitación máxima anual promedio para el análisis de la zona de estudio, tiene datos desde 1968 hasta 2009 y se ingresaron al programa AX para calcular los periodos de retorno.

Tabla 3.4-1 Precipitaciones Máximas Anuales

Año	Lluvia (mm)	Año	Lluvia (mm)	Año	Lluvia (mm)
1968	27.5	1969	39.7	1970	22.8
1971	0	1972	0	1973	40.5
1974	35.5	1975	28.9	1976	110.6
1977	26	1978	68.8	1979	34
1980	31.9	1981	29.6	1982	27.2
1983	23.9	1984	12.5	1985	28.6
1986	50	1987	30.6	1988	32.4
1989	35.1	1990	29.8	1991	29.8
1992	31.7	1993	13.5	1994	52.3
1995	73.4	1996	45.1	1997	55.5
1998	46	1999	52.7	2000	52.5
2001	35.2	2002	34.7	2003	41.5
2004	47.7	2005	71.8	2006	55.1
2007	41.2	2008	54.8	2009	57.9

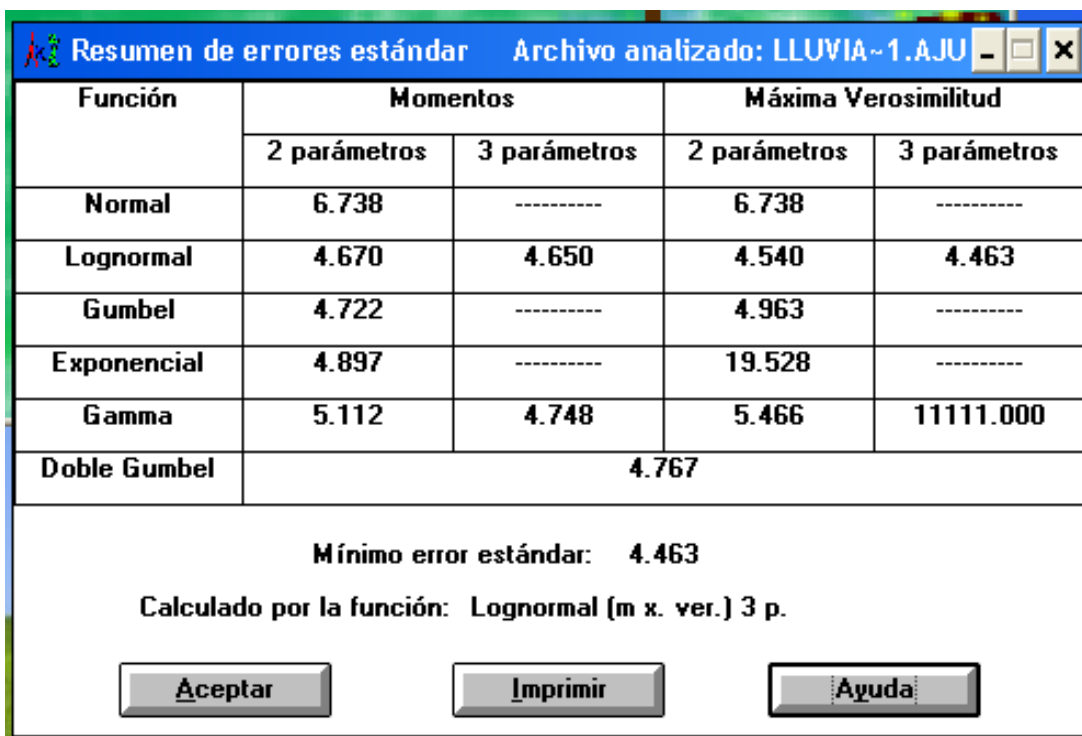


Figura 3.4-3 Resultados del programa AX

Tabla 3.4-2 Precipitación para diferentes periodos de retorno obtenido del programa AX

Tr	hp
años	mm
2	39.00
5	56.09
10	67.70
20	79.01
50	93.97
100	105.45
200	117.15
500	133.06
1000	145.64
2000	158.60
5000	174.97
10000	189.26

Se utilizó el Método Racional, como se explica en el capítulo 3.1, para calcular el gasto pico de diseño del sistema, por lo cual el cálculo del coeficiente de escurrimiento (Ec. 21) con el método del instituto de ingeniería:

$$C_{ep} = 0.45 \frac{1.9568}{2.446} 0.9 + 0.12 \frac{0.4892}{2.446}$$

$$C_{ep} = 0.348$$

Se calculó la pendiente del terreno con la fórmula de Taylor y Schwarz (Ec. 23):

$$S = \left[\frac{3840.11}{\frac{700.67}{\sqrt{70/700.67}} + \frac{1536.91}{\sqrt{1536.91/35}} + \frac{1602.53}{\sqrt{1602.53/100}}} \right]^2$$

$$S = 0.0416$$

Finalmente, se calculó el tiempo de concentración promedio usando diferentes autores:

Tabla 3.4-3 Tiempo de concentración

Fórmula	<i>t_c</i>
Racional Generalizado	0.933 minutos
AFA	94.466 minutos
Ven Te Chow	1.246 horas
Kirpich	0.676 horas

Para el cálculo del Tiempo de Concentración Promedio se omitió el método Racional Generalizado, porque este no concuerda con los resultados obtenidos por los otros autores.

t_c Promedio 69.936 mín
t_c Promedio 1.166 hr.

Se calculó las curvas i-d-Tr con el método propuesto por el Maestro Carlos Baeza Ramírez (Baeza, 2007):

De acuerdo en el mapa de regionalización, le corresponde un valor de R con valores mayores de 0.55.

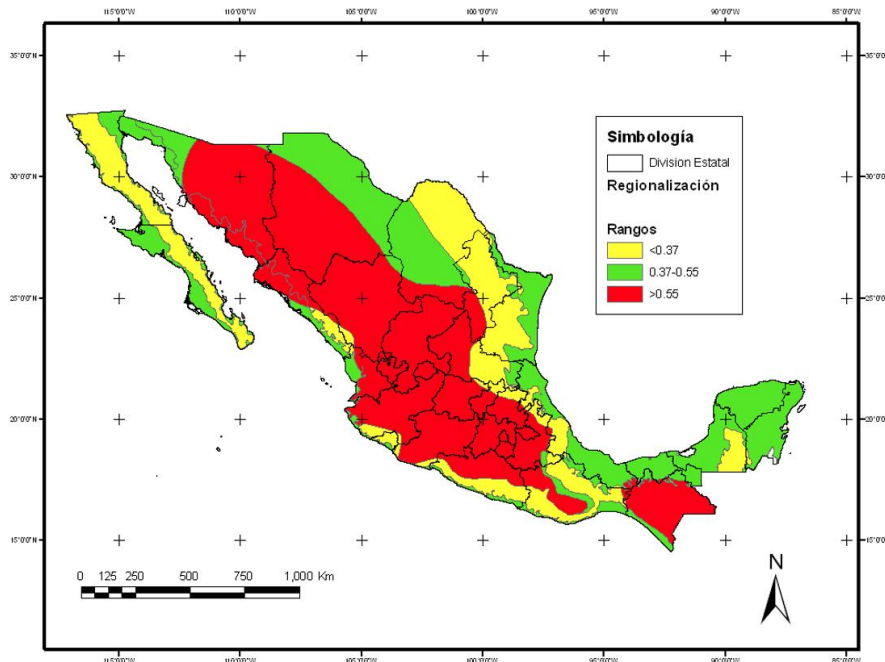


Figura 3.4-4 Regionalización del factor de conectividad R

Con los datos de lluvia anual máxima se obtuvieron los valores del periodo de retorno de 2 hasta 10,000 años (Tabla 3.4-2).

Para el ejemplo se tomó un valor de $R = 0.6$. A continuación se detallará el cálculo sólo para la duración de 5 minutos y periodo de retorno de 2 años, los resultados para las demás duraciones y periodos de retorno se resumen en la Tabla 3.4-6.

Tabla 3.4-4 Relación P_d^T/P_1^T para diferentes valores de R, y para duraciones de 5 minutos a 8 horas

D (min)	Bell	K=0.15	K=0.20	K=0.30	K=0.40	K=0.60	K=0.70
5	0.29	0.25	0.27	0.29	0.29	0.30	0.30
10	0.45	0.36	0.4	0.43	0.45	0.47	0.48
15	0.57	0.46	0.49	0.54	0.56	0.59	0.6
30	0.79	0.67	0.70	0.74	0.77	0.80	0.81
60	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
120	1.25	1.49	1.41	1.32	1.25	1.18	1.16
240		2.23	1.99	1.72	1.53	1.34	1.30
360		2.81	2.44	2.0	1.72	1.43	1.38
480		3.32	2.81	2.23	1.86	1.49	1.43

De la tabla 3.4-4 se tiene la relación $\frac{P_d^T}{P_1^T}$

$$\frac{P_d^T}{P_1^T} = \frac{P_5^T}{P_{60}^T} = 0.30 \quad \rightarrow \quad P_5^T = 0.30P_{60}^T$$

La lluvia con duración de una hora, se obtiene de la relación de R.

$$R = \frac{P_1^T}{P_{24}^T} = 0.60 \quad \rightarrow \quad P_5^T = 0.30(P_1^T) = 0.30(0.60P_{24}^T) = 0.18P_{24}^T$$

Sustituyendo el valor de los ajustes de la precipitación en 24 horas para 2 años de retorno en la ecuación anterior, se obtiene la precipitación para una duración de 5 minutos y un periodo de retorno de 2 años.

$$P_5^2 = 0.18(P_{24}^2) = 0.18(39mm) = 7.02 \text{ mm.}$$

Tabla con todos los cálculos de las precipitaciones para los demás periodos de retorno y duraciones.

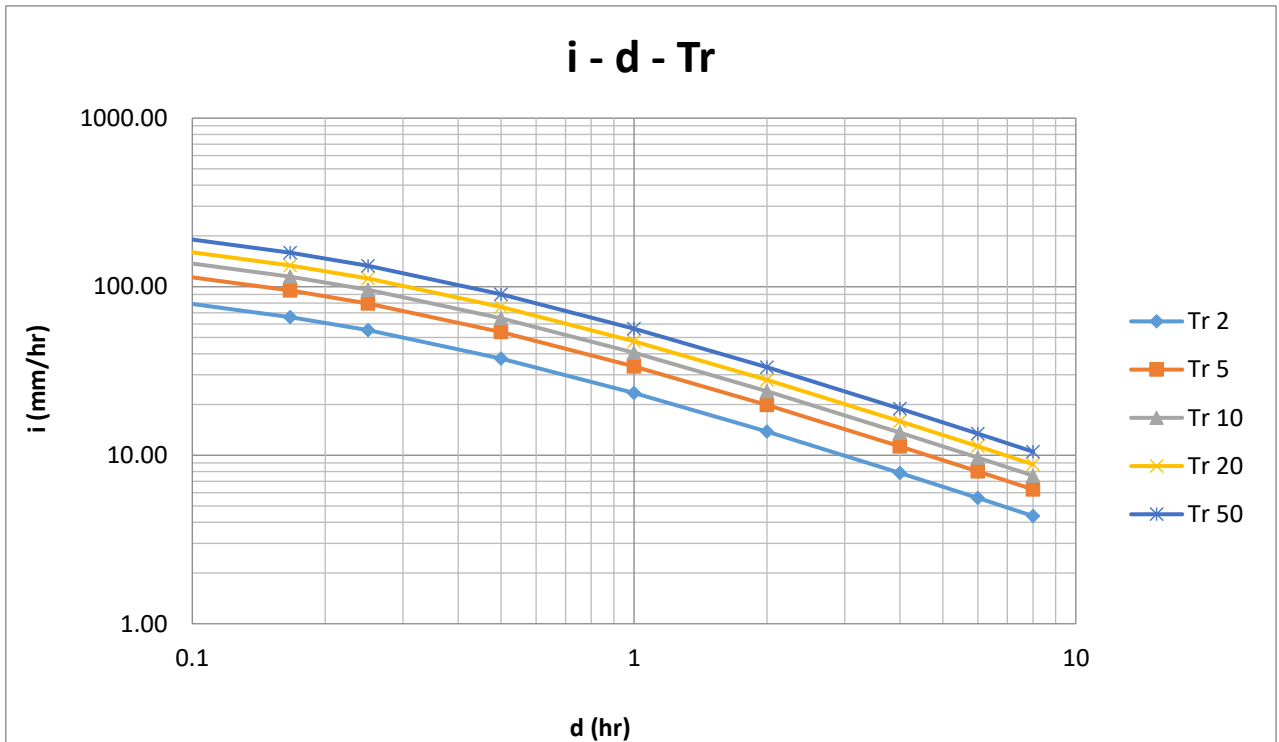
Tabla 3.4-5 Precipitaciones para diferentes duraciones y periodos de retorno con ajuste

d (min)	d (hr)	P ^{T_d} /P ^{T₁}	Tiempo de Retorno (años)											
			2	5	10	20	50	100	200	500	1000	2000	5000	10000
5	0.083	0.3	7.02	10.10	12.19	14.22	16.91	18.98	21.09	23.95	26.22	28.55	31.49	34.07
10	0.167	0.47	11.00	15.82	19.09	22.28	26.50	29.74	33.04	37.52	41.07	44.73	49.34	53.37
15	0.25	0.59	13.81	19.86	23.97	27.97	33.27	37.33	41.47	47.10	51.56	56.14	61.94	67.00
30	0.5	0.8	18.72	26.92	32.50	37.92	45.11	50.62	56.23	63.87	69.91	76.13	83.99	90.84
60	1	1	23.40	33.65	40.62	47.41	56.38	63.27	70.29	79.84	87.38	95.16	104.98	113.56
120	2	1.18	27.61	39.71	47.93	55.94	66.53	74.66	82.94	94.21	103.11	112.29	123.88	134.00
240	4	1.34	31.36	45.10	54.43	63.52	75.55	84.78	94.19	106.98	117.09	127.51	140.68	152.17
360	6	1.43	33.46	48.13	58.09	67.79	80.63	90.48	100.51	114.17	124.96	136.08	150.12	162.39
480	8	1.49	34.87	50.14	60.52	70.63	84.01	94.27	104.73	118.96	130.20	141.79	156.42	169.20

Por último se obtienen las intensidades, dividiendo las precipitaciones con las duraciones.

Tabla 3.4-6 Intensidades de precipitación para diferentes periodos de retorno

d (min)	d (hr)	Intensidades (mm/hr)											
		Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 20	Tr 50	Tr 100	Tr 200	Tr 500	Tr 1000	Tr 2000	Tr 5000	Tr 10000
5	0.083	84.24	121.15	146.23	170.66	202.98	227.77	253.04	287.41	314.58	342.58	377.94	408.80
10	0.167	65.99	94.90	114.55	133.68	159.00	178.42	198.22	225.14	246.42	268.35	296.05	320.23
15	0.25	55.22	79.42	95.86	111.88	133.06	149.32	165.88	188.41	206.23	224.58	247.76	267.99
30	0.5	37.44	53.85	64.99	75.85	90.21	101.23	112.46	127.74	139.81	152.26	167.97	181.69
60	1	23.40	33.65	40.62	47.41	56.38	63.27	70.29	79.84	87.38	95.16	104.98	113.56
120	2	13.81	19.86	23.97	27.97	33.27	37.33	41.47	47.10	51.56	56.14	61.94	67.00
240	4	7.84	11.27	13.61	15.88	18.89	21.20	23.55	26.75	29.27	31.88	35.17	38.04
360	6	5.58	8.02	9.68	11.30	13.44	15.08	16.75	19.03	20.83	22.68	25.02	27.06
480	8	4.36	6.27	7.57	8.83	10.50	11.78	13.09	14.87	16.28	17.72	19.55	21.15



Gráfica 3.4-1 Curvas i-d-Tr con los datos de la tabla 3.4-5

Finalmente para calcular el gasto de diseño, se utiliza el método Racional (Ec. 20), ya que se cuenta con el coeficiente de escurrimiento, la intensidad de precipitación (intensidad de una hora para un periodo de retorno de 10 años) y el área (calculada con ayuda de Google Earth).

$$Q_p = 2.778 * 0.348 * 40.62 * 244.6$$

$$Q_p = 9605.232 \text{ lps}$$

$$Q_p = 9.605 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_p = 3.9297\text{E-}06 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^2$$

Una vez que se tiene el gasto pico del sistema, lo dividimos entre el área total de la zona de estudio para obtener un gasto por metro cuadrado, y poder calcular de manera más precisa el comportamiento de la zona del ejemplo.

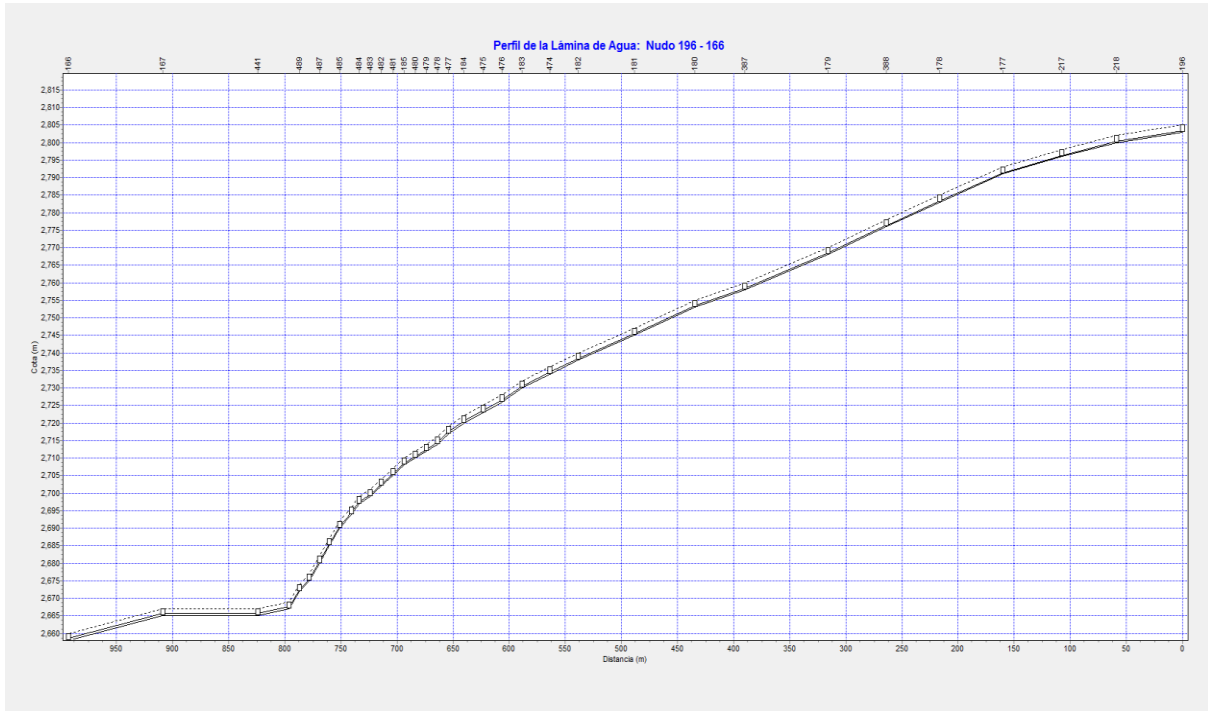


Figura 3.4-5 Perfil de la Lámina de agua de la zona de ejemplo

Para el cálculo, se desarrollará un tramo completo y después se hará una tabla con todos los resultados.

Tramo 2

Profundidad 2 m

Nodo inicial 218

Nodo final 217

Cota inicial 2800 m

Cota final 2796 m

Longitud (L) 48.76 m

Pendiente del terreno (s) $s = \frac{2800 - 2796}{48.76}$ $s = 0.08$

Área de aporte 10467.43 m²

Gasto (Q) $Q = 10467.43 * 3.93E^{-6}$ $Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$

Diámetro (D)	0.30 m
n	0.014

Se calcula el nivel, utilizando el método de Newton-Raphson, (Sotelo, 2002).

$$c = \frac{Q_i * n}{\sqrt{s_i}} \quad (29)$$

$$y_1 = \frac{D_i}{2} \quad (30)$$

$$\theta_i = \cos^{-1} \left(1 - 2 * \frac{y_1}{D_i} \right) \quad (31)$$

$$\text{Área tubo (A)} \quad A = 0.25 * D_i^2 * (\theta_i - 0.5 \sin(2 * \theta_i)) \quad (32)$$

$$\text{Radio Hidráulico (Rh)} \quad Rh = 0.25 * D_i * (1 - \sin((2 * \theta_i)/(2 * \theta_i))) \quad (33)$$

$$\text{Espejo del agua (T)} \quad T = 2 * \sqrt{(y_1 * (D_i - y))} \quad (34)$$

$$dp = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{y_1}{D_i}\right) * \left(1 - \frac{y_1}{D_i}\right)}} \quad (35)$$

$$F = A_i * \left(Rh_i^{\frac{2}{3}}\right) - c_i \quad (36)$$

$$F' = \left(Rh_i^{\frac{2}{3}}\right) * \frac{(5 * T_i - 2 * Rh_i * dp_i)}{3} \quad (37)$$

$$y_i = y_1 - \frac{F_i}{F'_i} \quad (38)$$

Tabla 3.4-7 Cálculo del nivel final de la tubería mediante el método de Newton-Rhapson

$y1$	θ_i	A	rh	T	dp	F	F'	y_i
0.15	1.5708	0.0353	0.075	0.3	2	0.0043	0.0711	0.0899
0.0899	1.1586	0.0178	0.0512	0.2749	2.1828	0.0004	0.0529	0.0815
0.0815	1.0964	0.0155	0.0472	0.2669	2.2483	0	0.0488	0.0811
0.0811	1.0938	0.0154	0.047	0.2665	2.2513	0	0.0487	0.0811
0.0811	1.0938	0.0154	0.047	0.2665	2.2514	0	0.0487	0.0811
0.0811	1.0938	0.0154	0.047	0.2665	2.2514	0	0.0487	0.0811
0.0811	1.0938	0.0154	0.047	0.2665	2.2514	0	0.0487	0.0811
0.0811	1.0938	0.0154	0.047	0.2665	2.2514	0	0.0487	0.0811
0.0811	1.0938	0.0154	0.047	0.2665	2.2514	0	0.0487	0.0811

Nivel final (y) 0.0811 m

Finalmente, se calcula la velocidad con el método de Manning (Ec. 7) y se rectifica con la ecuación de continuidad (Ec. 3):

Velocidad por Manning $V = 2.665 \text{ m/s}$

Velocidad por continuidad $V' = 2.665 \text{ m/s}$

A continuación se muestran los cálculos de todos los tramos:

Tabla 3.4-8 Resultados obtenidos por el método tradicional de la tubería secundaria

Tramo	Nodos		Longitud (m)	Δh (m)	Pendiente del Terreno	Área de aporte (m ²)	Gasto (m ³ /s)	Diámetro (m)	Rh (m)	Área (m ²)	Velocidad (m/s)	y (m)
	Inicial	Final										
1	196	218	58.67	-	0.05	6887.04	0.03	0.30	0.04	0.01	2.00	0.07
2	218	217	48.76	-	0.08	10467.43	0.04	0.30	0.05	0.02	2.67	0.08
3	217	177	52.95	-	0.09	14954.31	0.06	0.30	0.05	0.02	3.10	0.09
4	177	178	55.84	-	0.14	18694.46	0.07	0.30	0.05	0.02	3.84	0.09
5	178	388	47.45	-	0.15	23146.78	0.09	0.30	0.06	0.02	4.12	0.11
6	388	179	52.52	-	0.15	28338.22	0.11	0.30	0.06	0.03	4.40	0.12
7	179	387	73.62	-	0.14	32620.94	0.13	0.50	0.06	0.03	4.20	0.11
8	387	180	44.65	-	0.11	36688.38	0.14	0.50	0.07	0.04	4.06	0.12
9	180	181	53.96	-	0.15	40769.47	0.16	0.50	0.07	0.03	4.62	0.12
10	181	182	50.06	-	0.14	44868.37	0.18	0.50	0.07	0.04	4.65	0.12
11	182	474	25.05	1.50	0.10	46989.02	0.18	0.50	0.08	0.04	4.18	0.14
12	474	183	25.05	1.50	0.10	49109.67	0.19	0.50	0.08	0.05	4.24	0.14
13	183	476	17.86	1.50	0.14	50482.97	0.20	0.50	0.08	0.04	4.82	0.13
14	476	475	17.00	1.50	0.09	51856.26	0.20	0.50	0.09	0.05	4.12	0.15
15	475	184	17.00	1.50	0.09	53229.56	0.21	0.50	0.09	0.05	4.15	0.15
16	184	477	13.30	1.50	0.11	54046.63	0.21	0.50	0.08	0.05	4.55	0.14
17	477	478	10.00	1.50	0.15	54863.71	0.22	0.50	0.08	0.04	5.06	0.13
18	478	479	10.00	1.50	0.05	55680.78	0.22	0.50	0.10	0.06	3.42	0.18
19	479	480	10.00	1.50	0.05	56497.85	0.22	0.50	0.10	0.06	3.44	0.18
20	480	185	10.00	1.50	0.05	57314.92	0.23	0.50	0.10	0.07	3.45	0.18
21	185	481	10.00	1.50	0.15	57830.93	0.23	0.50	0.08	0.04	5.13	0.14
22	481	482	10.00	1.50	0.15	58346.94	0.23	0.50	0.08	0.04	5.15	0.14
23	482	483	10.00	1.50	0.15	58862.95	0.23	0.50	0.08	0.04	5.16	0.14
24	483	484	10.00	1.50	0.05	59378.96	0.23	0.50	0.10	0.07	3.48	0.19
25	484	186	7.16	1.50	0.21	59894.96	0.24	0.50	0.08	0.04	5.84	0.13
26	186	485	10.18	1.50	0.25	60174.06	0.24	0.50	0.07	0.04	6.19	0.12
27	485	486	9.00	1.50	0.39	60453.16	0.24	0.50	0.07	0.03	7.30	0.11
28	486	487	9.00	1.50	0.39	60732.26	0.24	0.50	0.07	0.03	7.31	0.11
29	487	488	9.00	1.50	0.39	61011.36	0.24	0.50	0.07	0.03	7.31	0.11
30	488	489	9.00	1.50	0.17	61290.45	0.24	0.50	0.08	0.04	5.42	0.14
31	489	187	9.00	1.50	0.39	61569.55	0.24	0.50	0.06	0.03	7.04	0.10
32	187	441	28.07		0.07	62451.26	0.25	0.70	0.09	0.06	3.89	0.15
33	441	167	84.50		0.001	64944.04	0.26	0.70	0.21	0.32	0.80	0.54
34	167	166	84.16		0.08	67530.65	0.27	0.70	0.09	0.06	4.20	0.15

Se puede observar que en la realización del ejemplo pasa lo siguiente:

- Las pendientes son demasiado fuertes en la parte final de la zona.
- La velocidad rebasa los límites permisibles que dicta la norma, donde se establece que no debe ser mayor a 5 m/s.
- El tirante nunca sobrepasa el diámetro del tubo.

Por lo tanto, en los siguientes capítulos se profundizará que soluciones pueden aplicar a estos casos.

4. Diseño de alcantarillado pluvial con SWMM

En la zona de estudio, mencionada anteriormente en el capítulo 3.4, se hará el análisis del mismo tramo (tubería secundaria) y de la tubería principal; con el método tradicional y con el uso del programa SWMM, que nos permitirá proyectar de manera más efectiva el comportamiento del alcantarillado, usando una tormenta.

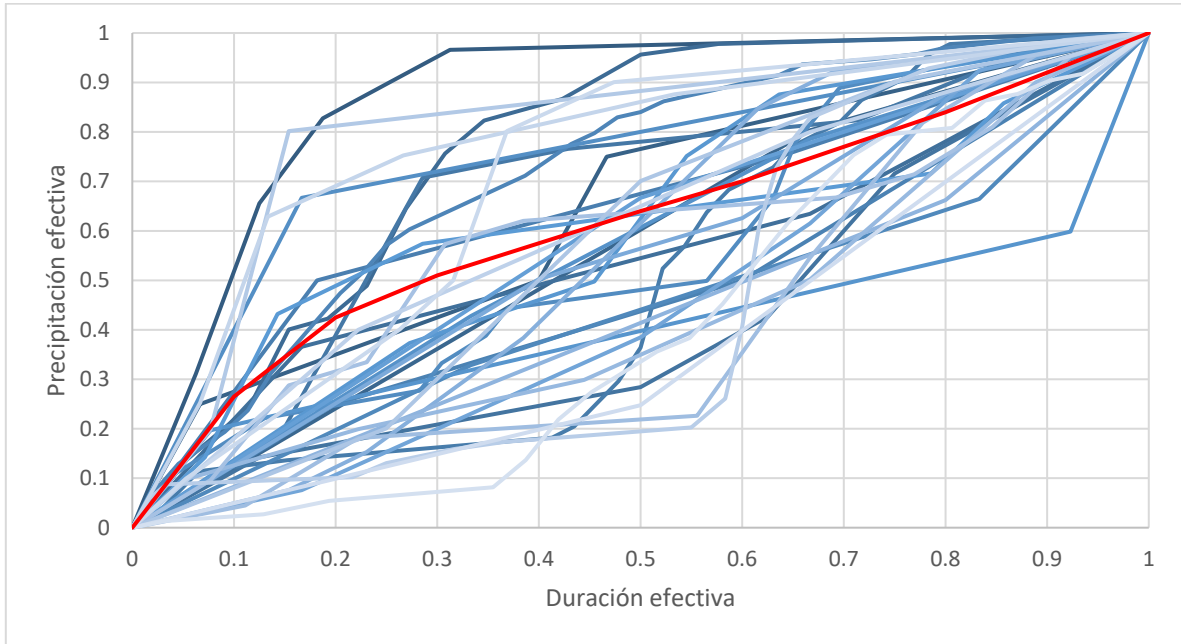
4.1. Análisis de lluvia

Primero se utilizó un historial de lluvias, la cual contenía datos de precipitaciones medidas cada 10 minutos, de la cual se separaron las tormentas de todo el año, y se calculó la lluvia efectiva y la duración efectiva, para saber el comportamiento que se tenía.

Tabla 4.1-1 Ejemplo de separación de tormentas

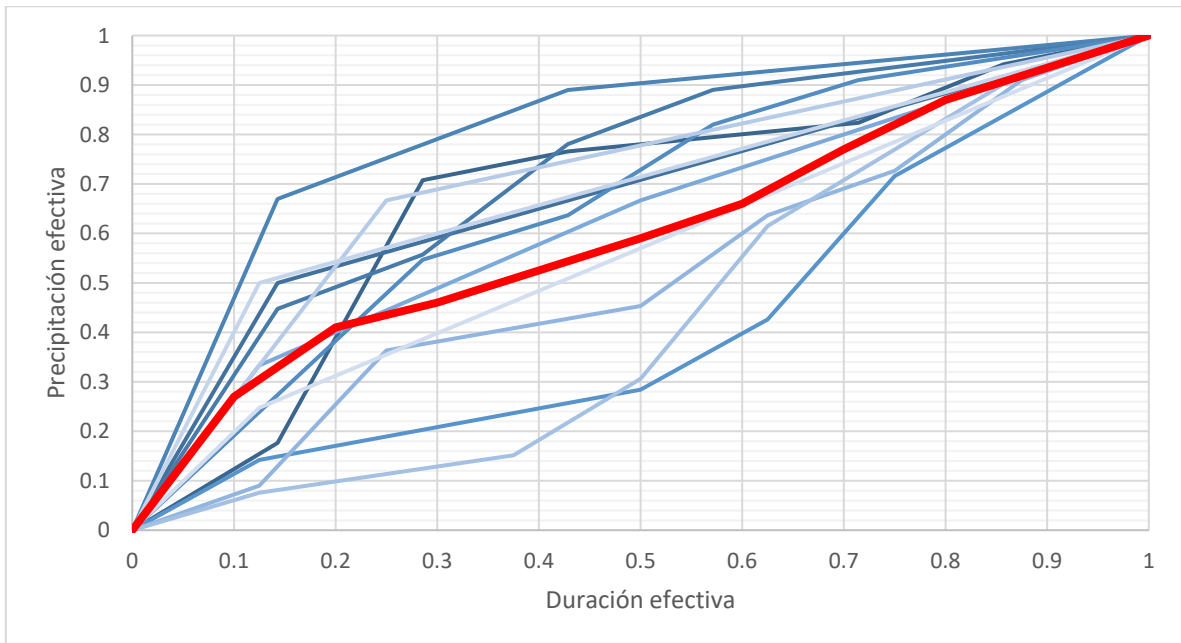
Fecha	Hora	Duración	Duración Acum.	Duración Efec.	Lluvia	Lluvia Acum.	Lluvia efec.
		00:00:00	00:00:00	0	0	0	0
2008 jun 04	00:40:00	00:10:00	00:10:00	0.0667	0.25	0.25	0.25
2008 jun 04	01:30:00	00:50:00	01:00:00	0.4	0.25	0.5	0.5
2008 jun 04	01:40:00	00:10:00	01:10:00	0.467	0.25	0.75	0.75
2008 jun 04	03:00:00	01:20:00	02:30:00	1	0.25	1	1
Fecha	Hora	Duración	Duración Efec.	Lluvia	Lluvia Acum.	Lluvia efec.	
		00:00:00	00:00:00	0	0	0	
2008 jun 04	21:00:00	00:10:00	00:10:00	0.038	1.27	1.27	0.111
2008 jun 04	21:20:00	00:20:00	00:30:00	0.115	1.52	2.79	0.245
2008 jun 04	21:30:00	00:10:00	00:40:00	0.154	1.78	4.57	0.401
2008 jun 04	21:40:00	00:10:00	00:50:00	0.192	0.25	4.82	0.422
2008 jun 04	21:50:00	00:10:00	01:00:00	0.231	0.76	5.58	0.489
2008 jun 04	22:00:00	00:10:00	01:10:00	0.269	1.78	7.36	0.645
2008 jun 04	22:10:00	00:10:00	01:20:00	0.308	1.27	8.63	0.756
2008 jun 04	22:20:00	00:10:00	01:30:00	0.346	0.76	9.39	0.823
2008 jun 04	22:30:00	00:10:00	01:40:00	0.385	0.25	9.64	0.845
2008 jun 04	22:40:00	00:10:00	01:50:00	0.423	0.25	9.89	0.867
2008 jun 04	22:50:00	00:10:00	02:00:00	0.462	0.51	10.4	0.911
2008 jun 04	23:00:00	00:10:00	02:10:00	0.5	0.51	10.91	0.956
2008 jun 04	23:20:00	00:20:00	02:30:00	0.577	0.25	11.16	0.978
2008 jun 05	01:10:00	01:50:00	04:20:00	1	0.25	11.41	1

Después se realizó una gráfica mensual de las tormentas para saber el patrón que presentaban.

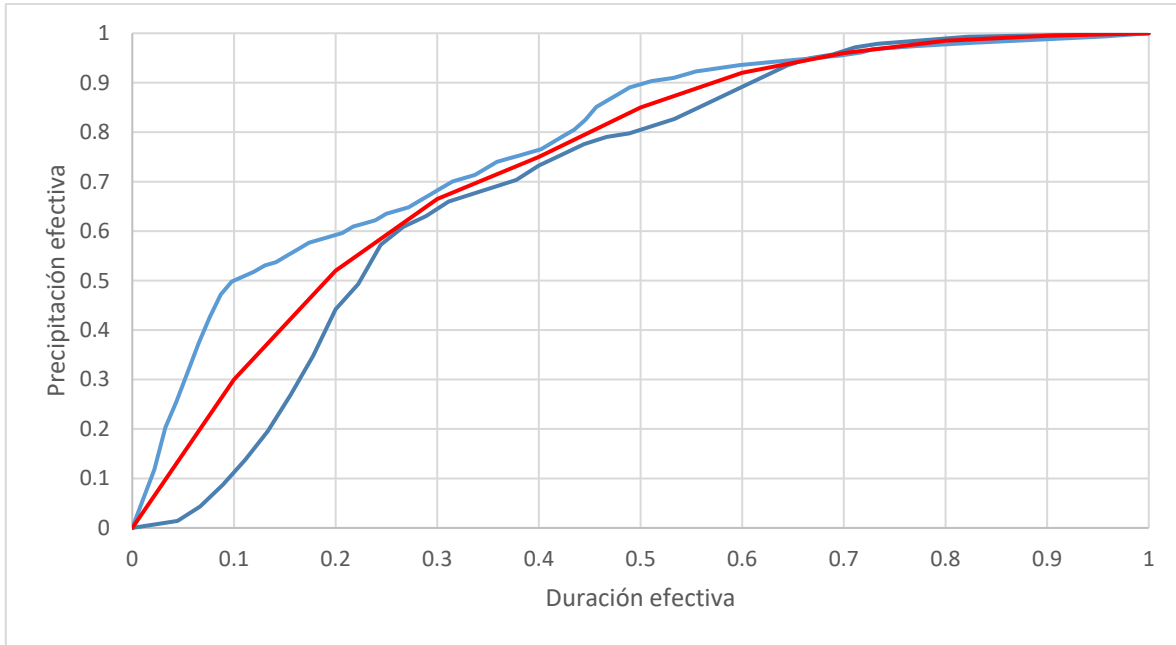


Gráfica 4.1-1 Ejemplo de gráfica de tormentas correspondiente al mes de julio

Finalmente, se hizo un resumen de duraciones y alturas de precipitación.



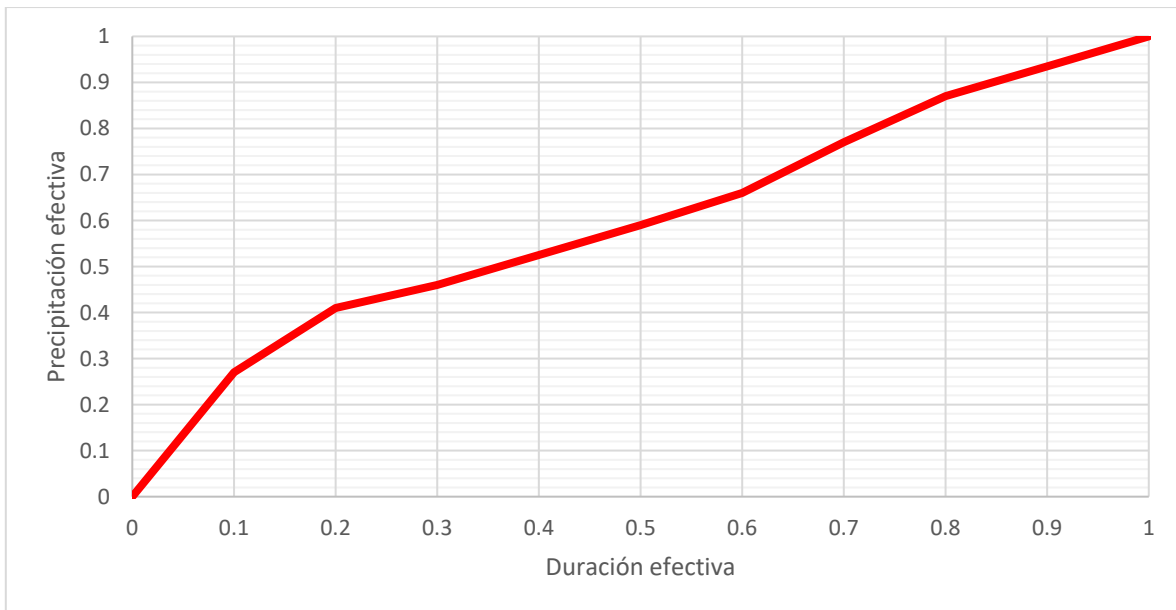
Gráfica 4.1-2 Precipitación para una duración entre 60 y 80 minutos



Gráfica 4.1-3 Altura de precipitación entre 35 y 40 milímetros

Una vez que se analizó el historial de lluvias, con las tablas de resumen de duración y apoyados con el tiempo de concentración, calculado anteriormente en el capítulo 3.4, formaremos un hietograma para el modelo.

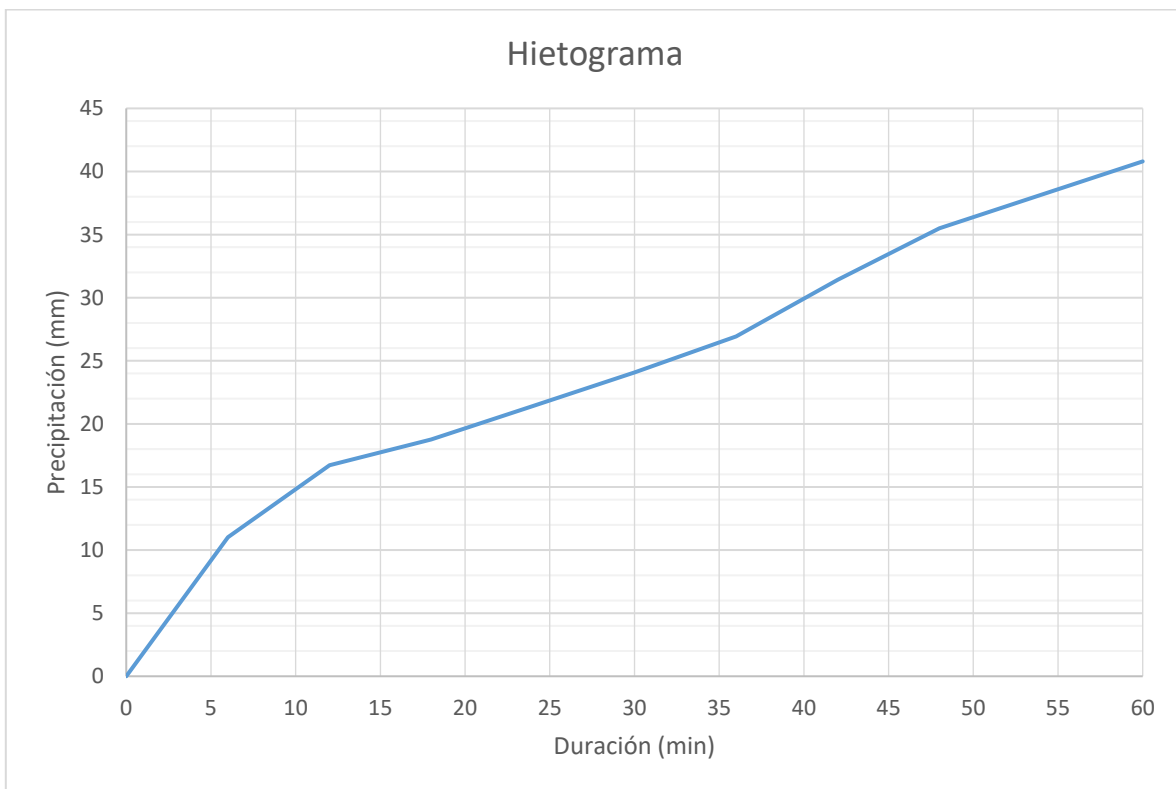
Ya que el tiempo de concentración es de casi 70 minutos, se utilizará la Gráfica 4.1-2 para formar el hietograma, ocupando el promedio de la precipitación-duración y multiplicándolo por la precipitación para un periodo de retorno de 10 años (Tabla 3.4-2).



Gráfica 4.1-4 Promedio de precipitación para duración entre 60 y 80 minutos

Tabla 4.1-2 Cálculo del hietograma

Promedio		Lluvia	
		Duración	Altura de Precipitación
0	0	0	0.000
0.1	0.27	6	11.016
0.2	0.41	12	16.728
0.3	0.46	18	18.768
0.4	0.525	24	21.420
0.5	0.59	30	24.072
0.6	0.66	36	26.928
0.7	0.77	42	31.416
0.8	0.87	48	35.496
0.9	0.935	54	38.148
1	1	60	40.800



Gráfica 4.1-5 Hietograma

4.2. Tubería Secundaria

Una vez que se tiene el hietograma, haciendo el análisis de las curvas de nivel de la zona de estudio se dibuja el modelo en el SWMM, para poner en el nivel que le corresponden las tuberías y las atarjeas (Figura 4.2-1).

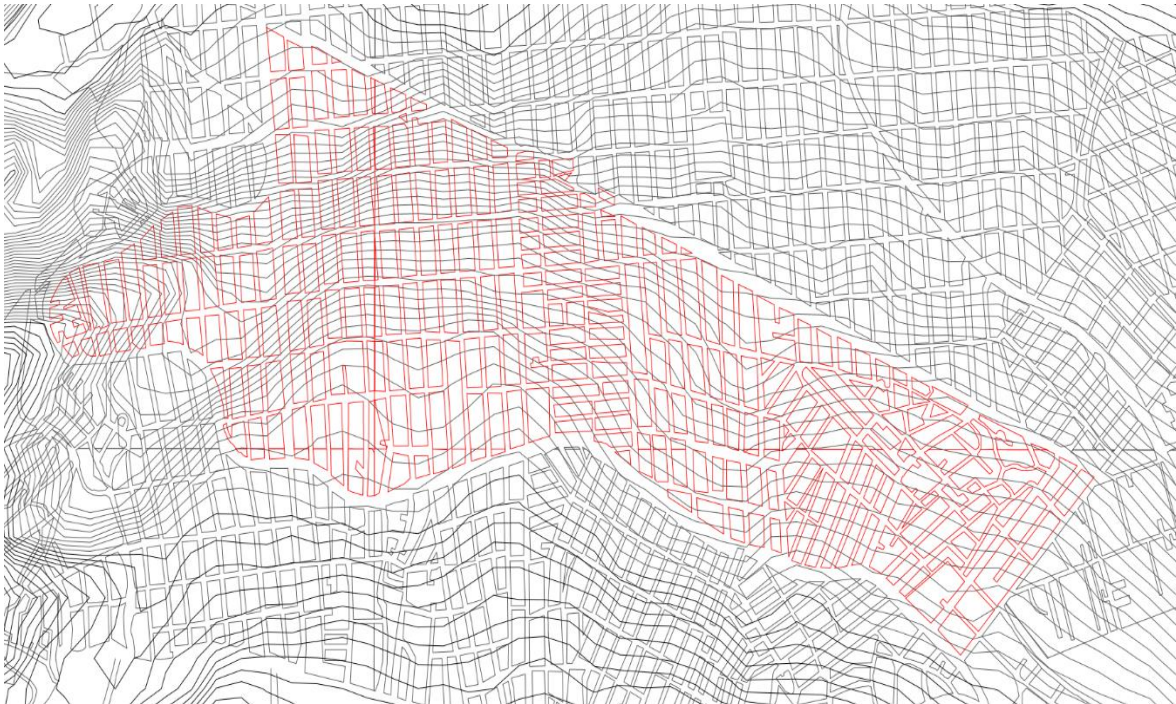


Figura 4.2-1 Curvas de nivel en la zona de estudio

Con las curvas de nivel, se colocan todos los elementos en la zona del ejemplo, con los datos de la tabla 3.4-7, como se describe a continuación:

- Atarjeas (nodos en el SWMM) – con la medición de las curvas de nivel se le da una cota de fondo y la profundidad máxima.
- Líneas de conducción – se trazan a partir del nodo de cota superior al de cota inferior, la geometría que va a llevar, el coeficiente de Manning y pérdidas en la entrada y salida, de ser necesario.
- Subcuencas – se trazaron tomando en cuenta las áreas medidas a través de Google Earth (tabla 3.4-7).
- Vertido – se trazó con las curvas de nivel correspondientes.

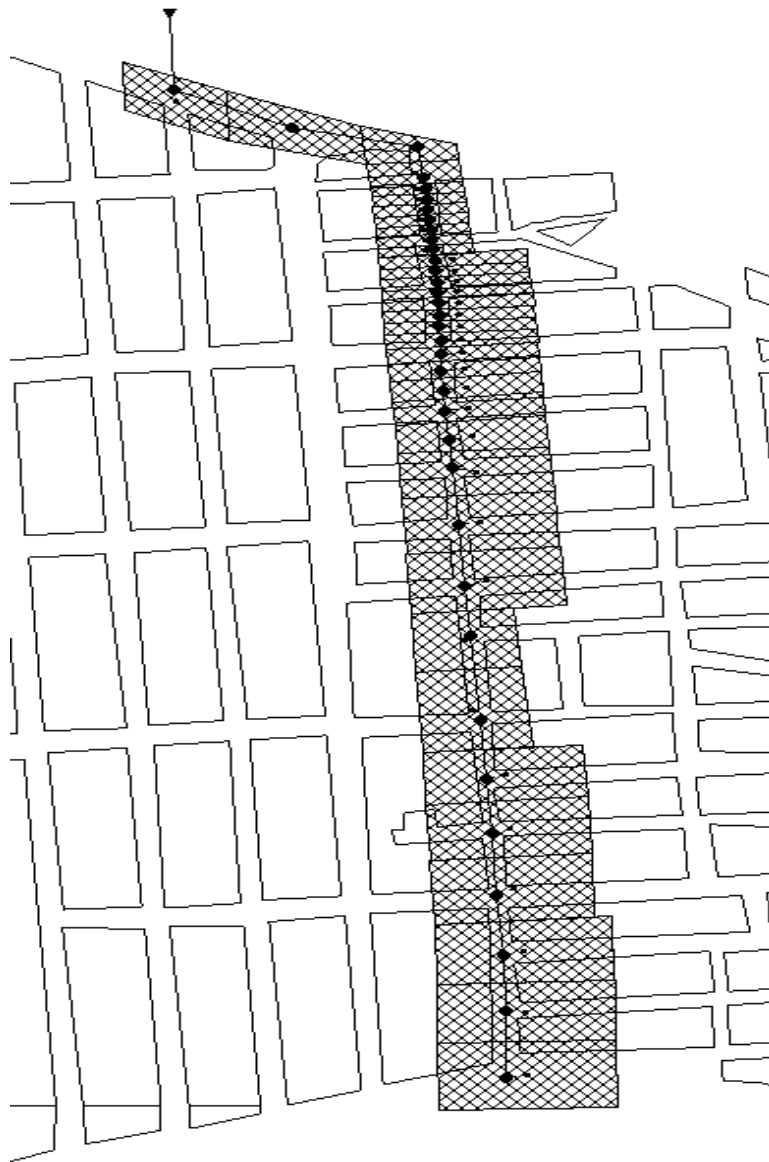


Figura 4.2-2 Elementos trazados en zona de ejemplo en el SWMM

Finalmente, al tener el modelo dibujado, se le asigna una subcuenca a cada atarjea (nodo) ya que está capta la lluvia que entrará por ella. Con una serie temporal, se ingresa el hietograma calculado anteriormente, el cual será la tormenta que afectará a todas las subcuencas, asignándole la serie de tormenta a cada una de ellas. En este caso se multiplicará por el coeficiente de escurrimiento ya que el modelo no tiene opción para ingresarlo.

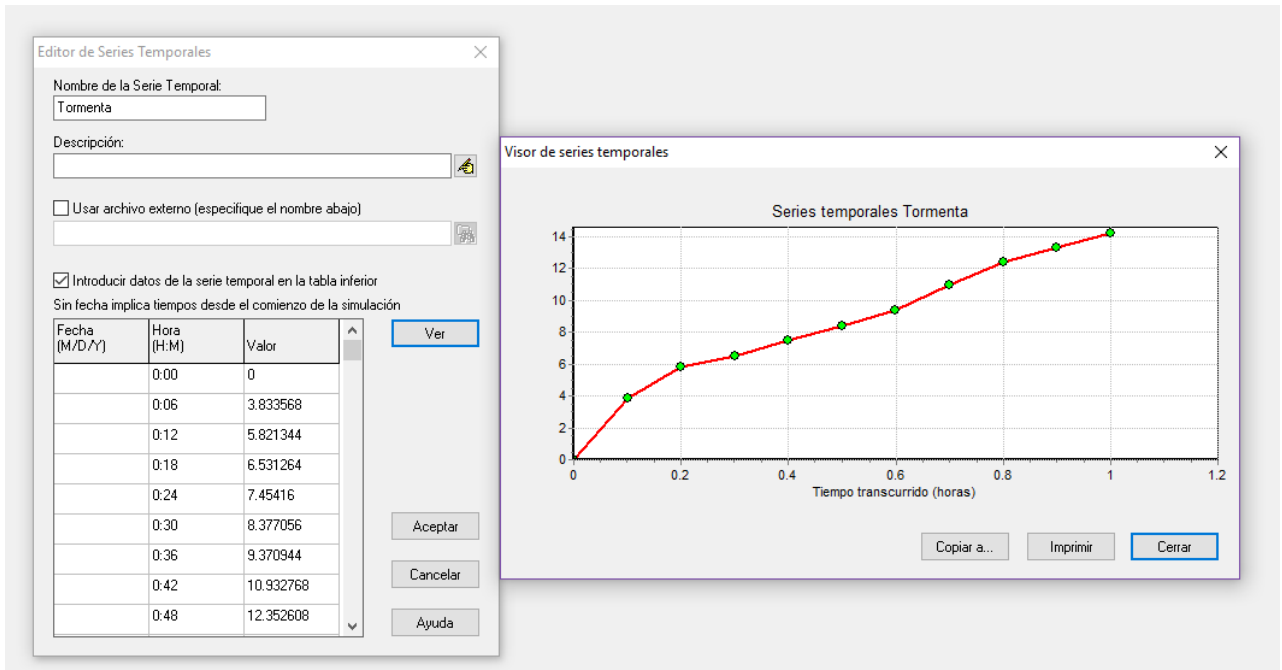


Figura 4.2-3 Serie temporal “Tormenta” en el programa SWMM

Una vez que se tiene el modelo dibujado y con los datos y ajustes necesarios, se corre el programa, y si la simulación da un error de cálculo menor al 5%, se acepta, y se compara con los resultados obtenidos en el ejemplo anterior (Capítulo 3.4).

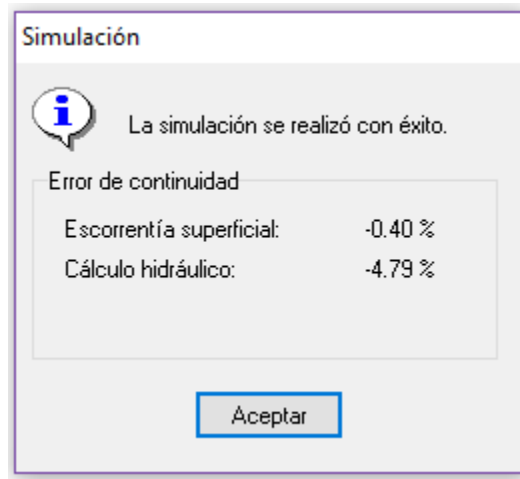


Figura 4.2-4 Resultado de la simulación en el programa SWMM

Resultados obtenidos por el SWMM:

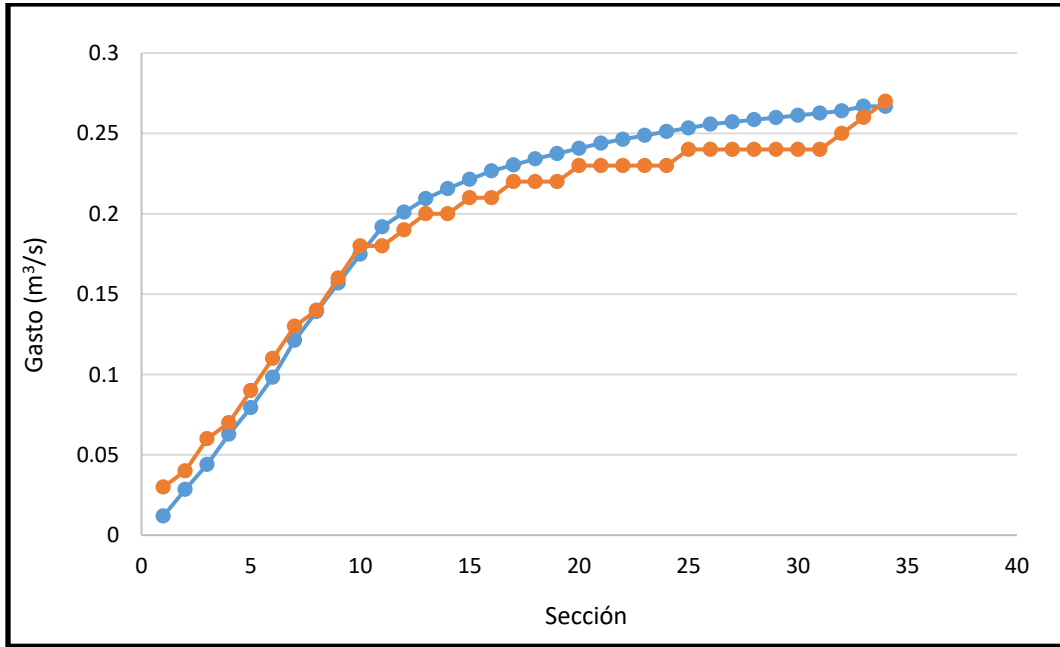
Tabla 4.2-1 Resultados obtenidos por el SWMM de la tubería secundaria

Tramo	Nodos		Longitud (m)	Pérdidas en la entrada	Pendiente del Terreno	Área de aporte (m ²)	Gasto (m ³ /s)	Diám. (m)	Área (m ²)	V (m/s)	y (m)
	Inicial	Final									
1	196	218	58.67	-	0.05	6887.04	0.012	0.30	0.01	1.56	0.05
2	218	217	48.76	-	0.08	10467.43	0.029	0.30	0.02	2.66	0.06
3	217	177	52.95	-	0.09	14954.31	0.044	0.30	0.02	3.45	0.07
4	177	178	55.84	-	0.14	18694.46	0.063	0.30	0.02	4.26	0.08
5	178	388	47.45	-	0.15	23146.78	0.079	0.30	0.02	5.23	0.08
6	388	179	52.52	-	0.15	28338.22	0.098	0.30	0.03	4.66	0.08
7	179	387	73.62	-	0.14	32620.94	0.121	0.50	0.03	4.8	0.09
8	387	180	44.65	-	0.11	36688.38	0.139	0.50	0.04	5.14	0.1
9	180	181	53.96	-	0.15	40769.47	0.157	0.50	0.03	5.57	0.1
10	181	182	50.06	-	0.14	44868.37	0.175	0.50	0.04	5.63	0.11
11	182	474	25.05	0.50	0.10	46989.02	0.192	0.50	0.04	5.68	0.11
12	474	183	25.05	0.50	0.10	49109.67	0.201	0.50	0.05	6.07	0.11
13	183	476	17.86	0.50	0.14	50482.97	0.210	0.50	0.04	6.23	0.11
14	476	475	17.00	0.50	0.09	51856.26	0.216	0.50	0.05	5.92	0.12
15	475	184	17.00	0.50	0.09	53229.56	0.221	0.50	0.05	6.12	0.12
16	184	477	13.30	0.50	0.11	54046.63	0.227	0.50	0.05	6.68	0.11
17	477	478	10.00	0.50	0.15	54863.71	0.230	0.50	0.04	6.41	0.12
18	478	479	10.00	0.50	0.05	55680.78	0.234	0.50	0.06	5.89	0.13
19	479	480	10.00	0.50	0.05	56497.85	0.237	0.50	0.06	5.86	0.13
20	480	185	10.00	0.50	0.05	57314.92	0.241	0.50	0.07	6.35	0.12
21	185	481	10.00	0.50	0.15	57830.93	0.244	0.50	0.04	6.99	0.12
22	481	482	10.00	0.50	0.15	58346.94	0.246	0.50	0.04	7.09	0.12
23	482	483	10.00	0.50	0.15	58862.95	0.249	0.50	0.04	6.44	0.13
24	483	484	10.00	0.50	0.05	59378.96	0.251	0.50	0.07	6.6	0.12
25	484	186	7.16	0.50	0.21	59894.96	0.253	0.50	0.04	7.67	0.11
26	186	485	10.18	0.50	0.25	60174.06	0.256	0.50	0.04	8.32	0.11
27	485	486	9.00	0.50	0.39	60453.16	0.257	0.50	0.03	8.91	0.1
28	486	487	9.00	0.50	0.39	60732.26	0.259	0.50	0.03	9.05	0.1
29	487	488	9.00	0.50	0.39	61011.36	0.260	0.50	0.03	8.02	0.11
30	488	489	9.00	0.50	0.17	61290.45	0.261	0.50	0.04	8.1	0.11
31	489	187	9.00	0.50	0.39	61569.55	0.263	0.50	0.03	7.46	0.12
32	187	441	28.07	-	0.07	62451.26	0.264	0.70	0.06	2.11	0.25
33	441	167	84.50	-	0.00	64944.04	0.267	0.70	0.00	2.19	0.25
34	167	166	84.16	-	0.08	67530.65	0.267	0.70	0.06	5.09	0.14

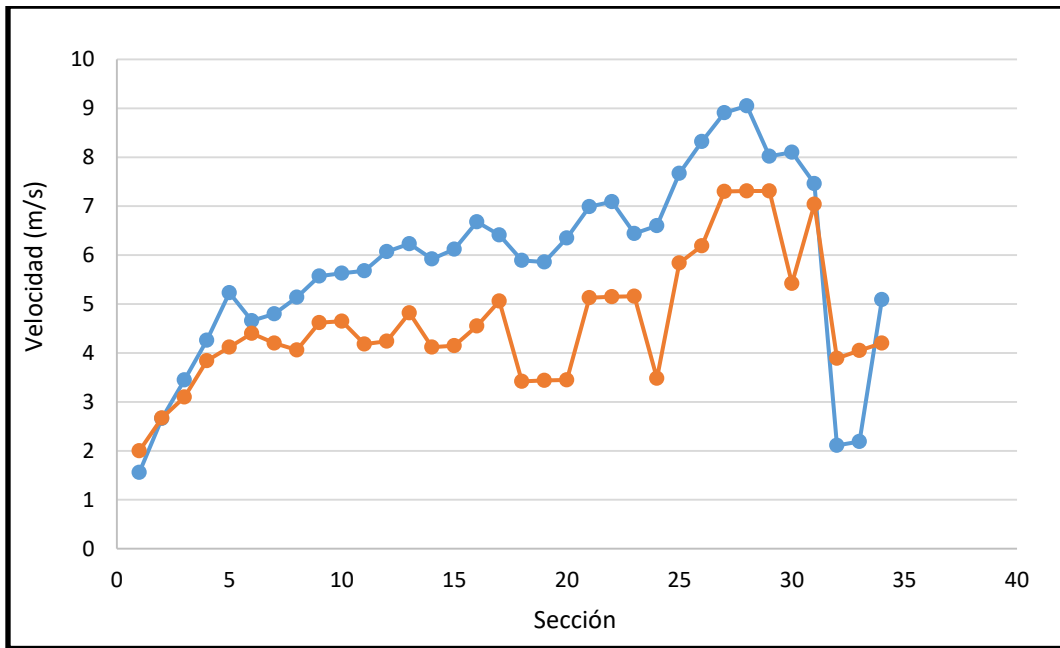
Resumen de comparación entre cálculos por método tradicional y cálculos del SWMM.

Tabla 4.2-2 Comparación de resultados obtenidos por el método tradicional y el SWMM de la tubería secundaria

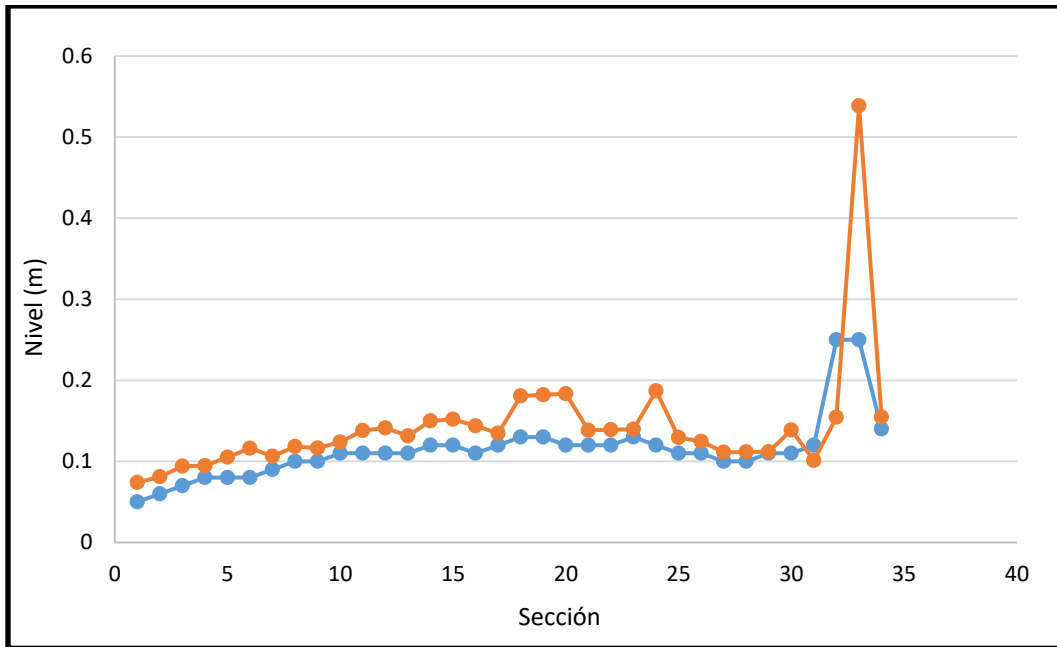
Tramo	Gasto SWMM (m³/s)	Velocidad SWMM (m/s)	Nivel SWMM (m)	Gasto Teórico (m³/s)	Velocidad Teórico (m/s)	Nivel Teórico (m)
1	0.01	1.56	0.05	0.03	2	0.07
2	0.03	2.66	0.06	0.04	2.67	0.08
3	0.04	3.45	0.07	0.06	3.1	0.09
4	0.06	4.26	0.08	0.07	3.84	0.09
5	0.08	5.23	0.08	0.09	4.12	0.11
6	0.10	4.66	0.08	0.11	4.4	0.12
7	0.12	4.8	0.09	0.13	4.2	0.11
8	0.14	5.14	0.1	0.14	4.06	0.12
9	0.16	5.57	0.1	0.16	4.62	0.12
10	0.17	5.63	0.11	0.18	4.65	0.12
11	0.19	5.68	0.11	0.18	4.18	0.14
12	0.20	6.07	0.11	0.19	4.24	0.14
13	0.21	6.23	0.11	0.2	4.82	0.13
14	0.22	5.92	0.12	0.2	4.12	0.15
15	0.22	6.12	0.12	0.21	4.15	0.15
16	0.23	6.68	0.11	0.21	4.55	0.14
17	0.23	6.41	0.12	0.22	5.06	0.13
18	0.23	5.89	0.13	0.22	3.42	0.18
19	0.24	5.86	0.13	0.22	3.44	0.18
20	0.24	6.35	0.12	0.23	3.45	0.18
21	0.24	6.99	0.12	0.23	5.13	0.14
22	0.25	7.09	0.12	0.23	5.15	0.14
23	0.25	6.44	0.13	0.23	5.16	0.14
24	0.25	6.6	0.12	0.23	3.48	0.19
25	0.25	7.67	0.11	0.24	5.84	0.13
26	0.26	8.32	0.11	0.24	6.19	0.12
27	0.26	8.91	0.1	0.24	7.3	0.11
28	0.26	9.05	0.1	0.24	7.31	0.11
29	0.26	8.02	0.11	0.24	7.31	0.11
30	0.26	8.1	0.11	0.24	5.42	0.14
31	0.26	7.46	0.12	0.24	7.04	0.10
32	0.26	2.11	0.25	0.25	3.89	0.15
33	0.27	2.19	0.25	0.26	4.05	0.54
34	0.27	5.09	0.14	0.27	4.2	0.15
Vertedor	0.28	4.16	0.14	-	-	-



Gráfica 4.2-1 Gasto de cada sección del tramo de la zona de estudio por método tradicional (rojo) y por SWMM (azul)



Gráfica 4.2-2 Velocidad de cada sección del tramo de la zona de estudio por método tradicional (rojo) y por SWMM (azul)



Gráfica 4.2-3 Nivel de cada sección del tramo de la zona de estudio por método tradicional (rojo) y por SWMM (azul)

Observaciones

- El modelo del SWMM no cuenta con la opción del coeficiente de escurrimiento, por lo cual se multiplicó el hietograma por éste y se asignó a la tormenta del modelo, es decir, se introdujo la lluvia efectiva.
- Como se introdujo la lluvia efectiva, se utilizó la opción de la Curva N del modelo de SWMM y a cada subcuenca se asignó una N de 100.
- Aunque el gasto y el nivel que nos da el SWMM es muy parecido al tradicional, en la velocidad podemos notar un poco más de diferencias debido a que la simulación toma en cuenta más aspectos y datos que en los cálculos teóricos; por ejemplo: la infiltración, almacenamiento en depresión, pérdidas, etc.
- En esta franja de la zona de estudio, donde realizamos el análisis, encontramos un desfavorable comportamiento, ya que las pendientes son muy altas y por lo tanto provoca velocidades que exceden el límite permisible, y aunque se intentó reducirlo con atarjeas a diferente nivel, no se solucionó el problema.

4.3. Tubería Principal

Con la creciente urbanización de la zona de estudio, se observó la necesidad de manejar de manera eficiente eventos concentrados en la zona sin afectar la urbanización actual y futura.

Cualquier solución propuesta, habría de respetar los siguientes preceptos:

- Evitar inundaciones en la zona.
- Evitar alterar las pendientes en la zona.
- Utilizar zonas de inundación o vasos de regulación en el Sistema de Drenaje Principal.

En el análisis se empleó el método tradicional utilizado en el Capítulo 3.4 y el programa SWMM para simular el comportamiento ante las condiciones de diseño que corresponden al gasto pico obtenido del hidrograma (dado por la simulación) del capítulo anterior con un periodo de retorno de 10 años.

4.3.1. Flujo uniforme

En este análisis se observó como todas las tuberías de las calles (como la mostrada en el ejemplo del capítulo 3.4) llegan a una tubería “principal” que es la que recibe el gasto completo y lo vierte al final de la zona de estudio.



Figura 4.3.1-1 Zona de estudio con tubería principal (rojo) y tuberías secundarias (negro)

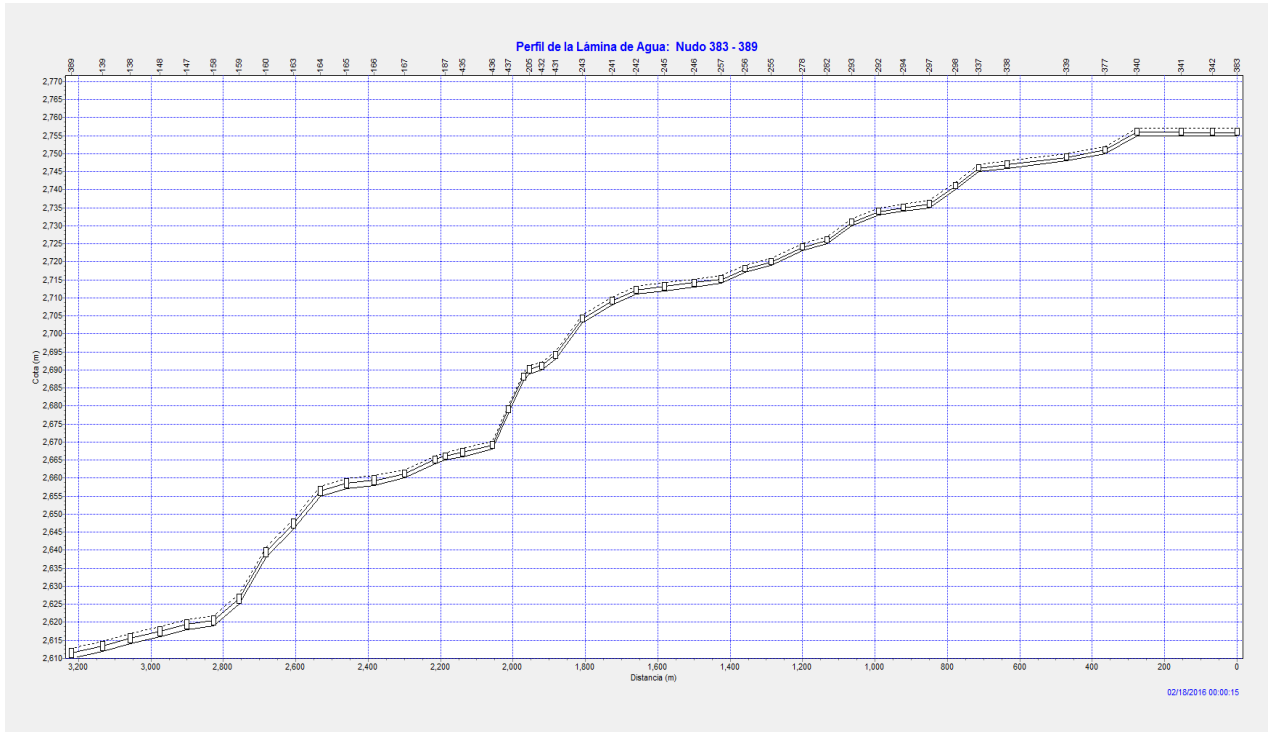


Figura 4.3.1-2 Perfil de la lámina de agua en la tubería principal

Las tuberías secundarias son semejantes entre sí, por este motivo al hacer los cálculos se tomó como referencia la distancia de las tuberías secundarias y se escaló tomando la distancia de la tubería dada por el ejemplo del capítulo 3.4.

Tubería Secundaria 1 (TubSec₁) = 476.44 m

Tubería Secundaria del ejemplo (TubSec_{eje.}) = 795.4 m

$$\text{Porcentaje de Aporte} = \frac{TubSec_1 * 1}{TubSec_{eje.}} \quad (39)$$

Tabla 4.3.1-1 Porcentajes de aporte de las tuberías secundarias de la zona de estudio

Tubería Secundaria	Nodos		Longitud Total (m)	Porcentaje de Aporte	
	Principio	Final			
1	81	389	476.44	0.60	
2	82	139	1239.07	1.56	
3	83	138	1237.16	1.56	
4	84	148	1248.33	1.57	
5	85	147	1240.46	1.56	
6	188	158	1204.94	1.51	
7	189	159	1151.72	1.45	
8	190	160	1100.94	1.38	
9	191	163	1062.84	1.34	
10	192	164	1011.12	1.27	
11	193	165	963.7	1.21	
12	194	166	917.61	1.15	
13	195	167	865.37	1.09	
Tubería del ejemplo	14	196	441	795.4	1.00
	15	433	435	57.07	0.07
	16	219	436	807.92	1.02
	17	224	243	751.97	0.95
	18	238	431	185.22	0.23
	19	225	241	752.5	0.95
	20	272	242	730.64	0.92
	21	306	245	800.48	1.01
	22	274	246	688.45	0.87
	23	307	257	792.23	1.00
	24	308	256	776.16	0.98
	25	309	255	760.13	0.96
	26	279	278	45.88	0.06
	27	310	282	710.78	0.89
	28	316	293	891.32	1.12
	29	317	292	806.05	1.01
	30	318	294	583.76	0.73
	31	296	297	90.06	0.11
	32	319	298	385.8	0.49
	33	319	337	596.25	0.75
	34	320	338	291.34	0.37
	35	320	339	680.11	0.86
	36	347	339	616.12	0.77
	37	350	340	628.26	0.79
	38	365	340	625.93	0.79
	39	351	341	658.47	0.83
	40	358	342	435.11	0.55
	41	384	383	709.24	0.89

Finalmente para completar los porcentajes de aportación, en la tubería secundaria 1 de la tabla anterior tenemos que tomar en cuenta el área de aportación que tiene.



Figura 4.3.1-3 Área de aportación a la tubería secundaria 1

Para completar el porcentaje de aportación de la tubería secundaria 1 se escaló el área total de ésta contra el área total de la tubería del ejemplo:

$$\text{Área de aportación } (A_{\text{aport.}}) = 358938.395 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de aportación del ejemplo } (A_{\text{aport. eje.}}) = 67530.654 \text{ m}^2$$

$$\text{Porcentaje de Aportación} = \frac{A_{\text{aport.}} * 1}{A_{\text{aport. eje.}}} = \frac{358938.395 * 1}{67530.654} = 5.32 \quad (40)$$

Finalmente se suman ambos porcentajes de aportación de la tubería secundaria 1, teniendo como resultado 5.92, y se usa para hacer los cálculos teóricos necesarios.

Una vez que se tienen los porcentajes de aporte, para poder calcular el gasto en cada tramo de la tubería principal, se usa el gasto obtenido en la tabla 4.2-2 de la tubería secundaria del capítulo 4.2 por el SWMM, el cual corresponde a la unión de la tubería secundaria con la tubería principal y queda de la siguiente manera:

$$Q_{\text{Tramo1}} = Q_{\text{TubSec}} * \%_{\text{aport.}} \quad (41)$$

Donde: Q_{TubSec} = Gasto de la tubería secundaria de la tabla 4.2-2 en m^3/s ; $\%_{\text{aport}}$ = Porcentaje de aporte para tramo i.

De esta manera se calculan todos los gastos por tramo de la tubería principal y con el mismo método del capítulo 3.4, se obtienen la velocidad, nivel (y), etc.

Tabla 4.3.1-2 Resultados obtenidos por el método tradicional de la tubería principal

Tramo	Nodos		Long. (m)	Pendiente Terreno (miles.)	% de aporte	Gasto hidrograma (m ³ /s)	Gasto (m ³ /s)	Gasto Acum. (m ³ /s)	Diám. (m)	Área (m ²)	V (m/s)	y (m)
	Inicial	Final										
1	383	342	67.73	1	0.892	0.264	0.235	0.235	0.7	0.296	0.796	0.503
2	342	341	87.28	1	0.547	0.264	0.144	0.380	0.8	0.432	0.880	0.641
3	341	340	122.09	1	0.828	0.264	0.219	0.599	0.95	0.606	0.987	0.758
4	340	377	87.57	57.1	1.580	0.264	0.417	1.016	0.95	0.194	5.243	0.302
5	377	339	105.89	18.89	0	0.264	0.000	1.016	0.95	0.289	3.509	0.406
6	339	338	165.63	12.08	1.630	0.264	0.430	1.446	0.95	0.447	3.234	0.573
7	338	337	77.01	12.99	0.366	0.264	0.097	1.543	0.95	0.457	3.375	0.584
8	337	298	63.81	78.36	0.750	0.264	0.198	1.741	0.95	0.255	6.823	0.370
9	298	297	72.5	68.97	0.485	0.264	0.128	1.869	0.95	0.282	6.638	0.398
10	297	294	72.17	13.86	0.113	0.264	0.030	1.899	0.95	0.527	3.606	0.661
11	294	292	68.89	14.52	0.734	0.264	0.194	2.093	0.95	0.561	3.732	0.701
12	292	293	74.41	40.32	1.013	0.264	0.268	2.360	0.95	0.410	5.761	0.533
13	293	282	67.49	74.09	1.121	0.264	0.296	2.656	0.95	0.356	7.466	0.476
14	282	278	68.15	29.35	0.894	0.264	0.236	2.892	0.95	0.547	5.286	0.685
15	278	255	86.53	46.23	0.058	0.264	0.015	2.907	0.95	0.457	6.366	0.584
16	255	256	72.55	27.57	0.956	0.264	0.252	3.160	0.95	0.609	5.184	0.762
17	256	257	66.5	45.11	0.976	0.264	0.258	3.417	0.95	0.525	6.504	0.660
18	257	246	73.79	13.55	0.996	0.264	0.263	3.680	1.2	0.876	4.200	0.868
19	246	245	81.87	12.21	0.866	0.264	0.229	3.909	1.2	0.969	4.032	0.960
20	245	242	78.52	12.74	1.006	0.264	0.266	4.175	1.2	1.015	4.113	1.009
21	242	241	66.25	45.28	0.919	0.264	0.243	4.417	1.2	0.627	7.044	0.651
22	241	243	82.17	60.85	0.946	0.264	0.250	4.667	1.2	0.585	7.983	0.616
23	243	431	74.51	134.21	0.950	0.264	0.251	4.918	1.2	0.453	10.854	0.506
24	431	432	37.85	79.26	0.230	0.264	0.061	4.979	1.2	0.556	8.959	0.592
25	432	205	33.91	29.49	0	0.264	0.000	4.979	1.2	0.815	6.108	0.813
26	205	206	15.07	132.71	0.019	0.264	0.005	4.984	1.2	0.459	10.848	0.511
27	206	437	43.55	206.66	0.055	0.264	0.015	4.998	1.2	0.392	12.763	0.454
28	437	436	43.92	227.69	0.055	0.264	0.015	5.013	1.2	0.379	13.231	0.443
29	436	435	81.8	24.45	0.891	0.264	0.235	5.248	1.2	0.923	5.683	0.913
30	435	187	48.32	20.7	0.072	0.264	0.019	5.267	1.2	1.004	5.247	0.996
31	187	441	28.07	35.63	0.035	0.264	0.009	5.276	1.2	0.791	6.668	0.791
32	441	167	84.5	47.34	0.965	0.264	0.255	5.531	1.2	0.734	7.540	0.741
33	167	166	84.16	23.76	1.088	0.264	0.287	5.818	1.2	1.039	5.600	1.037
34	166	165	75.83	13.19	1.154	0.264	0.305	6.123	1.5	1.289	4.752	1.026

Continuación

Tramo	Nodos		Long. (m)	Pendiente Terreno (miles.)	% de aporte	Gasto hidrograma (m ³ /s)	Gasto (m ³ /s)	Gasto Acum. (m ³ /s)	Diám. (m)	Área (m ²)	V (m/s)	y (m)
	Inicial	Final										
35	165	164	71.39	28.02	1.212	0.264	0.320	6.443	1.5	0.997	6.463	0.826
36	164	163	73.52	122.42	1.271	0.264	0.336	6.779	1.5	0.599	11.310	0.558
37	163	160	76.89	104.04	1.336	0.264	0.353	7.132	1.5	0.660	10.808	0.600
38	160	159	74.58	174.31	1.384	0.264	0.366	7.497	1.5	0.567	13.217	0.536
39	159	158	70.93	84.59	1.448	0.264	0.382	7.879	1.5	0.766	10.286	0.672
40	158	147	72.31	13.83	1.515	0.264	0.400	8.279	1.5	1.698	4.876	1.376
41	147	148	75.03	26.66	1.560	0.264	0.412	8.691	1.5	1.287	6.754	1.025
42	148	138	81.44	24.56	1.569	0.264	0.414	9.106	1.5	1.385	6.573	1.097
43	138	139	76.28	26.22	1.555	0.264	0.411	9.516	1.5	1.399	6.802	1.108
44	139	389	86.98	22.99	1.558	0.264	0.411	9.928	1.5	1.546	6.421	1.226
45	389	1	93.88	53.26	5.914	0.264	1.562	11.490	1.5	1.219	9.428	0.977

4.3.2. Flujo gradualmente variado

Al tener los cálculos teóricos, para corroborar que estos sean cercanos a lo que realmente pasa, se hará el mismo análisis con el programa SWMM. Para poder meter los datos correspondientes en el modelo y que este corra de manera eficiente, se siguieron los siguientes pasos:

- Se dibujó (nodos y líneas) el modelo de la tubería principal.

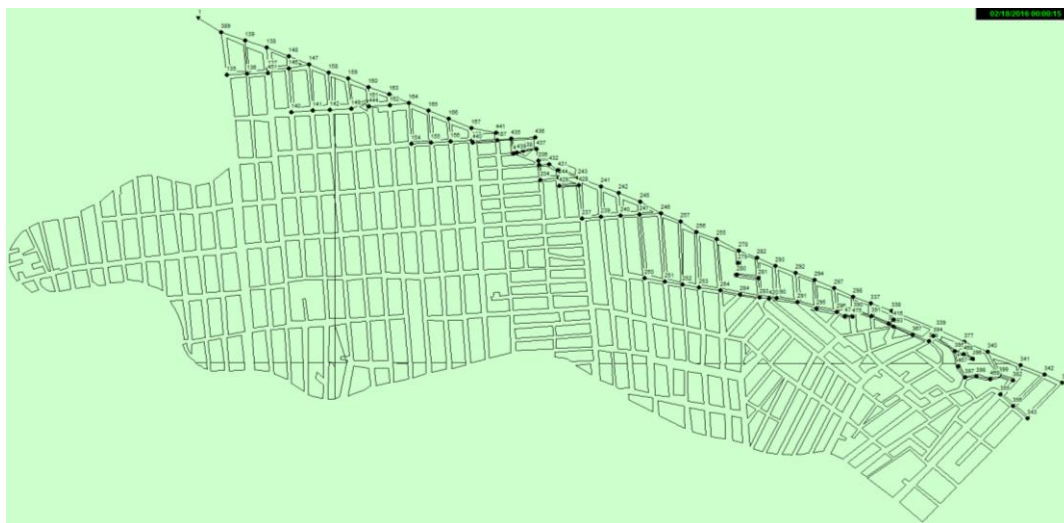


Figura 4.3.2-1 Dibujo del modelo de tubería principal

- Se asignaron los valores correspondientes para cada nodo (atarjea) y línea (tubería).

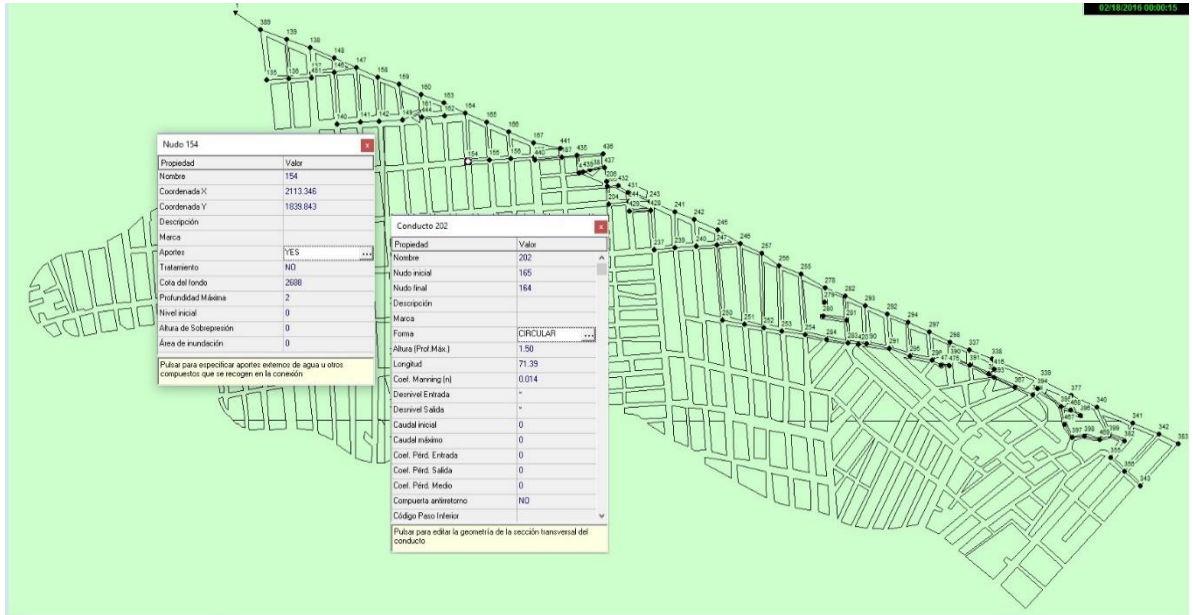
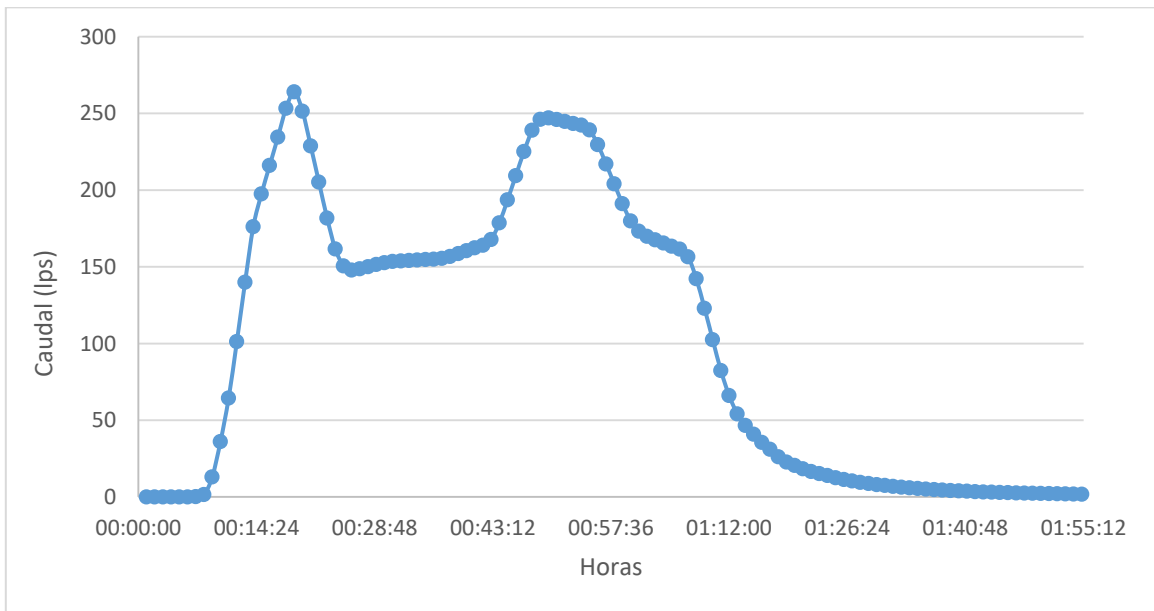


Figura 4.3.2-2 Datos que se asignaron a los nodos y líneas

- Al igual que en el método tradicional se usaron los resultados obtenidos en el capítulo 4.2. El análisis de la tubería secundaria que se realizó, generó un hidrograma, el cual se ocupó en el modelo del SWMM.



Gráfica 4.3.2-1 Hidrograma para el modelo de la tubería principal

- El hidrograma se escaló, para cada tubería secundaria, de acuerdo con el porcentaje de aporte calculado en el método anterior (Tabla 4.3.1-1).

- Finalmente con todos los datos asignados en el modelo, se corre y verificamos que el error de menor al 5%.

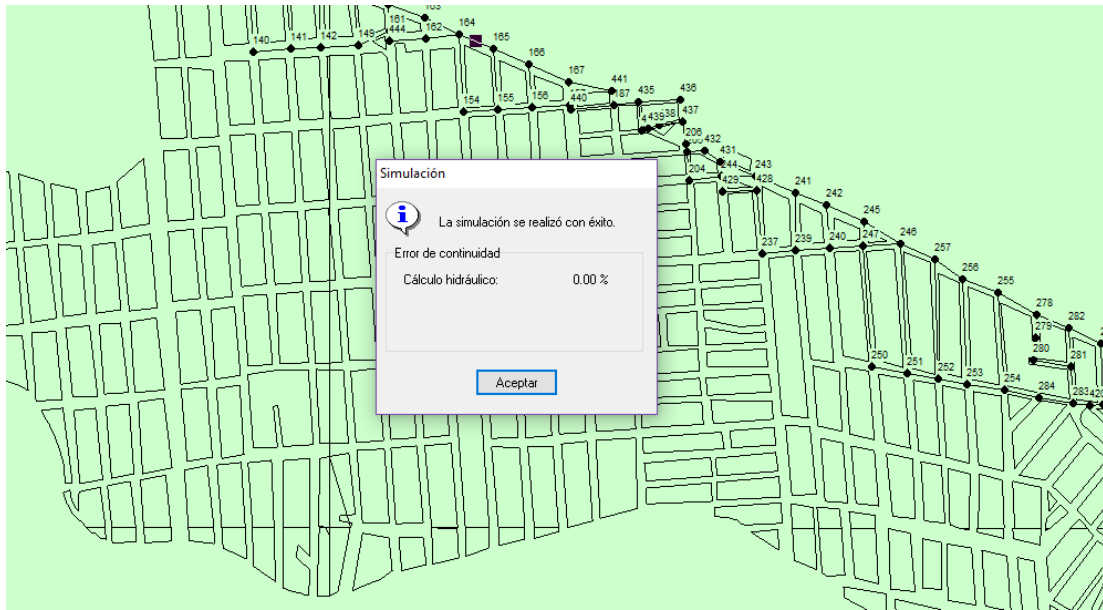


Figura 4.3.2-3 Error de continuidad del modelo de la tubería principal

Los resultados obtenidos del modelo de la tubería principal fueron los siguientes:

Tabla 4.3.2-1 Resultados obtenidos por el SWMM de la tubería principal

Tramo	Nodos		Longitud (m)	Pendiente del Terreno	Porcentaje de aporte	Gasto Acumulado (m ³ /s)	Diámetro (m)	Velocidad (m/s)	y (m)
	Inicial	Final							
1	383	342	67.73	0.001	0.89168	0.206	0.7	0.54	0.69
2	342	341	87.28	0.001	0.54703	0.35468	0.8	0.85	0.62
3	341	340	122.09	0.001	0.82785	0.56048	0.95	1.86	0.42
4	340	377	87.57	0.0571	1.58	0.74711	0.95	3.89	0.3
5	377	339	105.89	0.01889	0	0.74681	0.95	2.37	0.44
6	339	338	165.63	0.01208	1.63	1.26948	0.95	3.06	0.54
7	338	337	77.01	0.01299	0.36628	1.36211	0.95	4.11	0.45
8	337	298	63.81	0.07836	0.74962	1.58889	0.95	6.37	0.36
9	298	297	72.5	0.06897	0.48504	1.68139	0.95	4.45	0.5
10	297	294	72.17	0.01386	0.11323	1.74995	0.95	3.5	0.63
11	294	292	68.89	0.01452	0.73392	1.85275	0.95	4.12	0.58

Continuación

Tramo	Nodos		Longitud (m)	Pendiente del Terreno	Porcentaje de aporte	Gasto Acumulado (m ³ /s)	Diámetro (m)	Velocidad (m/s)	y (m)
	Inicial	Final							
12	292	293	74.41	0.04032	1.01339	2.15493	0.95	5.98	0.48
13	293	282	67.49	0.07409	1.12059	2.4055	0.95	5.77	0.54
14	282	278	68.15	0.02935	0.89361	2.54923	0.95	5.56	0.59
15	278	255	86.53	0.04623	0.05768	2.56316	0.95	5.41	0.6
16	255	256	72.55	0.02757	0.95566	2.68668	0.95	5.23	0.65
17	256	257	66.5	0.04511	0.97581	3.1864	0.95	5.47	0.73
18	257	246	73.79	0.01355	0.99601	3.41688	1.2	3.89	0.87
19	246	245	81.87	0.01221	0.86554	3.68196	1.2	3.98	0.92
20	245	242	78.52	0.01274	1.00639	3.82516	1.2	4.99	0.77
21	242	241	66.25	0.04528	0.91858	4.05077	1.2	6.91	0.62
22	241	243	82.17	0.06085	0.94606	4.23108	1.2	9.18	0.51
23	243	431	74.51	0.13421	0.95	3.32012	1.2	7.8	0.48
24	431	432	37.85	0.07926	0.23	4.4917	1.2	7.09	0.66
25	432	205	33.91	0.02949	0	4.49134	1.2	7.5	0.63
26	205	206	15.07	0.13271	0.01903	4.65614	1.2	11.35	0.47
27	206	437	43.55	0.20666	0.05498	4.65619	1.2	12.73	0.43
28	437	436	43.92	0.22769	0.05545	4.66063	1.2	7.81	0.63
29	436	435	81.8	0.02445	0.89054	4.66028	1.2	5.38	0.86
30	435	187	48.32	0.0207	0.07175	4.67085	1.2	5.62	0.83
31	187	441	28.07	0.03563	0.03529	5.04442	1.2	6.98	0.73
32	441	167	84.5	0.04734	0.96471	5.04456	1.2	6.22	0.81
33	167	166	84.16	0.02376	1.08797	5.21233	1.2	5.5	0.94
34	166	165	75.83	0.01319	1.15365	5.54295	1.5	5.16	0.88
35	165	164	71.39	0.02802	1.21159	5.78037	1.5	7.69	0.66
36	164	163	73.52	0.12242	1.27121	6.04232	1.5	10.41	0.55
37	163	160	76.89	0.10404	1.33623	6.2008	1.5	10.97	0.53
38	160	159	74.58	0.17431	1.38413	6.69456	1.5	11.08	0.56
39	159	158	70.93	0.08459	1.44798	6.85788	1.5	6.38	0.88
40	158	147	72.31	0.01383	1.51489	7.1219	1.5	5.42	1.04
41	147	148	75.03	0.02666	1.55954	7.8277	1.5	6.42	0.98
42	148	138	81.44	0.02456	1.56944	8.10392	1.5	6.47	1
43	138	139	76.28	0.02622	1.55539	8.30507	1.5	6.36	1.04
44	139	389	86.98	0.02299	1.55779	8.60572	1.5	6.97	0.99
45	389	1	93.88	0.05326	5.91419	10.14166	1.5	9.19	0.9

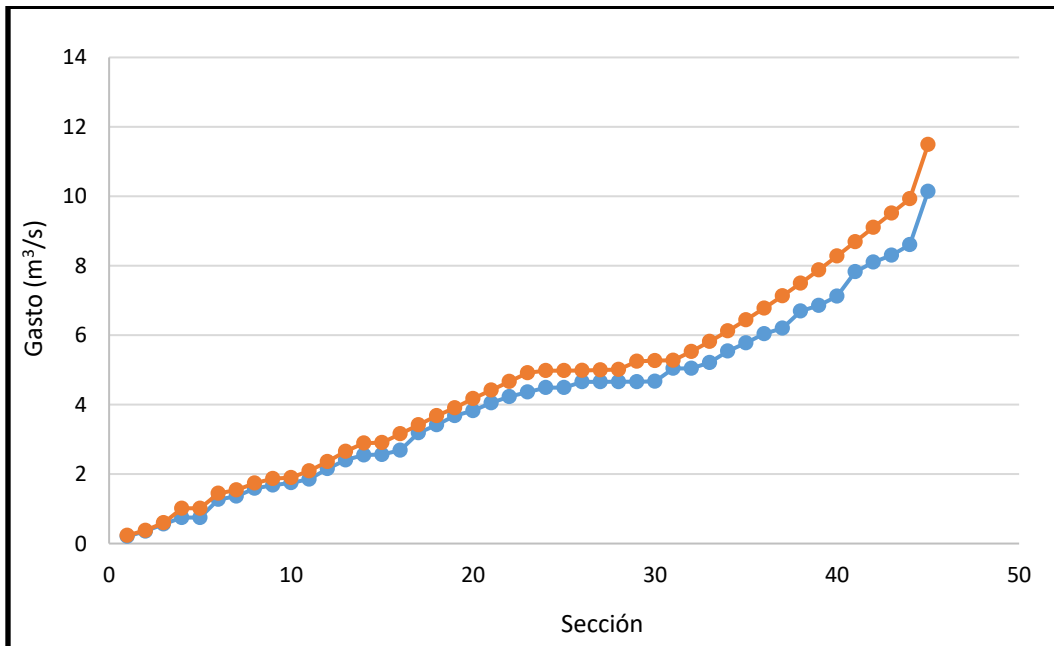
Resumen

Tabla 4.3.2-2 Comparación de resultados obtenidos por el método tradicional y el SWMM de la tubería principal

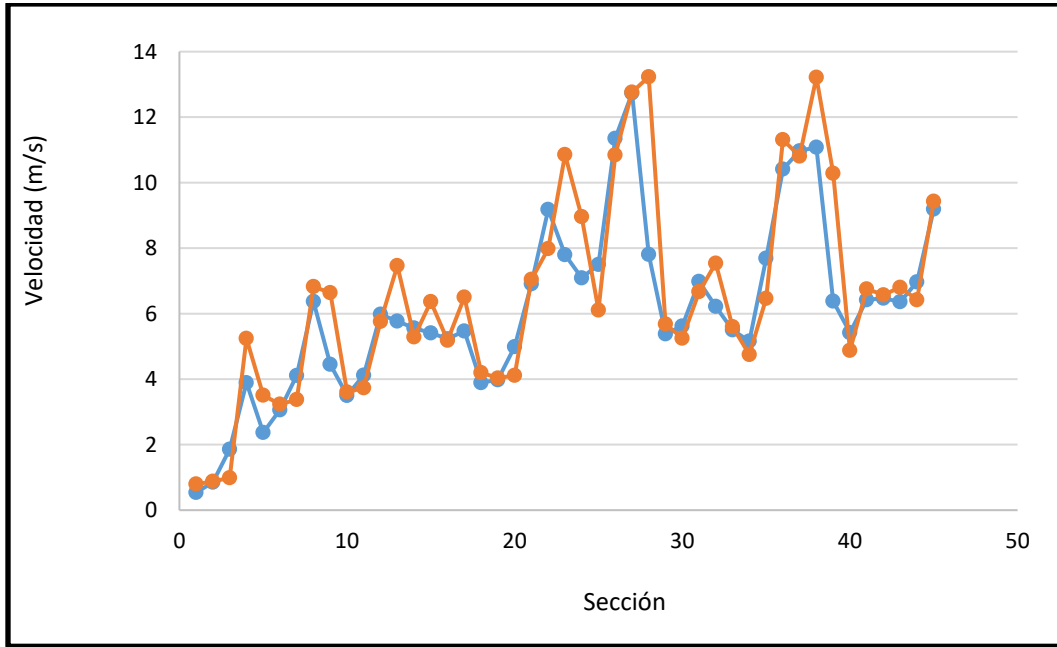
Tramo	Gasto SWMM (m ³ /s)	Velocidad SWMM (m/s)	Nivel SWMM (m)	Gasto Teórico (m ³ /s)	Velocidad Teórico (m/s)	Nivel Teórico (m)
1	0.206	0.54	0.69	0.235	0.796	0.503
2	0.355	0.85	0.62	0.380	0.880	0.641
3	0.560	1.86	0.42	0.599	0.987	0.758
4	0.747	3.89	0.3	1.016	5.243	0.302
5	0.747	2.37	0.44	1.016	3.509	0.406
6	1.269	3.06	0.54	1.446	3.234	0.573
7	1.362	4.11	0.45	1.543	3.375	0.584
8	1.589	6.37	0.36	1.741	6.823	0.370
9	1.681	4.45	0.5	1.869	6.638	0.398
10	1.750	3.5	0.63	1.899	3.606	0.661
11	1.853	4.12	0.58	2.093	3.732	0.701
12	2.155	5.98	0.48	2.360	5.761	0.533
13	2.406	5.77	0.54	2.656	7.466	0.476
14	2.549	5.56	0.59	2.892	5.286	0.685
15	2.563	5.41	0.6	2.907	6.366	0.584
16	2.687	5.23	0.65	3.160	5.184	0.762
17	3.186	5.47	0.73	3.417	6.504	0.660
18	3.417	3.89	0.87	3.680	4.200	0.868
19	3.682	3.98	0.92	3.909	4.032	0.960
20	3.825	4.99	0.77	4.175	4.113	1.009
21	4.051	6.91	0.62	4.417	7.044	0.651
22	4.231	9.18	0.51	4.667	7.983	0.616
23	4.362	7.8	0.48	4.918	10.854	0.506
24	4.492	7.09	0.66	4.979	8.959	0.592
25	4.491	7.5	0.63	4.979	6.108	0.813
26	4.656	11.35	0.47	4.984	10.848	0.511
27	4.656	12.73	0.43	4.998	12.763	0.454
28	4.661	7.81	0.63	5.013	13.231	0.443
29	4.660	5.38	0.86	5.248	5.683	0.913
30	4.671	5.62	0.83	5.267	5.247	0.996
31	5.044	6.98	0.73	5.276	6.668	0.791
32	5.045	6.22	0.81	5.531	7.540	0.741

Continuación

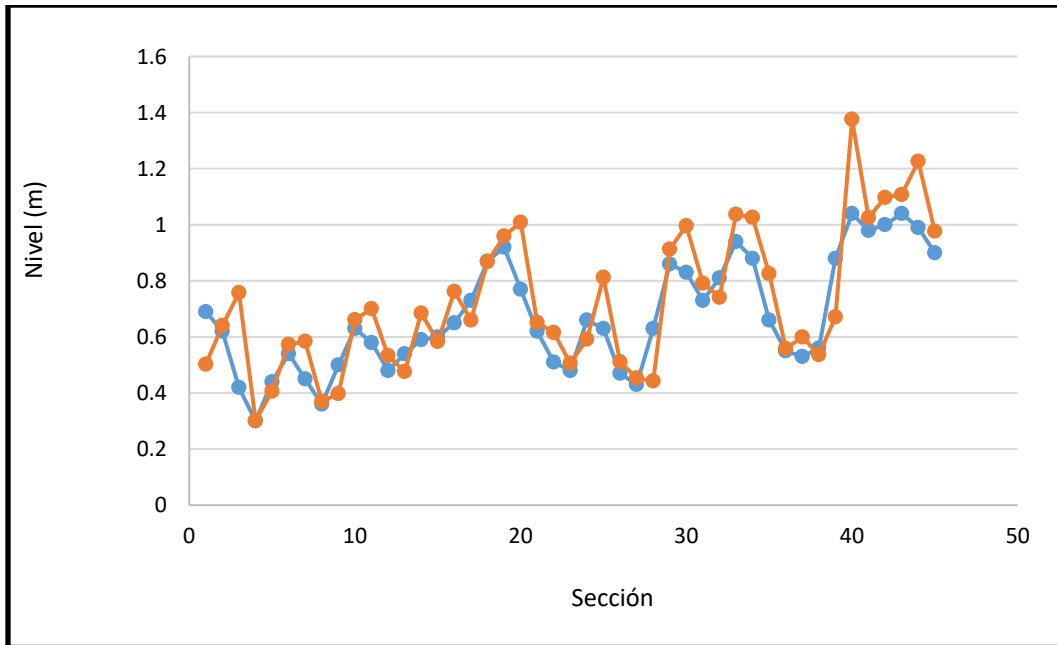
Tramo	Gasto SWMM (m ³ /s)	Velocidad SWMM (m/s)	Nivel SWMM (m)	Gasto Teórico (m ³ /s)	Velocidad Teórico (m/s)	Nivel Teórico (m)
33	5.212	5.5	0.94	5.818	5.600	1.037
34	5.543	5.16	0.88	6.123	4.752	1.026
35	5.780	7.69	0.66	6.443	6.463	0.826
36	6.042	10.41	0.55	6.779	11.310	0.558
37	6.201	10.97	0.53	7.132	10.808	0.600
38	6.695	11.08	0.56	7.497	13.217	0.536
39	6.858	6.38	0.88	7.879	10.286	0.672
40	7.122	5.42	1.04	8.279	4.876	1.376
41	7.828	6.42	0.98	8.691	6.754	1.025
42	8.104	6.47	1	9.106	6.573	1.097
43	8.305	6.36	1.04	9.516	6.802	1.108
44	8.606	6.97	0.99	9.928	6.421	1.226
45	10.142	9.19	0.9	11.490	9.428	0.977



Gráfica 4.3.2-2 Gasto de cada sección de la tubería principal por método tradicional (rojo) y por SWMM (azul)



Gráfica 4.3.2-3 Velocidad de cada sección de la tubería principal por método tradicional (rojo) y por SWMM (azul)



Gráfica 4.3.2-4 Nivel de cada sección de la tubería principal por método tradicional (rojo) y por SWMM (azul)

Observaciones:

- El gasto al principio de la tubería principal, obtenido del SWMM, se comporta de manera muy parecida al del método tradicional; pero conforme empieza a avanzar el gasto y más tuberías secundarias llegan a la principal, el gasto del SWMM empieza a ser más chico, llegando a una diferencia de casi 2 m³/s.
- En la tubería principal de la zona de estudio, se encontró un muy desfavorable comportamiento, ya que las pendientes son muy altas y por lo tanto provoca velocidades demasiado altas, que varían mucho a lo largo de la tubería y pueden ocasionar que el material de la tubería colapse o se deteriore rápidamente. Por el mismo comportamiento de las pendientes hace que el nivel en la tubería aumente y disminuya constantemente.

5. Diseños alternativos de redes de alcantarillado pluvial

Con los distintos métodos analizados y los resultados obtenidos, se observó la necesidad de mejorar la infraestructura para manejar de manera eficiente eventos concentrados en la zona de estudio sin afectar la urbanización actual y futura.

5.1. Cambio de pendiente

La alternativa de cambiar la pendiente de las tuberías en el tramo principal, no solo ayudará a reducir las velocidades, también hará que el nivel del agua se mantenga constante.

Los resultados obtenidos de esta alternativa se muestran en la tabla 5.1.1 y la comparación con los resultados obtenidos del SWMM se muestran en la tabla 5.2.1.

Para esta condición se cambió la pendiente de las tuberías, de manera que éstas no rebasaran los 5m/s, que es lo que dicta la norma en el manual de CONAGUA. Además, a la cota final de la atarjea, se consideró el colchón mínimo necesario.

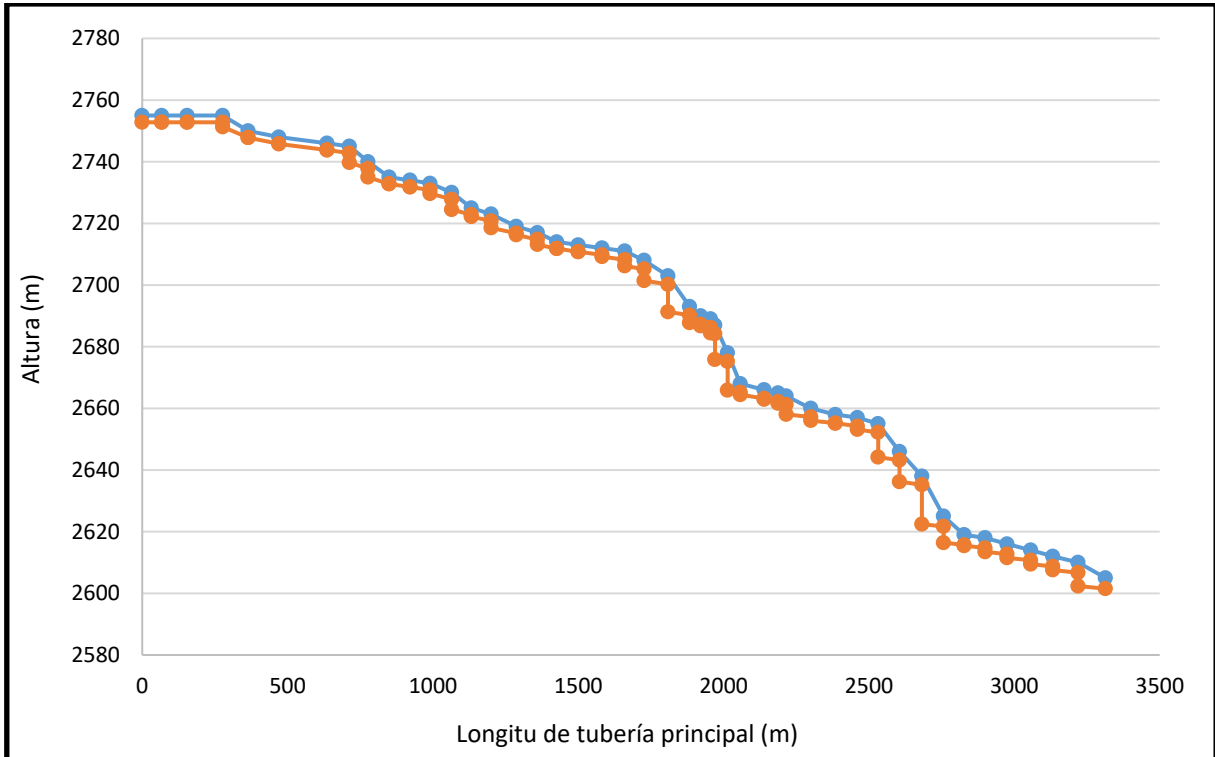
Tabla 5.1-1 Resultados obtenidos por el cambio de pendiente

Tramo	Profundidad (m)		Cotas del fondo de atarjea		Longitud (m)	Pendiente Nueva	Gasto (m ³ /s)	Diám. (m)	V (m/s)	y (m)
	Inicial	Final	Inicial	Final						
1	2.2	2.2	2752.8	2752.8	67.73	0.001	0.24	1.2	0.80	0.37
2	2.2	2.2	2752.8	2752.8	87.28	0.001	0.38	1.2	0.91	0.48
3	2.2	2.2	2752.8	2752.8	122.09	0.001	0.60	1.2	1.02	0.62
4	3.7	2.2	2751.3	2747.8	87.57	0.04	1.02	1.2	4.52	0.30
5	2.2	2.2	2747.8	2745.8	105.89	0.019	1.02	1.2	3.46	0.37
6	2.2	2.2	2745.8	2743.8	165.63	0.012	1.45	1.2	3.24	0.50
7	2.2	2.2	2743.8	2742.8	77.01	0.013	1.54	1.2	3.38	0.51
8	5.3	2.2	2739.7	2737.8	63.81	0.03	1.74	1.2	4.74	0.43
9	5	2.2	2735	2732.8	72.5	0.03	1.87	1.2	4.84	0.45
10	2.2	2.2	2732.8	2731.8	72.17	0.014	1.90	1.2	3.66	0.56
11	2.2	2.2	2731.8	2730.8	68.89	0.015	2.09	1.2	3.82	0.59
12	3.3	2.2	2729.7	2727.8	74.41	0.025	2.36	1.2	4.82	0.54
13	5.5	2.2	2724.5	2722.8	67.49	0.025	2.66	1.2	4.97	0.57
14	2.8	2.2	2722.2	2720.8	68.15	0.02	2.89	1.2	4.66	0.65
15	4.5	2.2	2718.5	2716.8	86.53	0.02	2.91	1.2	4.67	0.65
16	2.7	2.2	2716.3	2714.8	72.55	0.02	3.16	1.2	4.76	0.68
17	3.9	2.2	2713.1	2711.8	66.5	0.02	3.42	1.2	4.85	0.72
18	2.2	2.2	2711.8	2710.8	73.79	0.014	3.68	1.2	4.20	0.87
19	2.2	2.2	2710.8	2709.8	81.87	0.012	3.91	1.2	4.03	0.96

Continuación

Tramo	Profundidad (m)		Cotas del fondo de atarjea		Longitud (m)	Pendiente Nueva	Gasto (m ³ /s)	Díam. (m)	V (m/s)	y (m)
	Inicial	Final	Inicial	Final						
20	2.8	2.8	2709.2	2708.2	78.52	0.013	4.17	1.5	4.32	0.81
21	4.8	2.8	2706.2	2705.2	66.25	0.015	4.42	1.5	4.66	0.79
22	6.6	2.8	2701.4	2700.2	82.17	0.015	4.67	1.5	4.72	0.82
23	11.7	2.8	2691.3	2690.2	74.51	0.015	4.92	1.5	4.78	0.85
24	5.2	2.8	2687.8	2687.2	37.85	0.015	4.98	1.5	4.79	0.85
25	3.3	2.8	2686.7	2686.2	33.91	0.015	4.98	1.5	4.79	0.85
26	4.6	2.8	2684.4	2684.2	15.07	0.015	4.98	1.5	4.79	0.85
27	11.1	2.8	2675.9	2675.2	43.55	0.015	5.00	1.5	4.79	0.86
28	12.1	2.8	2665.9	2665.2	43.92	0.015	5.01	1.5	4.80	0.86
29	3.6	2.8	2664.4	2663.2	81.8	0.015	5.25	1.5	4.85	0.88
30	3.1	2.8	2662.9	2662.2	48.32	0.015	5.27	1.5	4.85	0.89
31	3.4	2.8	2661.6	2661.2	28.07	0.015	5.28	1.5	4.85	0.89
32	6	2.8	2658	2657.2	84.5	0.01	5.53	1.5	4.16	1.06
33	4	2.8	2656	2655.2	84.16	0.01	5.82	1.5	4.20	1.10
34	2.8	2.8	2655.2	2654.2	75.83	0.013	6.12	1.5	4.75	1.03
35	3.9	2.8	2653.1	2652.2	71.39	0.013	6.44	1.5	4.76	1.07
36	10.8	2.8	2644.2	2643.2	73.52	0.013	6.78	1.5	4.80	1.12
37	9.8	2.8	2636.2	2635.2	76.89	0.013	7.13	1.5	4.82	1.17
38	15.6	3.3	2622.4	2621.7	74.58	0.01	7.50	1.8	4.54	1.11
39	8.6	3.3	2616.4	2615.7	70.93	0.01	7.88	1.8	4.59	1.15
40	3.6	3.3	2615.4	2614.7	72.31	0.01	8.28	1.8	4.63	1.19
41	4.5	3.3	2613.5	2612.7	75.03	0.01	8.69	1.8	4.68	1.23
42	4.5	3.3	2611.5	2610.7	81.44	0.01	9.11	1.8	4.71	1.28
43	4.5	3.3	2609.5	2608.7	76.28	0.01	9.52	1.8	4.74	1.32
44	4.4	3.3	2607.6	2606.7	86.98	0.01	9.93	1.8	4.76	1.37
45	7.7	3.5	2602.3	2601.5	93.88	0.009	11.49	2	4.80	1.43

Al hacer el cambio de pendiente se observó que en algunos tramos de la tubería principal la altura que se alcanza entre atarjeas llega a ser mayor de 10 m, y en promedio es mayor de 3 m, por lo cual no es posible llevar a esta alternativa ya que la zona en la que se encuentra no lo permite.



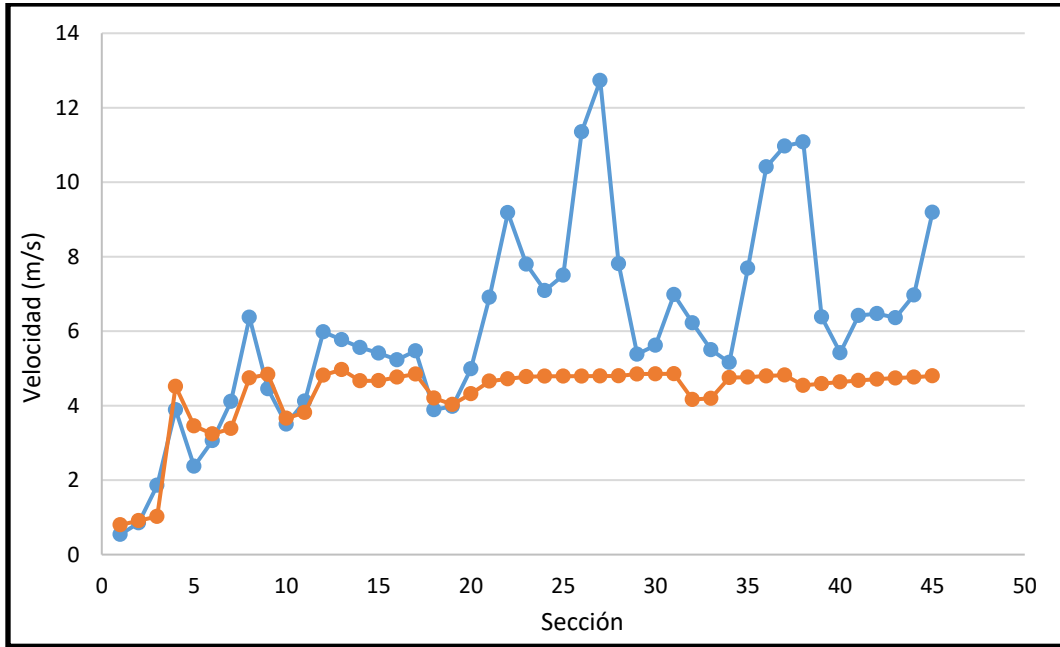
Perfil de la lámina de agua de la tubería principal con cambio de pendiente (rojo) y original (azul)

Tabla 5.1-2 Comparación de resultados obtenidos por la nueva pendiente con los obtenidos anteriormente

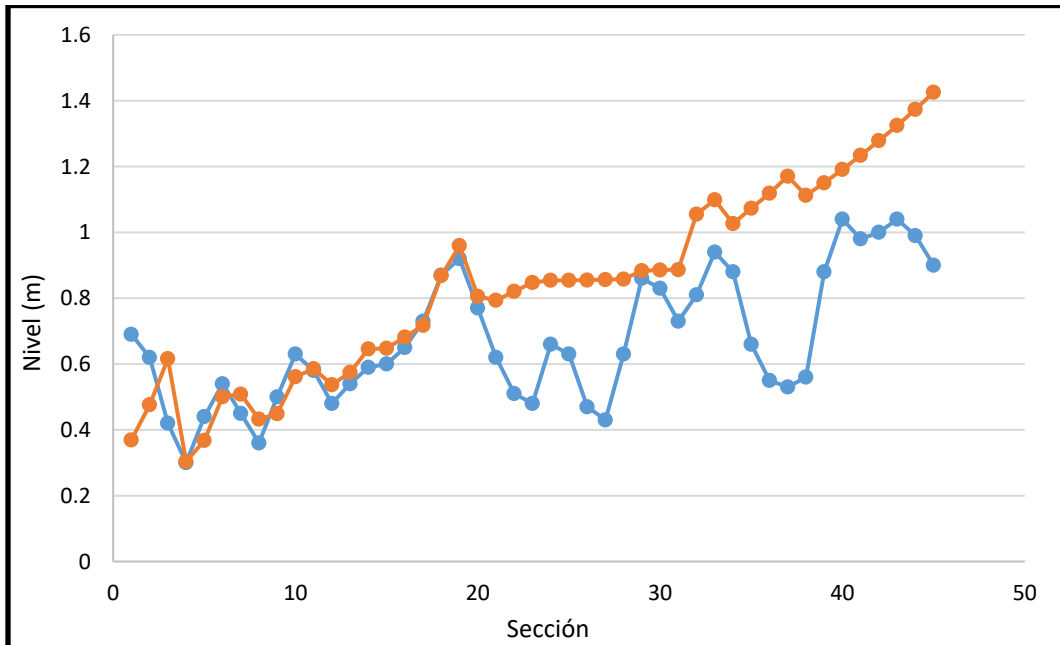
Tramo	Velocidad Nueva pendiente (m/s)	Nivel Nueva pendiente (m)	Velocidad SWMM (m/s)	Nivel SWMM (m)
1	0.80	0.37	0.54	0.69
2	0.91	0.48	0.85	0.62
3	1.02	0.62	1.86	0.42
4	4.52	0.30	3.89	0.3
5	3.46	0.37	2.37	0.44
6	3.24	0.50	3.06	0.54
7	3.38	0.51	4.11	0.45
8	4.74	0.43	6.37	0.36
9	4.84	0.45	4.45	0.5
10	3.66	0.56	3.5	0.63
11	3.82	0.59	4.12	0.58
12	4.82	0.54	5.98	0.48
13	4.97	0.57	5.77	0.54
14	4.66	0.65	5.56	0.59
15	4.67	0.65	5.41	0.6
16	4.76	0.68	5.23	0.65

Continuación

Tramo	Velocidad Nueva pendiente (m/s)	Nivel Nueva pendiente (m)	Velocidad SWMM (m/s)	Nivel SWMM (m)
17	4.85	0.72	5.47	0.73
18	4.20	0.87	3.89	0.87
19	4.03	0.96	3.98	0.92
20	4.32	0.81	4.99	0.77
21	4.66	0.79	6.91	0.62
22	4.72	0.82	9.18	0.51
23	4.78	0.85	7.8	0.48
24	4.79	0.85	7.09	0.66
25	4.79	0.85	7.5	0.63
26	4.79	0.85	11.35	0.47
27	4.79	0.86	12.73	0.43
28	4.80	0.86	7.81	0.63
29	4.85	0.88	5.38	0.86
30	4.85	0.89	5.62	0.83
31	4.85	0.89	6.98	0.73
32	4.16	1.06	6.22	0.81
33	4.20	1.10	5.5	0.94
34	4.75	1.03	5.16	0.88
35	4.76	1.07	7.69	0.66
36	4.80	1.12	10.41	0.55
37	4.82	1.17	10.97	0.53
38	4.54	1.11	11.08	0.56
39	4.59	1.15	6.38	0.88
40	4.63	1.19	5.42	1.04
41	4.68	1.23	6.42	0.98
42	4.71	1.28	6.47	1
43	4.74	1.32	6.36	1.04
44	4.76	1.37	6.97	0.99
45	4.80	1.43	9.19	0.9



Gráfica 5.1-1 Velocidad de cada sección de la tubería principal con nueva pendiente (rojo) y con pendiente original por SWMM (azul)



Gráfica 5.1-2 Nivel de cada sección de la tubería principal con nueva pendiente (rojo) y con pendiente original por SWMM (azul)

Las velocidades disminuyen notablemente, manteniéndose por debajo de los 5 m/s, por la nueva pendiente en la tubería principal. Además, por la disminución de la velocidad, se observó que el nivel del agua en las tuberías se incrementa de forma constante lo cual ocasionó que el diámetro en la tubería principal aumentara hasta 2m.

5.2. Doble conducción

Debido a la problemática observada en las velocidades tan altas en la segunda mitad de la tubería principal, se decidió explorar la aplicación de la doble conducción para ver si de esta forma se logra reducir la velocidad.

Los resultados de la simulación con la modificación antes expuesta, se muestran en la tabla 5.2.1 y 5.2.2 para la tubería principal con doble conducción y la comparación entre la normal y la modificada, respectivamente. Las velocidades máximas obtenidas en la tubería principal no presentan diferencias importantes respecto a los obtenidos en el capítulo 4.3.2.

Para este análisis se conservó el diámetro de la tubería principal como se tenía originalmente y se puso doble conducción a partir del tramo 21, en donde se comienza a notar el aumento drástico de la velocidad.

Tabla 5.2-1 Velocidades tubería principal con doble conducción

Tramo	Nodos		Longitud (m)	Diámetro (m)	Tramos en paralelo	Velocidad (m/s)
	Inicial	Final				
1	383	342	67.73	0.7	-	0.54
2	342	341	87.28	0.8	-	0.85
3	341	340	122.09	0.95	-	1.86
4	340	377	87.57	0.95	-	3.89
5	377	339	105.89	0.95	-	2.37
6	339	338	165.63	0.95	-	3.06
7	338	337	77.01	0.95	-	4.11
8	337	298	63.81	0.95	-	6.37
9	298	297	72.5	0.95	-	4.45
10	297	294	72.17	0.95	-	3.5
11	294	292	68.89	0.95	-	4.12
12	292	293	74.41	0.95	-	5.98
13	293	282	67.49	0.95	-	5.77
14	282	278	68.15	0.95	-	5.56
15	278	255	86.53	0.95	-	5.41
16	255	256	72.55	0.95	-	5.23
17	256	257	66.5	0.95	-	5.47

Continuación

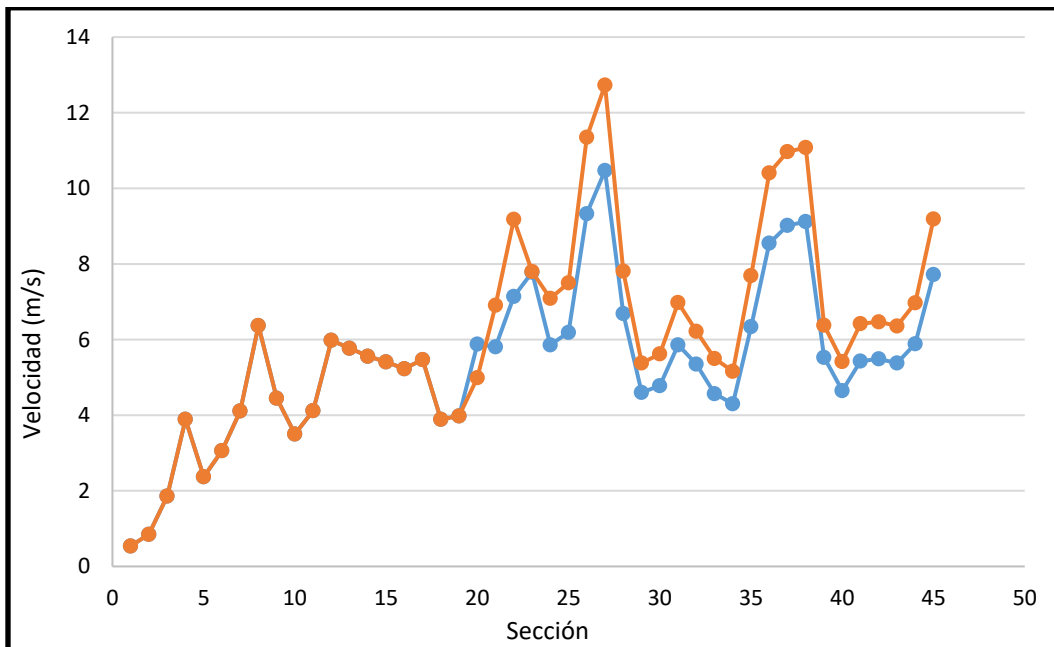
Tramo	Nodos		Longitud (m)	Diámetro (m)	Tramos en paralelo	Velocidad (m/s)
	Inicial	Final				
18	257	246	73.79	1.2	-	3.89
19	246	245	81.87	1.2	-	3.98
20	245	242	78.52	1.2	-	5.88
21	242	241	66.25	1.2	2	5.81
22	241	243	82.17	1.2	2	7.14
23	243	431	74.51	1.2	2	7.78
24	431	432	37.85	1.2	2	5.86
25	432	205	33.91	1.2	2	6.19
26	205	206	15.07	1.2	2	9.33
27	206	437	43.55	1.2	2	10.47
28	437	436	43.92	1.2	2	6.69
29	436	435	81.8	1.2	2	4.6
30	435	187	48.32	1.2	2	4.78
31	187	441	28.07	1.2	2	5.86
32	441	167	84.5	1.2	2	5.35
33	167	166	84.16	1.2	2	4.57
34	166	165	75.83	1.5	2	4.3
35	165	164	71.39	1.5	2	6.34
36	164	163	73.52	1.5	2	8.55
37	163	160	76.89	1.5	2	9.02
38	160	159	74.58	1.5	2	9.12
39	159	158	70.93	1.5	2	5.53
40	158	147	72.31	1.5	2	4.65
41	147	148	75.03	1.5	2	5.43
42	148	138	81.44	1.5	2	5.49
43	138	139	76.28	1.5	2	5.38
44	139	389	86.98	1.5	2	5.89
45	389	1	93.88	1.5	2	7.72

Tabla 5.2-2 Comparación entre velocidades

Tramo	Velocidad Doble Conducción (m/s)	Velocidad Original SWMM (m/s)
1	0.54	0.54
2	0.85	0.85
3	1.86	1.86
4	3.89	3.89
5	2.37	2.37
6	3.06	3.06
7	4.11	4.11
8	6.37	6.37
9	4.45	4.45
10	3.5	3.5
11	4.12	4.12
12	5.98	5.98
13	5.77	5.77
14	5.56	5.56
15	5.41	5.41
16	5.23	5.23
17	5.47	5.47
18	3.89	3.89
19	3.98	3.98
20	5.88	4.99
21	5.81	6.91
22	7.14	9.18
23	7.78	7.8
24	5.86	7.09
25	6.19	7.5
26	9.33	11.35
27	10.47	12.73
28	6.69	7.81
29	4.6	5.38
30	4.78	5.62
31	5.86	6.98
32	5.35	6.22
33	4.57	5.5
34	4.3	5.16
35	6.34	7.69
36	8.55	10.41
37	9.02	10.97
38	9.12	11.08

Continuación

Tramo	Velocidad Doble Conducción (m/s)	Velocidad Original SWMM (m/s)
39	5.53	6.38
40	4.65	5.42
41	5.43	6.42
42	5.49	6.47
43	5.38	6.36
44	5.89	6.97
45	7.72	9.19



Gráfica 5.2-1 Velocidad de cada sección de la tubería principal con doble conducción (rojo) y original por SWMM (azul)

Las velocidades, en la tubería principal, disminuyen un poco por la doble conducción de los tramos, sin embargo es muy poca la diferencia teniendo en promedio una disminución de 1.5 m/s.

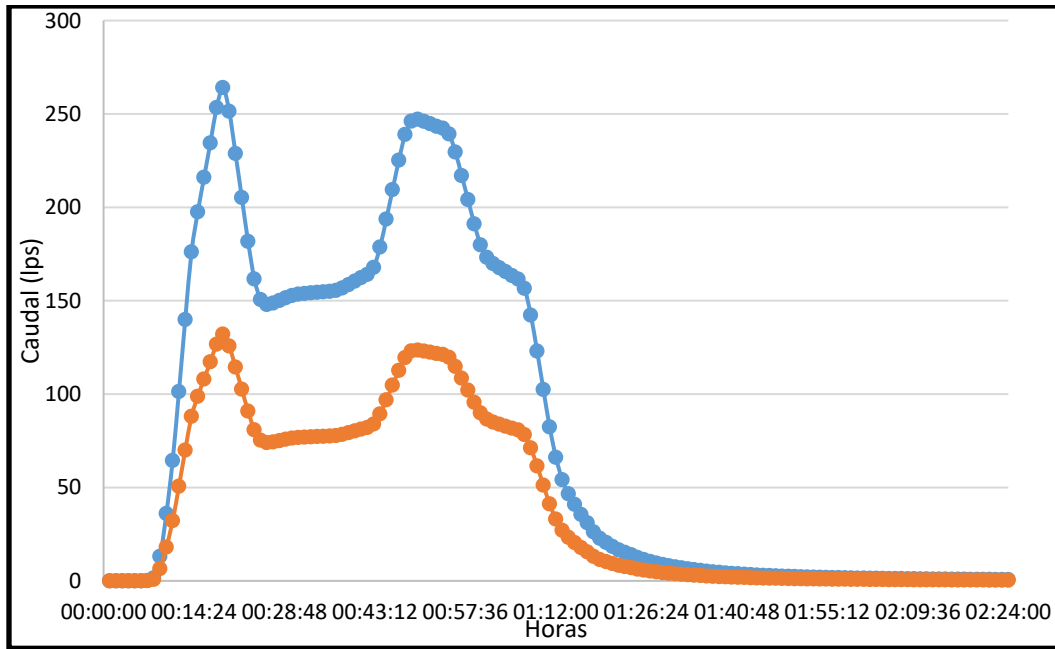
5.3. Nuevo interceptor

Para esta condición se simuló un interceptor que descargaría en otra zona, aguas arriba de las tuberías secundarias. Este interceptor opera de la siguiente manera: Está ubicado aguas arriba, a la mitad de las tuberías secundarias y esté recolecta el gasto que se lleva hasta el momento, reduciendo el impacto en la tubería principal. En la figura 5.3.1 se muestra el esquema de la ubicación del nuevo interceptor junto con la tubería principal.



Figura 5.3-1 Ubicación del nuevo interceptor y tubería principal

Para esta simulación el hidrograma y los porcentajes de aporte se redujeron el 50% en el modelo del SWMM.



Gráfica 5.3-1 Hidrograma Original (azul) y resultante después del nuevo interceptor (rojo)

Los nuevos resultados de la tubería principal se muestran en la tabla 5.3.1 y la comparación con los resultados obtenidos en el capítulo 4.3.2 en la tabla 5.3.2.

Tabla 5.3-1 Resultados de la tubería principal debido al nuevo interceptor

Tramo	Nodos		Longitud (m)	Diámetro (m)	Gasto (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	Nivel (m)
	Inicial	Final					
1	383	342	67.73	0.7	0.050	0.26	0.42
2	342	341	87.28	0.7	0.084	0.36	0.41
3	341	340	122.09	0.7	0.132	0.97	0.27
4	340	377	87.57	0.7	0.176	2.65	0.16
5	377	339	105.89	0.7	0.176	1.62	0.23
6	339	338	165.63	0.7	0.309	2.12	0.28
7	338	337	77.01	0.7	0.326	2.81	0.24
8	337	298	63.81	0.7	0.379	4.37	0.19
9	298	297	72.5	0.7	0.402	3.15	0.26
10	297	294	72.17	0.7	0.417	2.44	0.32
11	294	292	68.89	0.7	0.441	2.85	0.3
12	292	293	74.41	0.7	0.514	4.13	0.25
13	293	282	67.49	0.7	0.578	4.05	0.28
14	282	278	68.15	0.7	0.610	3.89	0.3
15	278	255	86.53	0.7	0.613	3.82	0.3
16	255	256	72.55	0.7	0.642	3.7	0.32

Continuación

Tramo	Nodos		Longitud (m)	Diámetro (m)	Gasto (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	Nivel (m)
	Inicial	Final					
17	256	257	66.5	0.7	0.762	3.38	0.4
18	257	246	73.79	0.7	0.815	2.75	0.5
19	246	245	81.87	0.7	0.874	2.76	0.54
20	245	242	78.52	0.7	0.907	3.45	0.45
21	242	241	66.25	0.7	0.958	4.87	0.36
22	241	243	82.17	0.7	0.998	6	0.31
23	243	431	74.51	0.7	1.029	6.56	0.3
24	431	432	37.85	0.7	1.058	4.84	0.39
25	432	205	33.91	0.7	1.058	5.1	0.37
26	205	206	15.07	0.7	1.095	7.88	0.27
27	206	437	43.55	0.7	1.095	8.86	0.25
28	437	436	43.92	0.7	1.097	5.45	0.36
29	436	435	81.8	0.7	1.096	3.75	0.5
30	435	187	48.32	0.7	1.099	3.91	0.48
31	187	441	28.07	0.7	1.184	4.84	0.43
32	441	167	84.5	0.7	1.185	4.24	0.55
33	167	166	84.16	0.7	1.224	3.18	0.7
34	166	165	75.83	0.7	1.301	3.56	0.64
35	165	164	71.39	0.7	1.346	5.1	0.45
36	164	163	73.52	0.7	1.402	7.27	0.35
37	163	160	76.89	0.7	1.436	7.68	0.34
38	160	159	74.58	0.7	1.543	7.71	0.36
39	159	158	70.93	0.7	1.582	4.86	0.55
40	158	147	72.31	0.8	1.647	3.65	0.7
41	147	148	75.03	0.8	1.799	4.36	0.61
42	148	138	81.44	0.8	1.860	4.38	0.63
43	138	139	76.28	0.8	1.903	4.23	0.68
44	139	389	86.98	0.8	1.966	4.64	0.64
45	389	1	93.88	0.8	2.334	6.3	0.55

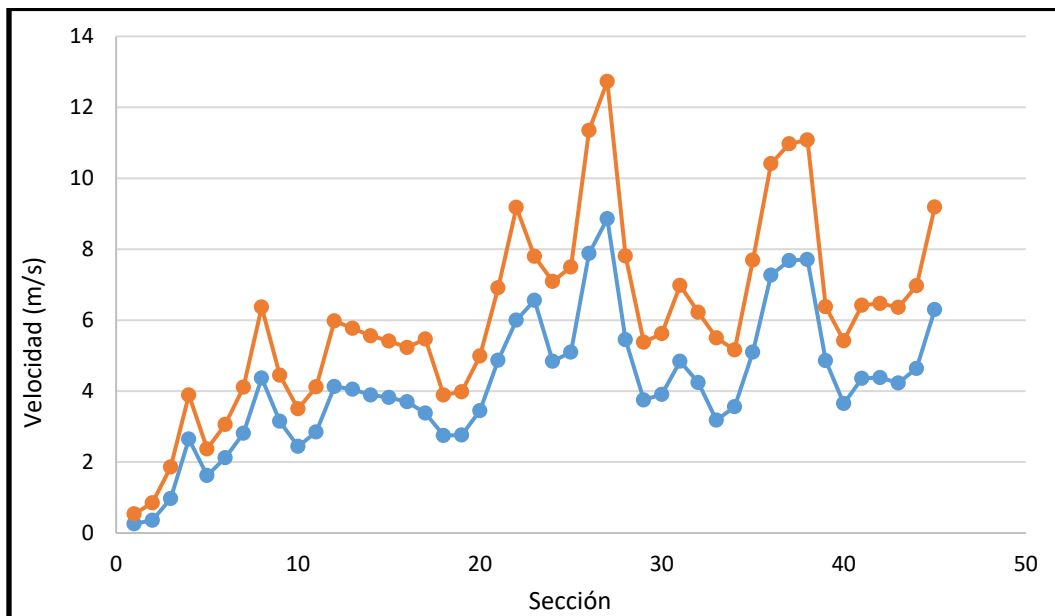
Tabla 5.3-2 Comparación de nuevos resultados con los obtenidos anteriormente

Tramo	Gasto con Interceptor (m ³ /s)	Velocidad con Interceptor (m/s)	Nivel con Interceptor(m)	Gasto SWMM (m ³ /s)	Velocidad SWMM (m/s)	Nivel SWMM (m)
1	0.050	0.26	0.42	0.206	0.54	0.69
2	0.084	0.36	0.41	0.355	0.85	0.62
3	0.132	0.97	0.27	0.560	1.86	0.42
4	0.176	2.65	0.16	0.747	3.89	0.3
5	0.176	1.62	0.23	0.747	2.37	0.44
6	0.309	2.12	0.28	1.269	3.06	0.54
7	0.326	2.81	0.24	1.362	4.11	0.45
8	0.379	4.37	0.19	1.589	6.37	0.36
9	0.402	3.15	0.26	1.681	4.45	0.5
10	0.417	2.44	0.32	1.750	3.5	0.63
11	0.441	2.85	0.3	1.853	4.12	0.58
12	0.514	4.13	0.25	2.155	5.98	0.48
13	0.578	4.05	0.28	2.406	5.77	0.54
14	0.610	3.89	0.3	2.549	5.56	0.59
15	0.613	3.82	0.3	2.563	5.41	0.6
16	0.642	3.7	0.32	2.687	5.23	0.65
17	0.762	3.38	0.4	3.186	5.47	0.73
18	0.815	2.75	0.5	3.417	3.89	0.87
19	0.874	2.76	0.54	3.682	3.98	0.92
20	0.907	3.45	0.45	3.825	4.99	0.77
21	0.958	4.87	0.36	4.051	6.91	0.62
22	0.998	6	0.31	4.231	9.18	0.51
23	1.029	6.56	0.3	4.362	7.8	0.48
24	1.058	4.84	0.39	4.492	7.09	0.66
25	1.058	5.1	0.37	4.491	7.5	0.63
26	1.095	7.88	0.27	4.656	11.35	0.47
27	1.095	8.86	0.25	4.656	12.73	0.43
28	1.097	5.45	0.36	4.661	7.81	0.63
29	1.096	3.75	0.5	4.660	5.38	0.86
30	1.099	3.91	0.48	4.671	5.62	0.83
31	1.184	4.84	0.43	5.044	6.98	0.73
32	1.185	4.24	0.55	5.045	6.22	0.81
33	1.224	3.18	0.7	5.212	5.5	0.94

Continuación

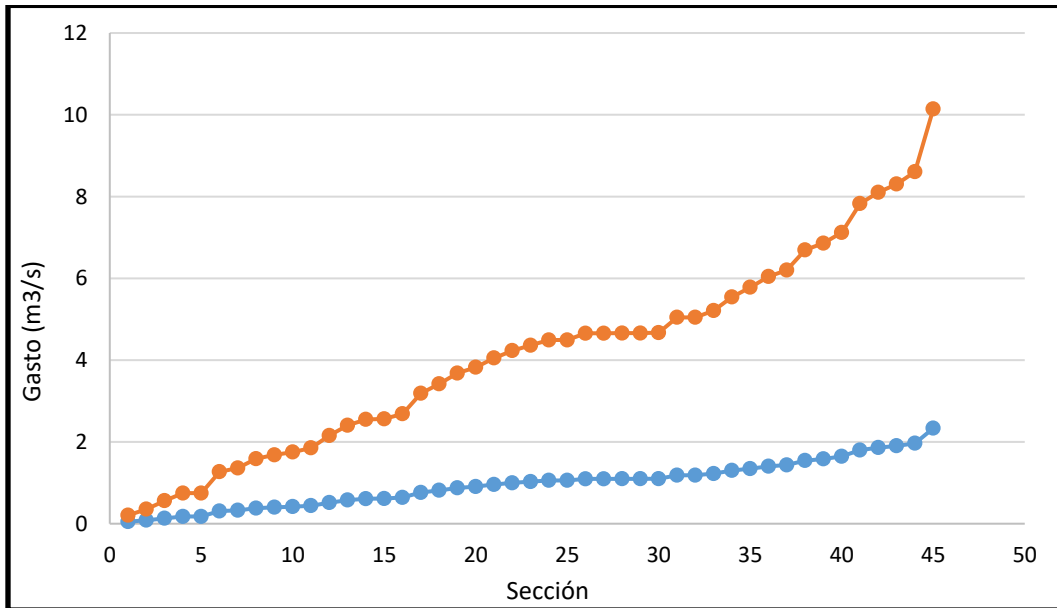
Tramo	Gasto con Interceptor (m ³ /s)	Velocidad con Interceptor (m/s)	Nivel con Interceptor(m)	Gasto SWMM (m ³ /s)	Velocidad SWMM (m/s)	Nivel SWMM (m)
34	1.301	3.56	0.64	5.543	5.16	0.88
35	1.346	5.1	0.45	5.780	7.69	0.66
36	1.402	7.27	0.35	6.042	10.41	0.55
37	1.436	7.68	0.34	6.201	10.97	0.53
38	1.543	7.71	0.36	6.695	11.08	0.56
39	1.582	4.86	0.55	6.858	6.38	0.88
40	1.647	3.65	0.7	7.122	5.42	1.04
41	1.799	4.36	0.61	7.828	6.42	0.98
42	1.860	4.38	0.63	8.104	6.47	1
43	1.903	4.23	0.68	8.305	6.36	1.04
44	1.966	4.64	0.64	8.606	6.97	0.99
45	2.334	6.3	0.55	10.142	9.19	0.9

Con el nuevo interceptor, aguas arriba de las tuberías secundarias, se observó que las velocidades en la tubería principal bajan considerablemente, manteniendo la mayoría de las velocidades en el límite permisible.



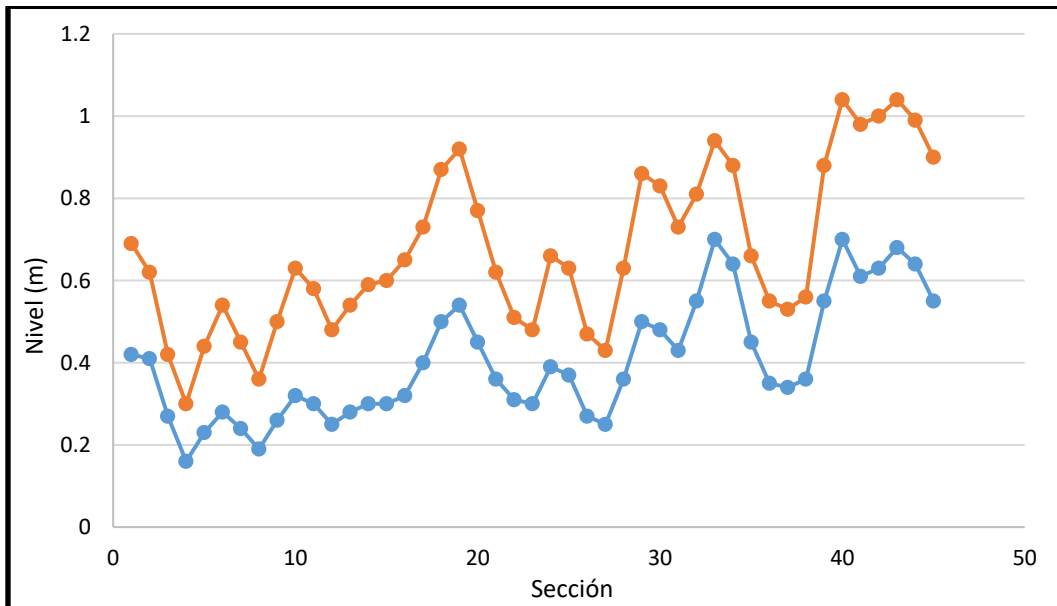
Gráfica 5.3-2 Velocidad de cada sección de la tubería principal con nuevo interceptor (azul) y original por SWMM (rojo)

También debido al decremento del gasto, la tubería principal se mantuvo en un diámetro de 0.70m en casi toda su extensión, incrementando en los últimos tramos sólo 10cm.



Gráfica 5.3-3 Gasto de cada sección de la tubería principal con nuevo interceptor (azul) y original por SWMM (rojo)

Finalmente, el nivel en la tubería, debido a los factores antes mencionados, se reduce aproximadamente el 50% de lo que se tenía antes.



Gráfica 5.3-4 Nivel de cada sección de la tubería principal con nuevo interceptor (azul) y original por SWMM (rojo)

6. Análisis de resultados

En el análisis de la tubería principal y las tuberías secundarias, el problema reside en que las pendientes son muy pronunciadas, por lo cual se tienen velocidades mayores a 10m/s y los niveles suben y bajan en cada tramo, provocando el riesgo de que se presenten saltos hidráulicos y estos rebasen el nivel de la tubería, inundando la zona.

En la tabla 6.1 se muestran las principales ventajas y desventajas de cada alternativa analizada previamente.

Tabla 6-1 Ventajas y desventajas por alternativa

Alternativa	Ventajas	Desventajas
1. Cambio de pendiente	<ul style="list-style-type: none"> • Evita que la velocidad sobrepase el límite establecido por la norma de CONAGUA. • Mejor distribución de gastos, evitando variación de niveles en cada tramo. • Flujo más estable del agua, evitando la posibilidad de que se generen saltos hidráulicos. 	<ul style="list-style-type: none"> • Aumenta el diámetro de la tubería. • Aumenta costos y complejidad en la construcción debido a las excavaciones que se tienen que realizar.
2. Doble conducción	<ul style="list-style-type: none"> • Reduce la velocidad 1.5 m/s en promedio. • Reduce la fluctuación de los niveles al repartir el gasto. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mayor costo de construcción al requerir dos tubos por cada tramo. • Mayor complejidad en la construcción.
3. Nuevo interceptor	<ul style="list-style-type: none"> • Reduce el diámetro de la tubería un 50% en casi toda su extensión. • Reduce el gasto total de la tubería, por lo cual los niveles también se reducen considerablemente. • Mantiene la velocidad en el rango de los 5 m/s. 	<ul style="list-style-type: none"> • Necesidad de un nuevo estudio, donde se pondría el nuevo interceptor. • Podrían existir los mismos problemas en el nuevo interceptor.

7. Conclusiones y recomendaciones

En los últimos años, en la Ciudad de México, ya no se tiene bien definido cuándo comienzan las lluvias y cuándo éstas pueden ser más fuertes, por lo cual la necesidad de un funcionamiento adecuado del alcantarillado pluvial no solo evitaría problemas en la ciudad, como encharcamientos, inundaciones y problemas de tráfico, sino que también daría pie al aprovechamiento de esta, para riego, autolavados, etc.

El coeficiente de escurrimiento calculado, demostró que la técnica que se tenía antes para obtenerlo, con la tabla 3.1-3 de valores más comunes de superficies de contacto, se usa para lluvias máximas y cuencas grandes, por lo cual si se compara con el método del Instituto de Ingeniería provoca un error de aproximadamente 45% en su medición, debido a que la zona de estudio es una cuenca urbana.

En cuanto a la realización del modelo en el SWMM, los resultados obtenidos no se reprodujeron bajo las mismas condiciones debido a que el modelo no acepta como dato el coeficiente de escurrimiento. Al no contar con esta opción la solución fue multiplicar el hietograma por el coeficiente de escurrimiento, obtener de manera indirecta el hietograma efectivo y darle a cada subcuenca una curva N de 100.

En las simulaciones de la tubería principal, la velocidad que se llega a alcanzar es crucial para su diseño, ya que ésta sobrepasa por gran margen la norma que dicta CONAGUA. Esto comprobó la importancia de las alternativas, que tratan de evitar que la velocidad no alcance magnitudes mayores a las permisibles, evitando que el material del tubo colapse y previniendo la formación de saltos hidráulicos.

En el análisis de las alternativas del funcionamiento del alcantarillado pluvial, se puntualizan algunos hechos. Una alternativa es cambiar la pendiente y forzar que la velocidad no rebase los 5 m/s, pero esta alternativa no es viable debido a que los recursos económicos y técnicos no permiten una excavación tan grande y a que la red de alcantarillado pluvial se encuentra en una Zona I, lo cual quiere decir que es suelo rocoso y no se puede optar por poner drenaje profundo o cambiar las pendientes poniendo a diferentes alturas las atarjeas.

En la alternativa de doble conducción las velocidades bajan en promedio 1.5 m/s, y no generó cambios en el gasto; solo redujo los niveles. Además el costo de poner doble conducción incrementa demasiado al construir el alcantarillado y tener que dar mantenimiento, cuando se percibe un beneficio tan bajo por esta alternativa.

La alternativa más eficiente por costo/beneficio, sería el nuevo interceptor, ya que este al recolectar el gasto que llevan las tuberías aguas arriba hace que el impacto en la tubería principal se reduzca considerablemente, reduciendo el gasto de 10 m³/s a 2 m³/s; por lo que se reducen los diámetros llegando a ser en casi toda la

tubería de 70 cm, y sólo aumentando a 80 cm en las secciones finales. Además, las velocidades se reducen de 13m/s a 8m/s y manteniéndola en el rango de los 5m/s en casi todas las secciones. Con esto, el nivel en la tubería, debido a los factores antes mencionados, se reduce aproximadamente el 50% de lo que se tenía antes.

Según lo observado en este trabajo, es necesario promover y realizar la retención superficial o subterránea (estanques o depósitos de retención/detención) y la infiltración (estructuras de infiltración en donde sea factible), para no incrementar el volumen y la velocidad de circulación del agua hacia las partes más bajas de la cuenca. Esta dinámica dará como resultado final el que las redes de drenaje de dichas partes bajas no se vean sometidas a escurrimientos con mayor volumen, mayor gasto punta y mayor brusquedad (menos tiempo entre el inicio de la lluvia y la presentación del gasto máximo, disminución del tiempo de concentración).

Se debe tener en constante verificación los lineamientos y protocolos de operación del sistema de alcantarillado pluvial en caso de presentarse una tormenta que sobrepase la capacidad de la tubería, para poder disminuir lo antes posible el impacto y problemas de ésta.

Finalmente, no es aconsejable que el alcantarillado se diseñe con el criterio tradicional (flujo uniforme, intensidad constante, etc.), ya que en muchos procesos de urbanización, a las aguas pluviales no se les da la debida importancia en su diseño y esto ocasiona problemas de alto riesgo, cuando estas deben ser eliminadas lo más eficaz y rápido posible.

Bibliografía

1. **Baeza R. C.** (2007) *Estimación regional de factores de convectividad para el cálculo de las relaciones intensidad-duración-frecuencia*, Tesis de Maestría, Instituto de Ingeniería.
2. **Breña P. A. F. y Jacobo V. M. A.** (2006) *Principios y fundamentos de la Hidrología Superficial*. Universidad Autónoma Metropolitana. México.
3. **Semarnat** (2013) *Informe de la situación del medio ambiente en México. Compendio de estadísticas ambientales. Indicadores clave y de desempeño ambiental*. Edición 2012. México.
4. **CNA, Comisión Nacional del Agua** (2007) *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento*. Edición 2007. México.
5. **CONABIO** (1998) *Climas (Clasificación de Koppen, modificado por García) [Informe]*. - México, D.F.
6. **INEGI.** (2011) *Censo de población y vivienda 2010*, México.
7. **Monografía Tlalpan** (2003) *Delegación Tlalpan*. Monografía Tlalpan 2003, Gobierno del DF y Delegación Tlalpan, México.
8. **Rossmann L. A.** (2004). *Storm Water Management model, user's manual Version 5*. EPA, USA.
9. **Sotelo A. G.** (2002) *Hidráulica de canales*. Universidad Nacional Autónoma de México. Facultad de Ingeniería. México.
10. **Vélez U. J. J. y Botero G. A.** (2010) *Estimación del tiempo de concentración y tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la Quebrada San Luis, Manizales*. Universidad Nacional de Colombia. Colombia.