



**UNIVERSIDAD LAICA “ELOY ALFARO” DE MANABÍ
EXTENSIÓN CHONE**

CARRERA INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN
PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**

**“MODELO DE SIMULACIÓN DE LA RED DE ALCANTARILLADO
PLUVIAL FUTURA DE LA CIUDAD DE CHONE.”**

AUTORES

**MINAYA MERO FREDDY EFRÉN
SANTISTEBAN MASHENDO LADY SUSANA**

TUTOR

ING. ERIC CABRERA ESTUPIÑÁN Ph.D.

CHONE-MANABÍ-ECUADOR

2017

DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y CESIÓN DE DERECHOS

Nosotros, **Minaya Mero Freddy Efrén** y **Santisteban Mashendo Lady Susana**, declaramos ser autores del presente trabajo de titulación: **“MODELO DE SIMULACIÓN DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL FUTURA DE LA CIUDAD DE CHONE”**, siendo el **Ing. Eric Cabrera Estupiñan, PhD** tutor del presente trabajo; y eximimos expresamente a la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí y a sus representante legales de posibles reclamos o acciones legales. Además certificamos que las ideas, opiniones, investigaciones, resultados, conclusiones y recomendaciones vertidos en el presente trabajo, son de nuestra exclusiva responsabilidad.

Adicionalmente cedemos los derechos de este trabajo a la universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, para que forme parte de su patrimonio de propiedad intelectual de investigaciones, trabajos científicos o técnicos y trabajos de titulación, ya que ha sido realizado con apoyo financiero, académico o institucional de la universidad.



Minaya Mero Freddy Efrén

AUTOR



Santisteban Mashendo Lady Susana

AUTOR

Chone, Julio de 2017

DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y CESIÓN DE DERECHOS

Nosotros, **Minaya Mero Freddy Efrén** y **Santisteban Mashendo Lady Susana**, declaramos ser autores del presente trabajo de titulación: **“MODELO DE SIMULACIÓN DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL FUTURA DE LA CIUDAD DE CHONE”**, siendo el **Ing. Eric Cabrera Estupiñan, PhD** tutor del presente trabajo; y eximimos expresamente a la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí y a sus representante legales de posibles reclamos o acciones legales. Además certificamos que las ideas, opiniones, investigaciones, resultados, conclusiones y recomendaciones vertidos en el presente trabajo, son de nuestra exclusiva responsabilidad.

Adicionalmente cedemos los derechos de este trabajo a la universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, para que forme parte de su patrimonio de propiedad intelectual de investigaciones, trabajos científicos o técnicos y trabajos de titulación, ya que ha sido realizado con apoyo financiero, académico o institucional de la universidad.



Minaya Mero Freddy Efrén

AUTOR



Santisteban Mashendo Lady Susana

AUTOR

Chone, Julio de 2017



UNIVERSIDAD LAICA “ELOY ALFARO” DE MANABÍ
EXTENSIÓN CHONE

FACULTAD DE INGENIERÍA

INGENIEROS CIVILES

Los miembros del Tribunal Examinador aprueban el Trabajo de Titulación siguiendo la modalidad de Proyecto de Investigación, titulado: **“MODELO DE SIMULACIÓN DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL FUTURA DE LA CIUDAD DE CHONE”**, elaborada por los egresados **Minaya Mero Freddy Efrén** y **Santisteban Mashendo Lady Susana** de la Escuela de Ingeniería Civil.

Ing. Odilón Schnabel Delgado, Mgs
DECANO

Ing. Eric Cabrera Estupiñán, PhD
TUTOR

MIEMBRO DE TRIBUNAL

MIEMBRO DE TRIBUNAL

SECRETARIA

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a todos aquellos que no creyeron en mí, a aquellos que esperaban mi fracaso en cada paso que daba hacia la culminación de mis estudios, a aquellos que nunca esperaban que lograra terminar la carrera, a todos aquellos que apostaban a que me rendiría a medio camino, a todos los que supusieron que no lo lograría, a todos ellos les dedico esta tesis.

Y por último dedicar esta tesis a mí mismo por la perseverancia en el transcurso de estos años, en el cual he aprendido a no rendirme y obtener lo que me propongo.

Freddy Efrén Minaya Mero

DEDICATORIA

Aprovecho este grato momento para dedicar este triunfo a todas la personas que han estado conmigo en un proceso que hoy culmina con éxito, por compartirme un poco de sus pasos, enseñarme a armar mi propio camino y traerme hoy al fin de una de mis metas que gracias a Dios y a mi familia se hace realidad, no me queda más que agradecer por el aprendizaje que me ayuda cada día a ser una mejor persona.

Y por último, deseo dedicar este momento tan importante e inolvidable; a mí misma por no dejarme vencer ya que en ocasiones el principal obstáculos se encuentra dentro de uno.

Lady Susana Santisteban Mashendo

AGRADECIMIENTOS

Le agradezco a Dios porque he llegado hasta aquí, todo te lo debo a ti mi Dios, gracias por permitirme llegar hasta este nivel, sin ti nada es posible.

A mi madre por ser una mujer que simplemente me haces llenar de orgullo. Esta tesis es un logro más que llevo a cabo sin lugar a dudas en gran parte gracias a ti, no sé en donde me encontraría de no ser por tu ayuda, tu compañía y amor.

A mi tutor por guiarnos y ayudarnos en este camino junto con mi compañera de tesis, para lograr la culminación de este trabajo con mucho éxito.

A Lady por haber sido una excelente compañera de tesis, por haberme tenido la paciencia necesaria y por motivarme a seguir adelante en los momentos de desesperación, gracias.

Freddy Efrén Minaya Mero

AGRADECIMIENTOS

Le agradezco a Dios por haberme acompañado y guiado a lo largo de mi carrera, por ser mi fortaleza en los momentos de debilidad y por brindarme una vida llena de aprendizajes, experiencias y sobre todo felicidad.

A mis padres por cuidarme, protegerme inculcarme cualidades y darme confianza incondicional, la cual me permitió ser la persona que soy hoy en día.

Al Ingeniero Eric Cabrera Estupiñan por su gran ayuda y colaboración como tutor, por habernos brindado la oportunidad de desarrollar nuestra tesis profesional.

A mi compañero de tesis Freddy, por ser el principal responsable de que este trabajo llegara a su culminación, estando incondicionalmente siempre a mi lado, animándome siempre a continuar. Le doy las gracias por todos los esfuerzos que ha hecho, por haberme hecho creer cada día que podía hacerlo.

Lady Susana Santisteban Mashendo

SÍNTESIS

La ciudad de Chone, perteneciente a la provincia Manabí ha sido tristemente célebre en el Ecuador por sus constantes inundaciones provocadas por las crecidas y desbordamientos del río Chone, así como por la deficiente calidad del sistema de drenaje pluvial de la ciudad. Ambas causas han sido parcialmente atendidas, en el caso del sistema de drenaje pluvial se cuenta con un proyecto, sin embargo no se cuenta con una herramienta que permita pronosticar el funcionamiento de la futura red ante eventos de precipitaciones intensas, aspecto importante en el manejo del sistema. En la presente investigación se crea un modelo de simulación de la red futura de la ciudad de Chone empleando el programa SWMM 5.1, uno de los más usados de su tipo en el mundo y de libre uso y adquisición. También se crea un modelo más detallado de una de las subcuencas del sistema, este modelo se conoce como modelo dual.

Ambos modelos son aplicados, en el caso del modelo general que emplea un esquema de funcionamiento tradicional, se pudo obtener todos los hidrogramas de salida en los puntos de descarga de la red y en el caso del modelo dual se obtuvo un hidrograma de salida menor que su similar del modelo general lo que demuestra que es un modelo más preciso y por lo tanto más apegado a la realidad.

PALABRAS CLAVES

Palabras clave: Alcantarillado, inundaciones urbanas, modelo dual, redes de drenaje pluvial, SWMM 5.1.

ABSTRACT

Chone city, belonging to the province Manabí has been infamous in Ecuador for its constant floods caused by Chone's River overflows, as well as the poor quality of the city's storm drainage system, both causes have been partially met, in the case of the storm drainage system there is a project, however, a tool that allows predicting the operation of the future network due to an intense rainfall events is not available. In the present investigation a simulation model of the future storm network of Chone is created employing the program SWMM 5.1, one of the most used of its kind in the world and of free use and acquisition. It also creates a more detailed model of one of the sub-basins of the system, this model is known as dual model

Both models are applied, in the case of the general (traditional model), the river Outfalls hidrograms were obtained and in the case of Dual model a lower hidrogram was obtained, which shows that it is a more accurate model and therefore more attached to reality.

KEYWORDS

Keywords: Sewerage, urban flooding, dual model, storm drainage networks, SWMM 5.1.

TABLA DE CONTENIDOS

Certificación del tutor.....	ii
Declaración de autoría y cesión de derechos.....	iii
Aprobación del trabajo de titulación.....	iv
Dedicatoria.....	v
Agradecimientos.....	vii
Síntesis.....	ix
Abstract.....	x
Tabla de contenidos.....	xi
Índice de figuras.....	xiv
Índice de tablas.....	xvii
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1. ESTADO DEL ARTE	9
1.1. La hidrología urbana, una mirada actual.	9
1.1.1. Problemas asociados al drenaje pluvial urbano.....	11
1.1.2. Respuesta hidrológica ante el incremento de urbanizaciones en la cuenca.....	13
1.2. La modelación matemática de las redes de drenaje pluvial urbano.....	15
1.2.1. Problemas y etapas de la modelación matemática de redes de drenaje pluvial urbano.....	16
1.2.2. La modelación dual del drenaje pluvial urbano, una idea revolucionaria.	17
1.3. Aplicación de los Sistemas de Información Geoespacial SIG, a la modelación matemática de los sistemas de drenaje pluvial urbano.	21
1.3.1. Vínculos entre los SIG y los modelos matemáticos de alcantarillado pluvial urbano.	23
1.3.2. Principales modelos de simulación del drenaje pluvial urbano.....	24
1.3.3. Modelo SWMM, características y desarrollo	25
1.3.3.1. Ventajas y desventajas de SWMM.....	27
1.3.3.2. Características del modelo hidrológico	28
1.3.4. ¿Qué modelo usar?	29
1.4. Alcantarillado pluvial de la ciudad de Chone.....	29
1.5. Análisis comentarios y conclusiones parciales del capítulo.	30

CAPÍTULO 2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	33
2.1 Análisis estadístico de los eventos de precipitación máxima	33
2.1.1. Concepto de período de retorno	34
2.1.2. Ajuste estadístico de series de lluvias máximas a la función de distribución acumulada de eventos máximos de Gumbel.....	34
2.1.3. Análisis de homogeneidad y pruebas de bondad de ajuste de las series de lluvias máximas.....	36
2.1.3.1. Análisis de homogeneidad.....	36
2.1.3.2. Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolmogorov.	37
2.1.4. Curvas de intensidad frecuencia y duración IFD.	37
2.1.4.1. Obtención de Curvas IDF partiendo de datos de lluvia máxima mensual.....	38
2.1.5. Obtención hietogramas de aguaceros sintéticos a partir de las curvas IFD.....	41
2.1.5.1. Método del bloque alterno.....	42
2.2. El modelo conceptual de SWMM versión 5.1	42
2.2.1. Elementos del sistema de drenaje en SWMM 5.1.	44
2.2.1.1. Componentes físicos del SWMM (Objetos visuales).....	45
2.2.1.2. Componentes de información (Objetos no visuales).....	49
2.2.2. Ventana principal de SWMM.....	50
2.3. Método de cálculo de SWMM.....	54
2.3.1. Modelo hidrológico de SWMM. Modelo de depósitos no lineales para el flujo superficial.	54
2.3.1.1. Cálculo de la infiltración, (método del Número de la Curva o CN del NRCS).....	55
2.3.2. Modelos hidráulicos de transporte.....	55
2.3.2.1. Modelo de Flujo Uniforme (Steady State Routing).....	56
2.3.2.2. Modelo de la Onda Cinemática (Kinematic Wave).....	56
2.3.3.3. Modelo de la Onda Dinámica (Dynamic Wave)	57
2.4. Representación del drenaje dual urbano mediante SWMM 5.1	59
 CAPÍTULO 3. MODELO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL FUTURO DE LA CIUDAD DE CHONE.....	 64
3.1. Descripción general y características de la zona de estudio.	64
3.2. Procesamiento de los datos de precipitaciones máximas para la ciudad de Chone.....	65

3.2.1. Procesamiento inicial de datos, serie de trabajo.....	65
3.2.2. Análisis de homogeneidad de la serie de trabajo.....	66
3.2.3. Comprobación del ajuste de la serie de trabajo a la función teórica de probabilidad Gumbel.	68
3.2.4. Obtención de las curvas de intensidad – frecuencia y duración IFD para la estación M0162 y de hietogramas de trabajo.	69
3.2.4.1. Cálculo de las Precipitaciones Máximas Probables para diferentes frecuencias y evento de 24 horas de duración.	69
3.2.4.2. Obtención de las curvas de intensidad – frecuencia y duración IFD para la estación M0162.....	70
3.2.4.3. Obtención de hietogramas de trabajo.	71
3.3. Creación del modelo de simulación del sistema futuro de drenaje pluvial de Chone.	72
3.3.1. Procedimiento para la elaboración del modelo general de la red de drenaje pluvial de la ciudad de Chone en el software SWMM 5.1.	72
3.4. Creación del modelo dual de simulación de una de las subcuencas del sistema de drenaje pluvial de Chone.....	81
3.5. Análisis, comentarios y conclusiones parciales del capítulo.....	85
CAPÍTULO 4. APLICACIÓN DE LOS MODELOS DE SIMULACIÓN GENERAL Y DUAL DE LA RED DE DRENAJE PLUVIAL FUTURA DE LA CIUDAD DE CHONE.....	87
4.1. Aplicación del modelo de simulación general de la red de drenaje pluvial futura de la ciudad de Chone.	87
4.2. Aplicación de los modelos de simulación general (Tradicional) y dual de la subcuenca Subc_12.	93
4.3. Análisis, comentarios y conclusiones parciales del capítulo.....	100
CONCLUSIONES.....	101
RECOMENDACIONES	102
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	103
ANEXOS.....	109

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Esquema general de captación de aguas de lluvia en una calle.	19
Figura 1.2. Conceptualización del sistema de drenaje urbano en SWMM.....	27
Figura 2.1. Diagrama de flujo de los procesos en SWMM.	43
Figura 2.2. Modelo conceptual de la red de drenaje de SWMM.	44
Figura 2.3. Esquema de los componentes físicos del SWMM.	45
Figura 2.4. Representación Node-Link (Nodo-Conector) de una red de drenaje en SWMM	47
Figura 2.5. Ventana principal de SWMM	51
Figura 2.6. Barra de herramientas de objetos (Objects)	52
Figura 2.7. Esquema conceptual del fenómeno de escorrentía en SWMM.....	54
Figura 2.8. Esquema de una cuenca simple.....	57
Figura 2.9. Consideración de dos canales superficiales paralelos, ambos de pendiente transversal de fondo St, conectados al mismo eje colector (vista transversal de la calle y del colector).....	60
Figura 2.10. Geometría de un tejado y conexión con otros elementos del drenaje urbano.....	60
Figura 2.11. Casos básicos de flujo a través de un sumidero: a) descarga libre hacia el colector, b) descarga de flujo sumergido hacia el colector, y c) descarga desde el colector hacia la superficie.	61
Figura 2.12. Esquemmatización de una cuenca urbana con drenaje dual.	62
Figura 3.1. Ubicación de la ciudad de Chone (área de estudio). Estación climatológica principal del INAMHI, código M0162.	64
Figura 3.2. Curva de simple masa de la serie de trabajo.	67
Figura 3.3. Curvas de Intensidad-frecuencia-duración IFD para la estación climatológica M0162.....	71
Figura 3.4. Hietogramas de lluvias de una hora y períodos de retorno T=10, 25 y 100 años	72
Figura 3.5. Red de drenaje pluvial futura de la ciudad de Chone.....	74
Figura 3.6. Polígonos que representan áreas de drenaje hacia los pozos de la red.....	75
Figura 3.7. Modelo de la red de drenaje pluvial en el programa ASSA.....	76
Figura 3.8. Definición de serie temporal de hietogramas en SWMM 5.1.	77
Figura 3.9. Definición del objeto pluviómetro y entrada de sus datos.	78

Figura 3.10. Definición del objeto pluviómetro y entrada de sus datos.	79
Figura 3.11. Continuación de la ventana Subcatchment Sub-380 de la figura anterior.	80
Figura 3.12. Modelo dual de la red de drenaje pluvial, subcuenca Subc_12.	81
Figura 3.13. Acercamiento al modelo dual donde se observan los puntos de descarga natural al río.....	82
Figura 3.14. Elementos fundamentales del modelo dual, etiquetas de subcuencas y nodos	83
Figura 3.15. Elementos fundamentales del modelo dual, etiquetas de las conducciones	83
Figura 3.16. Elementos fundamentales del modelo dual, orificios que simulan sumideros	84
Figura 4.1. Simulación de la red para lluvia de una hora de duración y T=100 años, tiempo 30 min.	87
Figura 4.2. Simulación de la red para lluvia de una hora de duración y T=100 años, tiempo 55 min.	88
Figura 4.3. Simulación de la red para lluvia de una hora de duración y T=100 años, tiempo 1 hora y 10 min.	89
Figura 4.4. Hidrogramas de salida en los puntos de descarga de la red futura de drenaje pluvial de Chone.....	90
Figura 4.5. Descarga de la red en el punto Outfall DES-3 para el tiempo 45 min.	91
Figura 4.6. Descarga de la red en el punto Outfall DES-3 para el tiempo 1 hora 30 min	91
Figura 4.7. Perfil desde el pozo Pz-351 hasta Outfall DES-3 para el tiempo 45 min.	92
Figura 4.8. Perfil desde el pozo Pz-351 hasta Outfall DES-3 para el tiempo 1 hora y 25 min.	92
Figura 4.9. Estado de la red acorde al modelo tradicional para el tiempo 1 hora.	93
Figura 4.10. Perfil del flujo en el tramo Pz-84 -Outfall DES-3, tiempo 55 min, modelo tradicional.....	94
Figura 4.11. Estado de la red acorde al modelo dual para el tiempo 1 hora.....	94
Figura 4.12. Perfil del flujo en el tramo Pz-84 -Outfall DES-3, tiempo 55 min modelo dual	95
Figura 4.13. Contraste de hidrogramas de los puntos de salida en los modelos tradicional y dual.	97

Figura 4.14. Ubicación del tramo Jun-205_Jun-16 conformado por Link-82 y Link-83, modelo dual.	98
Figura 4.15. Sección transversal del tramo Jun-205_Jun-16, modelo dual.....	98
Figura 4.16. Niveles de agua en la calle representada por el tramo Jun-205_Jun-16, tiempo 1 hora, modelo dual.	99
Figura 4.17. Hidrograma de flujo en la calle representada por el tramo Jun-205_Jun-16, modelo dual.	99

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1: Objetos geográficos de tipo vectorial.....	23
Tabla 2.1: Coeficientes aplicados a las lluvias máximas probables de duración 24 hr para obtener sus homólogos correspondientes a tiempos de aguaceros en horas.....	39
Tabla 2.2: Coeficientes aplicados a las lluvias máximas probables de duración 24 hr para obtener sus homólogos correspondientes a tiempos de aguaceros en días.	40
Tabla 2.3: Ecuaciones empíricas para ajustar las curvas de Intensidad–frecuencia-duración (IFD).	41
Tabla 3.1: Serie de valores de lluvia máxima mensual de la estación climatológica M0126, período 1990- 2012, 23 años.	66
Tabla 3.2: Tabla de aplicación del test de Student.	67
Tabla 3.3: Resultados finales del test de Student.	68
Tabla 3.4: Tabla de cálculo de la prueba de Smirnov Kolmogorov.	68
Tabla 3.5: Tabla de cálculos para la obtención de las Precipitaciones Máximas Probables para distintas frecuencias y evento de 24 horas de duración.....	69
Tabla 3.6: Tabla de cálculos para la obtención de las Precipitaciones Máximas Probables para eventos lluviosos de distintas frecuencias y duraciones.....	70
Tabla 3.7: Longitud de tuberías del proyecto acorde a sus diámetros.....	73
Tabla 3.8: Longitud de tuberías del proyecto acorde a sus diámetros (continuación)	73
Tabla 4.1: Longitud de tuberías del proyecto acorde a sus diámetros.....	96

INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas el mundo ha presenciado una rápida urbanización que ha influido en los procesos hidrológicos en áreas urbanas. La modificación de la cuenca por el aumento de las superficies impermeables (tejados, andenes, vías, calzadas, parqueaderos, etc.), no solo ha alterado las características del drenaje, incrementando el riesgo a inundaciones sino que también ha tenido una importante influencia sobre la calidad del agua de las redes de drenaje y cuerpos receptores, debido a la introducción de contaminantes de origen físico, químico y biológico, resultantes de las actividades humanas comunes de los centros urbanos (Estupiñán Tiuso, 2009).

En ese contexto, la modelación de la calidad del agua de escorrentía juega un papel muy importante en el desarrollo de estrategias para el manejo de los sistemas de drenaje, en los que se ha identificado que el flujo de escorrentía es el principal mecanismo de transporte que introduce contaminantes de fuentes no puntuales al sistema de drenaje como contaminación difusa. También se ha demostrado que el agua de escorrentía contiene los mismos tipos de contaminantes que se encuentran en las aguas residuales urbanas (Estupiñán Tiuso, 2009).

Las redes de alcantarillado son uno de los entramados más complejos a la vez que desconocidos, entre todas las infraestructuras del tejido urbano. El drenaje de la ciudad y los medios con que se realiza la evacuación de sus aguas pluviales son un patrimonio oculto, literalmente enterrado, en definitiva otra ciudad invisible debajo de la ciudad visible, que solo nos muestra de vez en cuando sus “enfermedades” cuando un aguacero supera su capacidad de desagüe (Gómez Valentín , 2007).

El alcantarillado pluvial tiene como su principal función el manejo, control y conducción adecuada de la escorrentía de las aguas de lluvia en forma separada de las aguas residuales. Y llevarla o dejarla en sitios donde no provoquen daños e inconvenientes a los habitantes de las ciudades (SIAPA, 2014).

Pero en general se debe reconocer que en muchos más casos los diseños de las redes de alcantarillado han sido producto de la improvisación, con una falta de visión global del problema a escala de ciudad. En ocasiones la falta de datos fiables de lluvia, (indispensables para una buena estimación previa de caudales de escorrentía) y otras veces porque se emplean todavía procedimientos de cálculo y verificación iguales a los usados

hace varias décadas. Por todo esto, en la actualidad existen redes deficientes en cuanto a su capacidad de desagüe (Gómez Valentín , 2007).

Si por alguna de las razones antes descritas o por otras circunstancias como mal mantenimiento o indebida operación de la red, etc, en una zona urbana se presentan problemas de inundaciones, entonces son necesarias actuaciones para evitar daños a la infraestructura urbana y no poner en riesgo la vida de las personas.

El estudio del drenaje urbano requiere del conocimiento de conceptos hidrológicos e hidráulicos, entre los que destacan, la caracterización de una lluvia de diseño, la transformación de la lluvia en escurrimiento superficial, determinación los hidrogramas de entrada a la red y su posterior propagación, y la interacción entre el sistema de drenaje mayor y el menor (Aragón, 2013).

Para solucionar los problemas de inundación existentes en una determinada zona urbana, normalmente se plantearan actuaciones que tiendan a restituir de una forma artificial el comportamiento natural existente en las cuencas. Dichas actuaciones pueden dividirse en dos categorías atendiendo a los objetivos que persiguen. Por un lado las actuaciones que pretenden incrementar la capacidad de desagüe de la red de colectores (que sustituye a la red hidrográfica natural) y por el otro las tendentes a disminuir la esorrentía (aumentar la retención superficial y/o subterránea y la infiltración) (SIAPA, 2014).

Conforme la sociedad y la tecnología avanzan, los ingenieros se enfrentan a retos de salubridad, suministro, mantenimiento y gestión de la infraestructura hidráulica urbana. El uso de nuevas tecnologías ayuda considerablemente a resolver los problemas más urgentes de drenaje pluvial (Rosales, Salas & Rodríguez, 2015).

Uno de los avances más importantes en la gestión de los sistemas de drenaje pluvial urbano sin dudas tiene que ver con la predicción de la respuesta de estos sistemas ante diferentes eventos de lluvia. Conocer de antemano cómo va a funcionar toda la red ante diferentes estímulos es vital para poder tomar decisiones oportunas, que pueden implicar evacuar personas, recursos económicos, determinar las zonas más proclives a inundaciones sin que necesariamente estas ocurran y un sin número de beneficios que incluso podrían variar entre zonas, en función de sus realidades. Esta predicción se realiza con el empleo de muy sofisticados modelos matemáticos numéricos que integran varias tecnologías como algoritmos de optimización para la calibración de parámetros, Sistemas de Información

Geoespacial para la gestión de toda la información espacial y de atributos en las etapas de pre y post procesamiento, instrumentación sofisticada para la medición de variables y sistemas de soporte a la toma de decisiones SCADA, entre otros.

Uno de estos modelos es: Storm Water Management Model, conocido mundialmente por sus siglas SWMM y creado por la Agencia de protección del ambiente de los Estados Unidos. Desde sus inicios en 1971 ha venido teniendo mejoras importantes y son variadas las investigaciones realizadas con este modelo (Rincón & Muñoz, 2013). EPA-SWMM es un modelo dinámico de simulación de lluvia escorrentía, utilizado para realizar simulaciones de un único evento, calculando la cantidad y la calidad de escorrentía, principalmente en cuencas urbanas (Menéndez & Re, 2009).

El diseño hidráulico de sistemas de drenaje se ha realizado tradicionalmente de manera manual empleando el método racional y flujo uniforme. Dicho método no toma en cuenta la variabilidad temporal de la lluvia y está limitado para cuencas pequeñas. Ante estas desventajas se presenta la opción de un análisis mucho más global del proceso de lluvia – escurrimiento por medio del modelo SWMM 5.0 donde se podrá tener en cuenta la variación temporal de la lluvia, las pérdidas de agua por infiltración, la no uniformidad del flujo, así como varios aspectos atribuibles a la red propiamente dicha (Rincón & Muñoz, 2013).

SWMM es sin duda uno de los modelos más ampliamente utilizado (de su tipo) en el mundo, se ha venido mejorando desde hace más de 30 años. Hasta la fecha, las versiones de SWMM han estado disponibles como software gratuito y se han mantenido por una variedad de individuos y organizaciones. Recientemente, en los últimos 5 años, el motor de cálculo de SWMM se reescribió completamente y ahora es mantenido por la US EPA, versión conocida como SWMM 5 (Lockie , s.f).

Además SWMM proporciona un entorno integrado que permite introducir datos de entrada para el área de drenaje, simular el comportamiento hidráulico, estimar la calidad del agua y obtener los resultados en una gran variedad de formatos. Entre estos, se pueden incluir mapas de contorno o isolíneas para el área de drenaje, gráficos y tablas de evolución a lo largo del tiempo, diagramas de perfil y análisis estadísticos de frecuencia (Vargas Valbuena & Villegas Angarita, 2013).

Uno de los grandes desafíos que tiene el sector de saneamiento es satisfacer la creciente demanda para la evacuación de aguas pluviales y el tratamiento de las mismas; tomando en cuenta la acelerada ocupación territorial y urbanismo, así como la presencia de fenómenos naturales que traen consigo intensas lluvias como lo es por ejemplo el fenómeno de “El niño”, con una ocurrencia cada vez más frecuente (Granda, 2013). Este fenómeno afecta directamente a varios países de América del Sur que tienen sus costas hacia el Pacífico. Uno de estos países es Ecuador que ha sufrido por varias décadas episodios de inundaciones provocadas por intensas lluvias y por el consiguiente desbordamiento de los ríos. Sin lugar a dudas los eventos más importantes están relacionados con la presencia del fenómeno “El niño”, pudiéndose hacer referencia al año 1998 cuando se registró una lluvia anual de 2428.80 mm y eventos muy intensos que provocaron grandes inundaciones en el país, fundamentalmente en las provincias costeras, Manabí, Guayas, Los Ríos, Esmeraldas y El Oro, (Gil, Varela, & Mardones, 2005).

Particularmente el fenómeno de El niño puede aparecer en cualquier época del año, sin embargo entre diciembre y marzo cuando sus características se combinan con la estacionalidad normal (estación de lluvias), sus efectos se ven amplificados. Ocurre recurrentemente en ciclos de entre 2 y 7 años, produce un calentamiento anormal de las aguas ecuatoriales del Océano Pacífico tropical, que cuando alcanza una intensidad fuerte o muy fuerte, influye en las condiciones climáticas, provocando vientos y precipitaciones intensas, en muchas partes del mundo (SGR, 2014).

Durante el año 2011, de los 365 días del año, Ecuador vivió 157 días con algún tipo de emergencia o estado de excepción relacionados con eventos adversos. En 2012, la estación invernal afectó principalmente a las provincias de Azuay, El Oro, Esmeraldas, Guayas, Los Ríos y Manabí, que fueron declaradas en estado de excepción. En este año, las precipitaciones fueron las mayores de los últimos 10 años y se vieron afectadas alrededor de 195.147 ha (SENPLADES, 2013).

Especialmente la Ciudad de Chone perteneciente a la provincia de Manabí ha sido muy azotada por estos fenómenos llegando a poseer records de inundaciones a nivel del País en cuanto a la severidad y frecuencia de ocurrencia. El 98% de la ciudad está expuesta a las inundaciones y el área más afectada es el centro de la ciudad. Chone se encuentra a una cota promedio de unos 18 m.s.n.m, la ciudad es atravesada por el río de igual nombre y desde la ciudad hasta la desembocadura del río en el mar existe una distancia de unos

50 km, por lo tanto, el agua se evacua muy lentamente. El crecimiento urbano ha propiciado que se rellenen las carreteras, convirtiéndose en verdaderos obstáculos (tapes), permitiendo que el nivel del agua ascienda unos dos a tres metros, se desborda hacia el interior de la ciudad y el agua no corre hacia donde debe ser avacuada (Gil, Varela , & Mardones, 2005).

Las inundaciones en Chone se han sucedido por una combinación de factores que implican el desbordamiento del río Chone y por la propia inundación que se genera en la ciudad debido a un sistema de alcantarillado que presenta serios problemas técnicos.

En crecidas máximas del río Chone, las tuberías de salida en las estructuras de descarga se sumergen, lo que permite un proceso de inundación a través del ingreso de agua desde el río Chone hacia el área urbana, mediante los colectores y pozos de los subsistemas de drenaje existentes. Existen áreas urbanas inundables debido a la precipitación en la zona, conformación topográfica del área y por la falta de drenaje de las mismas (Macías, 2014).

En la actualidad existe un proyecto de ingeniería donde se ha realizado un rediseño de todo el sistema de alcantarillado pluvial de la ciudad. Esta es una muy buena noticia ya que es un proyecto actual que tiene en cuenta la realidad poblacional de la ciudad, su pronóstico de crecimiento y otras variables importantes. Además, acorde con la fuente consultada, fue realizado con modernos instrumentos y tecnologías de punta. En este trabajo que se presenta se le llama “*Sistema de alcantarillado pluvial futuro de la ciudad de Chone*” al sistema propuesto en Macías (2014) en el proyecto antes mencionado.

Sin embargo, esta es una gran parte de la solución al problema de las inundaciones urbanas de Chone pero no es toda. El nuevo sistema de alcantarillado pluvial deberá venir acompañado con la pavimentación de un gran número de calles de la ciudad y con la aplicación de normas urbanísticas que limiten la posibilidad de llegada de grandes cantidades de polvo y lodo a los sumideros, deberá incluirse la limpieza periódica del sistema con el objetivo de que siempre esté presto a evacuar de forma correcta las aguas de lluvias. Adicionalmente, y tan importante como lo primero, los técnicos encargados de su gestión deben contar con herramientas que le permitan conocer cómo responderá el sistema en un momento dado ante un evento determinado.

Este trabajo se enfoca en la última idea y pretende aportar una primera solución a este complejo problema con la creación y evaluación de un modelo de simulación de la red basado en el software SWMM.

Es por eso que se puede plantear como **problema de investigación**, lo siguiente:

Se desconoce el comportamiento del sistema de alcantarillado pluvial futuro de la ciudad de Chone ante diferentes escenarios hidrometeorológicos.

Para abordar este problema se define como **objeto de investigación o estudio**: Gestión de los recursos hidráulicos y como **campo de acción**: Redes de alcantarillado pluvial.

Con el propósito de dar respuesta al problema planteado se definió el siguiente **objetivo general**: Crear un modelo de simulación de la red de alcantarillado pluvial futura de la ciudad de Chone y con él, simular y evaluar el sistema ante diferentes escenarios hidrometeorológicos.

Y se parte de la siguiente **hipótesis de la investigación**:

Con la creación de un modelo de simulación se obtiene el funcionamiento de la red de alcantarillado pluvial futura de la ciudad de Chone ante diversos escenarios hidrometeorológicos.

Las **tareas de investigación** desarrolladas para cumplir con el objetivo planteado y demostrar la hipótesis, se relacionan a continuación:

Tarea 1: Realizar un análisis del estado del arte referente a los modelos de simulación de redes de alcantarillado pluvial.

Tarea 2: Aprender a emplear el modelo de simulación seleccionado.

Tarea 3: Obtener y generar información para el modelo de simulación partiendo de datos espaciales y de atributos y de datos alfanuméricos.

Tarea 4: Crear el modelo de simulación de la red de alcantarillado pluvial futura de Chone.

Tarea 5: Simular el funcionamiento del sistema de alcantarillado pluvial de Chone ante diferentes escenarios hidrometeorológicos.

Tarea 6: Evaluar los resultados de las simulaciones de escenarios y proponer soluciones de ingeniería a nivel conceptual.

La **estructura del trabajo** está definida por cuatro capítulos. En el Capítulo 1 se presenta la revisión del estado del arte acerca de los principales modelos matemáticos de simulación como idea revolucionaria que existente en el mercado, se define las principales respuestas ante los problemas asociados al drenaje pluvial urbano y se manifiesta la predisposición de los Sistemas de Información Geoespacial (SIG) ante la integración de los modelos matemáticos. Por último se revelará qué modelo matemático usar para el análisis del comportamiento de una red.

El capítulo 2 está destinado a la fundamentación teórica de todos los procedimientos, métodos, etc que serán empleados en los siguientes capítulos. Cabe destacar la determinación de los aguaceros sintéticos (estímulos al modelo). Formulaciones gobernantes en el flujo de superficie libre, características teóricas del modelo SWMM. El modelo dual como una estrategia interesante para acercarse a los valores reales del fenómeno del escurrimiento urbano.

En el capítulo 3 se obtiene el modelo de drenaje urbano general de la cuenca de Chone y el modelo dual de una de las subcuencas (llamada piloto). Estos modelos responden al sistema de alcantarillado pluvial futuro de la ciudad de Chone.

Finalmente en el cuarto y último capítulo se aplican los modelos creados teniendo en cuenta diferentes escenarios de lluvias, se realizan las comparaciones y análisis pertinentes.

CAPÍTULO 1

ESTADO DEL ARTE

CAPÍTULO 1. ESTADO DEL ARTE

1.1. La hidrología urbana, una mirada actual.

Históricamente, los sistemas de drenaje urbano han sido vistos desde varias perspectivas. En diferentes periodos y lugares distintos, estos desagües han sido considerados como un recurso importante, un mecanismo conveniente de limpieza citadina, un medio eficiente de transporte de desechos, una solución al problema de las inundaciones y una reducción de las molestias por las aguas residuales sin control que son transmisoras de enfermedades (Rosales et al., 2015).

Los sistemas de drenaje han cambiado de zanjas primitivas a complejas redes de alcantarillas y conductos superficiales y subterráneos (Breña Puyol, 2003).

La Hidrología Urbana apareció como consecuencia de los importantes problemas de inundación que surgieron en múltiples poblaciones a mediados del siglo XX. Las redes de alcantarillado existentes en ese momento habían sido construidas a lo largo del siglo XIX tras conocer la relación entre el desarrollo de enfermedades endémicas y la ausencia de un correcto drenaje de las aguas residuales. Estas redes de alcantarillado, que recogían tanto las aguas residuales urbanas como las aguas pluviales, habían sido diseñadas y proyectadas sin establecer criterios técnicos rigurosos. La aparición de la nueva problemática, como consecuencia de la combinación de las deficiencias que presentaban las infraestructuras y del gran aumento de la superficie impermeable de las zonas urbanas, impulsó la aplicación de los conceptos clásicos de la Hidráulica e Hidrología, aplicados hasta el momento a cuencas naturales, al medio urbano (Múrcia Balaguer, 2011).

A lo largo de la historia, varias civilizaciones (entre ellas la hindú y la minoica) evidencian que los sistemas urbanos de drenaje fueron construidos con gran cuidado y que el objetivo de estos era el de coleccionar las aguas residuales y pluviales, las cuales se mezclaban en un solo conducto o bien se mantenían separadas durante la recolección y eliminación (Rosales et al., 2015).

Desde los inicios de la Hidrología Urbana hasta la actualidad, la mayoría de los estudios de las redes de drenaje pluvial se han realizado asumiendo que la escorrentía siempre llega al colector y se han centrado en reproducir con exactitud el comportamiento del

agua una vez esta se encuentra dentro de la red de alcantarillado, ignorando o prestando menos atención de la que requeriría el estudio del comportamiento de la escorrentía en superficie y los problemas que conlleva la presencia de ella en las calles para la vida diaria (Múrcia Balaguer, 2011).

El desarrollo urbano altera de manera importante la hidrología de las cuencas donde se origina (SIAPA, 2014). Hoy en día, debido al continuo crecimiento de los núcleos urbanos y la consecuente impermeabilización del terreno, la hidrología de las cuencas se ha visto sustancialmente alterada obligando a estudiar con más detalle su respuesta ante los eventos de lluvia. Por lo tanto, para conseguir una representación más cercana a la realidad del comportamiento de una cuenca urbana durante un episodio de lluvia, es importante considerar la interacción hidráulica entre el flujo en las calles y el flujo en los colectores. Para considerar esta interacción es necesario cuantificar el flujo en las calles, en los colectores y, sobre todo, las transferencias de caudal que pueden existir de manera bidireccional a través de los sumideros o pozos de registro de la red de alcantarillado (Múrcia Balaguer, 2011).

Por otra parte, el desarrollo de las áreas urbanas conlleva, por un lado, un incremento de áreas impermeables y, por el otro, una disminución de áreas verdes. La modificación de las características del terreno natural original, tiene como resultado cambios extremos en la respuesta hidrológica de la cuenca ante un evento de lluvia. La impermeabilización del terreno natural desde el punto de vista hidrológico, implica disminuir la retención superficie temporal del agua, la infiltración y la fricción del terreno. Esta dinámica implica un aumento de volúmenes de escurrimiento y de las velocidades de los flujos de agua y disminución del tiempo de concentración (Rosales et al., 2015).

La hidrología urbana no es una ciencia exacta, por consiguiente para su aplicación en la práctica de la ingeniería hidrológica se debe recurrir a modelos y fórmulas empíricas a fin de determinar la relación precipitación – escurrimiento en áreas urbanas. Para ello, en términos estrictos, se deben realizar estudios específicos para cada región o población, teniendo cuidado al aplicarlos en lugares diferentes de aquellos donde fueron desarrollados, revisando todas las variables que intervienen y comparándolas con las del sitio en estudio (SIAPA, 2014).

1.1.1. Problemas asociados al drenaje pluvial urbano

La concentración de la población en las ciudades provoca un progresivo aumento de la complejidad del diseño de las infraestructuras en particular las relacionadas con la gestión del agua en la ciudad, entre ellas el drenaje urbano. En ocasiones los sistemas de drenaje urbano presentan importantes problemas y carencias que se ponen de manifiesto en forma de inundaciones (Rosales et al., 2015).

El desarrollo urbano, la pavimentación y la proporción menor de terrenos naturales, trae como consecuencia un notable aumento en los volúmenes de los escurrimientos pluviales. Ante la presencia de lluvias de igual intensidad el problema se agrava en las ciudades, fundamentalmente por la disminución de las áreas de infiltración y de los tiempos de concentración, causado por el aumento de la velocidad del escurrimiento superficial que consecuentemente genera un incremento de los caudales máximos (Fattorelli & Fernandez , 2011).

Hay que tener en cuenta que normalmente las calles no se diseñan para conducir el agua de lluvia en grandes cantidades sino que se diseñan para facilitar la circulación de automóviles y vehículos en general. Sin embargo, suelen estar preparadas para conducir una pequeña cantidad de agua, principalmente la que se genera en la misma calle a causa de la lluvia y con el propósito de que sea interceptada en el transcurso de un corto trayecto por alguna boca de tormenta o imbornal (sumidero) (Gómez Valentín , 2007).

En ciudades en crecimiento, es común que el sistema de drenaje quede infradimensionado para tormentas medianas. En estas situaciones, el sistema de drenaje alcanza rápidamente su máxima capacidad, pudiendo incluso funcionar a presión, en el caso de que sea subterráneo, y su línea piezométrica llegara a alcanzar la cota del terreno. A partir de ese momento el agua que escurre por las calles ya no puede ser captada y si esta situación se agrava aún más, el sistema no sólo es inútil para captar el agua sino que se convierte en generador de más escorrentía. En este caso el sistema sólo sirve para trasladar una cantidad limitada de agua de un lugar (el más alto) a otro (el más bajo) (Nanía Escobar, 1999).

Sin embargo, no necesariamente se deben ver las nuevas urbanizaciones como un aspecto negativo, porque una buena urbanización, realizada con criterio urbanístico – hidrológico, puede mejorar el entorno natural. Por el contrario, si la urbanización se

realiza en forma caótica (villas inestables) o sin criterio urbanístico – hidrológico se agrava sensiblemente el problema del manejo de las aguas pluviales (Fattorelli & Fernandez , 2011).

El sistema de drenaje de una población está compuesto en principio por la red de drenaje enterrada y por la red superficial formada por las calles de la ciudad. Estos últimos son los primeros elementos de circulación de caudal y además son los que están en contacto con el ciudadano. Los primeros problemas de inundación se detectan en las calles y pueden darse a veces no por falta de capacidad de la red sino por problemas derivados de la circulación desordenada de caudales en la superficie de la población o mala captación. Parece por tanto que este hecho debería considerarse a la hora de fijar criterios de diseño en el sistema de drenaje global (Gómez Valentín , 2007).

Subproblemas del drenaje urbano

Diferentes autores suelen distinguir 4 subproblemas dentro del problema general del Drenaje Urbano. Podemos enumerarlos como:

1. Determinar la cantidad de agua con la que debemos tratar.
2. Introducir el agua en la red.
3. Diseñar una red de conductos suficiente para transportar los caudales de cálculo.
4. Verter dichos caudales a un medio receptor.

De los cuatro subproblemas del drenaje urbano, el primero de ellos es el problema hidrológico, mientras que el tercero es el problema hidráulico y el cuarto afecta a los problemas de vertido al exterior. Entre estos pasos, existe uno que con frecuencia solemos olvidar: los caudales de escorrentía deben introducirse en la red de drenaje y en los puntos previstos, para que el agua no circule descontrolada por la superficie de la ciudad (Gómez Valentín , 2007).

1.1.2. Respuesta hidrológica ante el incremento de urbanizaciones en la cuenca

Los núcleos urbanos tenían zonas pavimentadas relativamente pequeñas, de modo que la proporción de áreas impermeables eran despreciables. En los últimos años y principalmente a partir de la década del cincuenta, la sociedad se hizo más urbana y como consecuencia de ello, los centros urbanos se extendieron considerablemente. A esto se agregó la demanda de los ciudadanos de mayor higiene y seguridad en el tránsito, aumentando irracionalmente la proporción de áreas impermeables. Ambos factores, crecimiento e impermeabilización, fueron creando mayor necesidad de estudios y mejores diseños de los sistemas de drenaje urbano. De esta manera, planificadores urbanos, ingenieros e investigadores, fueron creando técnicas de análisis y diseño más apropiadas, dando lugar al desarrollo de la hidrología urbana (Fattorelli & Fernandez , 2011).

El conocimiento de la respuesta hidrológica de una cuenca hidrográfica es necesario para distintos fines, desde la estimación de los caudales generados por las tormentas hasta la evaluación del impacto que producen los cambios de uso del suelo en el ciclo del agua (Castillo, Gómez, Martínez, & Albaladejo, 2000).

La hidrología aplicada debe dar respuesta a una serie de cuestiones de carácter práctico. Tal es el caso de la estimación de los caudales producidos en una cuenca no aforada por determinada precipitación. Este problema, que ha centrado la atención de investigadores durante más de 100 años, conduce el análisis de los mecanismos generadores de caudal, así como de los procesos físicos concurrentes.

Dicho análisis resulta inabordable cuando se trata de abarcar simultáneamente toda la diversidad y complejidad de los procesos involucrados y todas las interrelaciones existentes entre los elementos que componen los sistemas hidrológicos (García-Batual , 1989).

El aumento de la urbanización modifica la respuesta hidrológica de una cuenca frente a una determinada lluvia. Con la urbanización se alteran las redes de drenaje natural y se produce un incremento de las zonas impermeables en la superficie, afectando de esta manera la hidrología de la cuenca y principalmente a las zonas aguas abajo. Cuando las zonas aguas arriba son urbanizadas se modifica el hidrograma que reciben las zonas

aguas abajo con el aumento del volumen de escorrentía y caudal máximo. Además se produce un tiempo menor entre el inicio de la escorrentía y el caudal máximo. El tiempo de concentración del agua de lluvia disminuye por lo que las zonas aguas abajo se ven más afectadas por los caudales, pudiéndose generar problemas de inundación (Bellassai, 2016).

Las inundaciones en el medio urbano son fenómenos que generalmente se caracterizan por su corta duración y por los efectos devastadores debido a la alta concentración de personas, viviendas y bienes localizados en estas áreas. En casos de inundaciones producidas por eventos de lluvias excesivas, los caudales de escorrentía pueden circular por las calles de las ciudades de forma incontrolada si el sistema de drenaje superficial o subterráneo es insuficiente (Rosales et al., 2015).

Cuánto menor es el área natural y mayor el área urbanizada de la cuenca se produce; menor infiltración del agua de lluvia en el suelo, menor tiempo de concentración en la superficie, mayores caudales, mayor velocidad y volumen de escurrimiento del agua de lluvia, aumentando de esta forma el volumen de descarga en la cuenca.

Se denominan superficies impermeables a los tejados y carreteras donde la lluvia no puede infiltrarse. La impermeabilidad puede variar desde 5% para zonas no urbanizadas hasta 95% para zonas urbanizadas de alta densidad (Bellassai, 2016).

La red de drenaje debe cumplir la misión de evacuar los caudales de escorrentía de la lluvia caída en el medio urbano, para así permitir el normal desarrollo de las actividades ciudadanas.

Cuanto mayor sean las dimensiones de la red, menos probabilidades tiene de verse superada su capacidad de drenaje, y menos problemas de inundación se encontrarán en la superficie de la ciudad. Pero por supuesto, no se puede asegurar que las probabilidades de inundación en la ciudad sean del todo nulas. Siempre es posible un fallo hidráulico, falta de capacidad de drenaje de la red, cuando se presenta un suceso de lluvia superior al considerado para el diseño de la red o que puedan darse circunstancias accidentales (hundimiento o fallo estructural, bloqueo por arrastres de materiales sólidos, etc.) que generen una inundación en la ciudad (Gómez Valentín , 2007).

1.2. La modelación matemática de las redes de drenaje pluvial urbano.

Desde principios de la década del 70, la modelación matemática por computadora se convirtió en una herramienta importante para el planeamiento, diseño y operación de sistemas de drenaje (Pedraza, 2007).

El aumento de la capacidad de almacenamiento y velocidad de cálculo de las computadoras facilitó el desarrollo de métodos numéricos para resolver las ecuaciones diferenciales que gobiernan el flujo de agua, bajo condiciones que no podían ser resueltas en forma analítica. Surgieron así los modelos cinemático, difusivo e hidrodinámico para la propagación de ondas de crecida del flujo de agua superficial. (Pedraza, 2007)

Los modelos matemáticos se incorporaron rápidamente a la práctica ingenieril, debido a su flexibilidad para representar distintas condiciones de funcionamiento de una cuenca, en forma ágil y a bajo costo (Pedraza, 2007).

La tendencia en las técnicas de análisis actuales empleadas tanto para el diseño como para la evaluación, están orientadas hacia la aplicación de modelos matemáticos integrados. Los modelos integrados incluyen dos componentes acoplados: el modelo hidrológico y el hidráulico. El primero orientado a modelar procesos de baja escala como almacenamiento en depresiones, Intercepción, y el flujo sobre superficies impermeables en áreas urbanas con delgadas capas de suelo y baja capacidad de infiltración, Chow et al (1994). En cambio, el componente de simulación hidráulica se ha caracterizado por la utilización de modelos de tipo simplificado por ejemplo la aproximación de la onda cinemática o completo en el cual se resuelven completamente las llamadas ecuaciones de Saint Venant, desarrolladas por primera vez por A.J.C. Barre de Saint - Venant en el año 1871, (Sánchez, 2012).

Una revisión general de la evolución histórica en el desarrollo de los modelos para el análisis y diseño de infraestructura de drenaje pluvial en ambientes urbanos, permite afirmar que el avance ha sido desigual en diferentes países o regiones. Los modelos hidrológicos más potentes, han ido mejorando su campo de aplicación enfocándose en la simulación del transporte de la escorrentía superficial para estimar la producción y evolución de cargas contaminantes asociadas a dicha escorrentía. Acorde con Riccardi (2001), citado por (Sánchez & Méndez, 2011) afirma que las mayores

limitaciones en el modelado hidrológico – hidráulico de los procesos lluvia – escorrentía están vinculadas a la insuficiencia de datos, especialmente en países en desarrollo.

1.2.1. Problemas y etapas de la modelación matemática de redes de drenaje pluvial urbano.

Básicamente son dos los problemas que pueden resolverse con un modelo matemático de una red de drenaje pluvial, el primero y más simple, también conocido como problema directo sería el de revisión de una red existente, en la que son datos del problema la configuración en planta y altimétrica de la red, así como los diámetros y materiales de las tuberías, ubicación, dimensiones y cotas de los pozos, sumideros, y demás elementos de la red. En este caso el problema sería determinar los flujos y niveles del agua en todas las conducciones.

El segundo problema es el de diseño de la red en el que el modelador parte de un modelo de elevaciones del terreno y puede proponer una configuración de la red, sin embargo no conoce los diámetros ni pendientes de las tuberías y por tanto tampoco las cotas de los pozos. En este problema todos los elementos anteriores serán calculados por el modelo siguiendo un principio fundamentalmente económico, en el que se respetan consignas de pendientes mínimas y máximas, así como velocidades en las tuberías y para su cálculo las ecuaciones matemáticas del modelo deben ser introducidas en un modelo de optimización que busca encontrar la solución que minimizan los costos globales de la red.

Los modelos matemáticos de fenómenos hidráulicos como puede ser el flujo en redes de alcantarillado pluvial, tiene generalmente unas cuatro etapas: Caracterización, calibración, validación y simulación. A continuación se brindan algunas de sus características.

Caracterización: En esta etapa se realizan varias actividades como búsqueda y análisis de información, investigación exploratoria del sistema, de la zona donde se realizará el sistema, etc. Todo esto con el objetivo de lograr aglutinar los elementos de juicio para elaborar el modelo.

Calibración: Estos modelos matemáticos tienen subprocesos que están basados en formulaciones con un alto grado de empirismo en el que definen coeficientes o

parámetros que representan condiciones físicas del fenómeno a modelar. Es por eso que la correcta estimación de estos parámetros es vital para poder obtener las respuestas adecuadas ante cualquier estímulo que se le aplica al modelo. Este proceso se realiza con algoritmos de optimización y se conoce como calibración del modelo, o estimación de parámetros y es un problema inverso de ingeniería.

Validación: Una vez que se tiene el modelo calibrado, este se prueba con eventos o estímulos reales y se valida su veracidad, de ser aceptable se pasa a la etapa final de simulación, sino se tendrá que revisar el proceso de calibración del modelo.

Simulación: Una vez que se tiene el modelo validado con la experiencia real, este es una herramienta excelente para pronosticar las respuestas del sistema ante cualquier evento o estímulo externo, sin necesidad de esperar que este ocurra, esto se realiza con la simulación del modelo. Siendo los análisis de sus resultados excelentes insumos para la toma de decisiones.

1.2.2. La modelación dual del drenaje pluvial urbano, una idea revolucionaria.

Smith (citado por Aragón 2013) reporta que quizás la primera mención del drenaje urbano dual se encuentra en el manual de diseño de la ciudad de Denver (Colorado) en el año 1969. Posteriormente Kidd y Helliwell también (citados por Aragón 2013) describieron el proceso del escurrimiento urbano como un fenómeno de dos sistemas, reconociendo las complejidades de la interacción entre ambos.

Estos sistemas son: el sistema menor, representado por la red de alcantarillado (colectores, uniones, tuberías, estructuras de control como compuertas, vertedores, etc), y el sistema mayor, representado por las calles, cunetas y canales naturales o artificiales (Múrcia Balaguer, 2011) (Aragón, 2013).

El estudio y análisis del comportamiento hidráulico de la red superficial de drenaje (calles) y de la red soterrada (alcantarillado), y la interacción entre ambas por medio del intercambio de flujos se conoce como Drenaje Dual Urbano, y es un interesante punto de vista dentro de la investigación en drenaje urbano, pues considera la modelación simultánea de las dos redes hidráulicas interconectadas dinámicamente entre sí (Concha & Gómez, 2011).

La mayoría de los estudios sobre redes de drenaje que se realizan coinciden en aceptar que todo el volumen de agua que cae en una misma subcuenca se introduce en el sumidero más cercano a ella, sin tener en cuenta si éste es capaz de captar la totalidad del caudal drenado en todo momento (Múrcia Balaguer, 2011).

En general, se puede decir que un sistema de drenaje dual urbano está formado por tres sistemas: un sistema superficial de transporte de escorrentía (sistema mayor), un sistema soterrado de transporte del flujo pluvial (sistema menor) y un sistema de captación de la escorrentía superficial (Múrcia Balaguer, 2011).

La evolución del desarrollo de la investigación del drenaje dual tuvo dos caminos. El primero se encaminó a entender e interpretar los fenómenos físicos involucrados y el segundo al uso y desarrollo de modelos matemáticos y esquemas numéricos disponibles para modelar dichos fenómenos (Aragón, 2013).

Las primeras aproximaciones a la modelación considerando la dualidad concebían la separación en partes del hietograma o hidrograma (según fuera el caso) asignándole una de ellas al sistema de drenaje mayor y la otra al superior, estos modelos traían consigo respuestas incorrectas porque no existía una verdadera interacción en los sistemas (Aragón, 2013). Otros modelos dividían en proceso en dos fases principales: la primera consistía en modelar el proceso de lluvia – escurrimiento en el sistema mayor y el hidrograma resultante se usaba como entrada en el sistema menor, aquí se asumía que todo el volumen era captado por los elementos en los puntos de entrada, lo cual tampoco es correcto. Otros modelos simplemente asumían que la entrada de agua en los pozos de registros era almacenada temporalmente de forma virtual encima de estos y sería introducida si las condiciones de flujo en el colector lo permitían o simplemente no eran considerados en el cálculo, ver Aragón (2013). Todas estas aproximaciones intrínsecamente aceptaban flujo solo desde el sistema mayor al menor (unidireccional), lo cual no es realista (Aragón, 2013).

No fue hasta el trabajo presentado por (Djordjevic et al. 1999) que se pudo obtener un modelo numérico que verdaderamente concebía la interacción bidireccional entre ambos sistemas, esto se logró teniendo en cuenta la capacidad de los elementos de intercambio entre ambos sistemas. Muchos concideran que este trabajo marcó un antes y un después

en la simulación de un sistema de drenaje pluvial siguiendo la estrategia dual (Aragón, 2013).

El sistema superficial está compuesto en la mayoría de los casos por las calles, las cuales son los elementos primarios de transporte de la escorrentía superficial. La propagación del flujo en éstas se puede realizar utilizando una aproximación unidimensional (1D) o bidimensional (2D) del flujo no permanente en lámina libre. Si el flujo en la calle permanece confinado por los bordillos, una aproximación 1D parece ser la mejor opción, pues el coste computacional es mucho menor en relación a una aproximación 2D (Múrcia Balaguer, 2011).

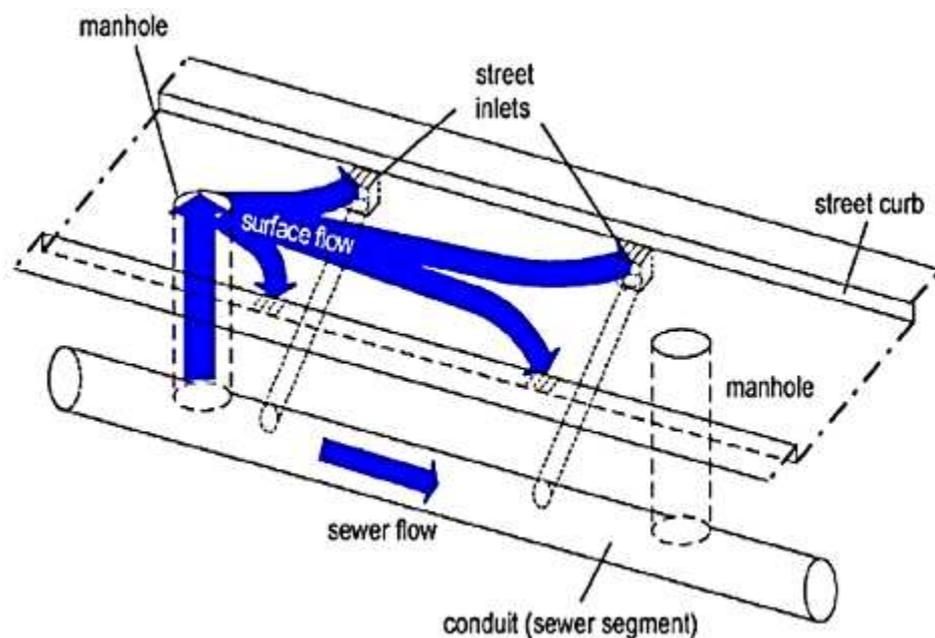


Figura 1.1. Esquema general de captación de aguas de lluvia en una calle.

Fuente: (Russo, Pouget, Malgrat, & García, 2012)

Los modelos numéricos en 1D son muy buenos para la representación del flujo de fluido en calles, canales y conductos confinados, donde la velocidad principal es en una sola dirección, mientras que los modelos numéricos en 2D son adecuados en llanuras de inundación, flujo sobre calles, cruce de dos corrientes donde la velocidad del flujo tiene dos direcciones principales; sin embargo, los modelos numéricos 2D requieren una discretización espacial de la zona de estudio con información altimétrica de las calles, por lo tanto más demandantes computacionalmente (Aragón, 2013).

Los primeros modelos numéricos utilizaron métodos conceptuales para modelar el proceso lluvia-escorrimento en el sistema de drenaje mayor y algunas simplificaciones de las ecuaciones de Saint Venant en 1D, como las ecuaciones de la onda cinemática en 1D para la propagación del escurrimiento tanto en el sistema de drenaje mayor como en el sistema de drenaje menor (Aragón, 2013).

En el sistema de drenaje mayor un proceso importante es la transformación lluvia-escorrimento, la cual en ocasiones se realiza con las ecuaciones de la onda cinemática en 1D para las cuencas de cabecera donde las pendientes de la misma son elevadas y los hidrogramas resultantes sirven de entrada a los modelos numéricos más sofisticados utilizados en la propia área urbana (Aragón, 2013).

El sistema de drenaje menor habitualmente se diseña para funcionar en lámina libre para un caudal asociado a un periodo de retorno, relacionado con los eventos más frecuentes. Cuando se presenta un evento de lluvia con periodo superior al de diseño, los colectores (sistema de drenaje menor) pueden entrar en carga, incluso el agua puede llegar a salir a la superficie urbana y ser transportada por el sistema de drenaje mayor (calles). El periodo de retorno de diseño para el sistema de drenaje menor varía entre 10 y 20 años, en función de la ubicación geográfica el régimen de lluvias.

a) Puntos a tener en cuenta al momento de trabajar con la modelación dual del drenaje pluvial urbano.

- La elaboración de un modelo Dual, debido a la discretización en subcuencas de reducidas dimensiones, requiere de un muy buen conocimiento de la zona de estudio en comparación con la información que se requiere para un modelo Tradicional donde se realiza una discretización menos detallada.
- Para un modelo Dual, la calidad de los datos de base que hay que suministrar al programa de cálculo está todavía más en relación directa con la confianza en los datos finales que en el modelo Tradicional, por lo tanto, datos de partida adecuados de lluvia, de caudales de escorrentía y de geometría de la red son indispensables.
- La transferencia de caudales entre el nivel calle y el nivel red de alcantarillado, en ambos sentidos, se modela por medio de la simulación en detalle la hidráulica

de cada sumidero y de cada pozo de registro, para poder describir la entrada de agua en la red y la salida al exterior en caso de entrada en carga de la misma (Arrieta & Fernández, 2012).

Varias han sido las aplicaciones de esta estrategia (sin lugar a dudas) más precisa para modelar el funcionamiento hidrodinámico del sistema de alcantarillado pluvial pudiendo evaluar con mayor precisión los fenómenos de inundaciones urbanas. En (Múrcia Balaguer, 2011) aparecen las referencias a varias de esta aplicaciones, además se puede citar a Concha & Gómez (2011) y Rincón & Muñoz (2013) quienes emplean el modelo de simulación SWMM para simular el drenaje pluvial y conciben la estrategia dual. Ambos presentan metodologías que conciben el acoplamiento de la calle y el colector que se encuentra debajo de ella, teniéndose en cuenta además rejillas de captación sumideros, imborales, etc, estas metodologías se aplican a casos particulares.

Todo esto demuestra la actualidad de la temática de investigación, y la importancia que se le confiere a estos sistemas de drenaje en áreas urbanas, ya que el impacto de las inundaciones que aquí se generan se traducen en enormes daños materiales y consecuencias sociales negativas y estas son realidades que todavía persisten, por tal motivo es creciente el interés de científicos y técnicos en entender y modelar numéricamente los fenómenos que ocurren en los elementos de la red y poder desarrollar sistemas cada vez más seguros que logren la adaptación social a estos embates de la naturaleza.

1.3. Aplicación de los Sistemas de Información Geoespacial SIG, a la modelación matemática de los sistemas de drenaje pluvial urbano.

Los sistemas de información geográfica se han ganado un lugar fundamental en muchos campos de la ingeniería y otras ciencias, a continuación se presentan una relación de las razones por las cuales es así (Rojas, 2012).

- Por el costo cada día menor del equipamiento de cómputo.
- Por su aporte al proceso de toma de decisiones y a complejos proyectos estratégicos para el manejo de territorios y recursos en sus fases de planeación, ejecución y monitoreo (Rojas, 2012).

- Por la proliferación de datos como resultado de la necesidad de implementar el manejo estratégico y por el desarrollo de aplicaciones tecnológicas como los sensores remotos (Rojas, 2012).
- Por la integración de desarrollos paralelos, entre ellos el diseño asistido por computadoras (CAD), sensores remotos, análisis de imágenes espaciales, cartografía digital, mediciones geodésicas espaciales, gráfica computacional y fotogrametría (Rojas, 2012).

En la actualidad existen diversas definiciones para los Sistemas de Información Geográfica, sobre todo teniendo en cuenta que su utilización se ha expandido en muchas direcciones en los últimos años, algunos autores centran su atención en la conexión con los mapas, otros se inclinan hacia la base de datos y las herramientas del software y están los que enfatizan en las aplicaciones que sustentan las decisiones (Rojas, 2012).

Las aplicaciones SIG junto con la modelación hidrológica comenzaron a ser utilizadas en los años 80, unos años después de que se emplearan en la hidrología de cuencas rurales o naturales (Sánchez, 2012).

La creciente disponibilidad de herramientas SIG tanto de uso comercial como de dominio público, ofrecen nuevas oportunidades para realizar análisis espaciales de riesgo por inundación a partir de las salidas de los modelos hidráulicos. La tecnología SIG tiene la capacidad de capturar, almacenar, manipular, analizar y visualizar los diversos conjuntos de datos geo-referenciados (Sánchez, 2012).

Los SIG son sin duda alguna una herramienta fundamental para el procesamiento de la información de una cuenca. La combinación de estos programas con los modelos computacional hidrológicos e hidráulicos hacen posible la estimación de las inundaciones y las zonas de riesgo potencial ante la ocurrencia de un evento extremo. (Rojas, 2012).

El conjunto de los datos manejados y administrados por los SIG se llama “base de datos geográfica”, se articula generalmente en dos partes: una base de datos espacial, constituida por las características geométricas de los objetos; y otra, base de datos descriptiva que contiene los atributos que especifican la naturaleza de los objetos (Fattorelli & Fernandez , 2011).

Existen tres tipos de entidades geométricas (entidades vectoriales) usadas para codificar los datos espaciales, los cuales se detallan en la Tabla (Fattorelli & Fernandez , 2011).

Tabla 1.1: Objetos geográficos de tipo vectorial

Dato Espacial	Descripción
Puntos	Objetos Adimensionales: La posición espacial es representada por un par de coordenadas X, Y pero no por una longitud; pueden ser observaciones relativas a fenómenos discretamente distribuidos (ej. medidas de precipitaciones).
Líneas	Objetos con una dimensión (longitud): Constituidos por un conjunto de segmentos lineares y caracterizados especialmente por 2 o más pares de coordenadas; pueden ser estáticos (informaciones solos estructurales) o dinámicos (contienen también informaciones sobre los flujos).
Polígonos	Objetos con dos dimensiones (longitud y ancho): Son regiones con límites naturales (unidades litológicas) o artificiales (zonas administrativas); respecto a otros polígonos pueden ser adyacentes o incluidos.

Fuente: (Fattorelli & Fernandez , 2011)

Los Sistemas de Información Geográfica se han convertido en la actualidad, entre las empresas que gestionan los abastecimientos de agua y saneamiento, en el núcleo de toda la información relacionada con las redes y con el funcionamiento de las mismas en general. La capacidad de los SIG para combinar la información geográfica con la información alfanumérica, hace de estos el soporte ideal para tareas de consulta y para la gestión de los sistemas (Aguay Rosillo, 2016).

1.3.1. Vínculos entre los SIG y los modelos matemáticos de alcantarillado pluvial urbano.

Shamsi (citado por Sánchez 2012) propone 4 métodos para definir las diferentes formas en que un SIG se puede vincular con un Modelo hidrológico – hidráulico para zonas urbanas. Estos métodos son: el intercambio de datos, programa intermedio, programa interface y programa de integración.

El método de intercambio es el menos sofisticado de los 4 ya que el proceso se hace por fases. Por ejemplo, el SIG se usa para calcular los parámetros de entrada del modelo y esas salidas representan el archivo de entrada al mismo, luego las salidas del modelo se copian en el SIG para visualizar el reporte final; en este método no hay un vínculo directo entre el SIG y el modelo, es decir, los dos programas se ejecutan de forma independiente. En el método de programa intermedio se utiliza un programa de gestión

de datos para transferir automáticamente información entre el SIG y el modelo. En el método del programa interface existe un vínculo directo entre el SIG y el modelo, este vínculo consiste en un pre-y post-procesador y a pesar de que el modelo se ejecuta independientemente de SIG, el archivo de entrada se crea en el propio SIG, este proceso automatiza el método de intercambio ya que el menú de opciones se agrega al ambiente SIG. Finalmente, en el Método de Integración, el modelo y el SIG están juntos dentro de una interfaz gráfica de usuario; este método constituye la relación más sofisticada entre los SIG y el modelo. Acorde con Sánchez (2012) esta clasificación es aceptable, sin embargo no queda claramente expuesta la diferencia entre el método del programa intermedio y el de interface, por lo que en algunos caso pudieran confundirse ambas definiciones.

En el caso de este trabajo investigativo se emplea el método “Programa Intermedio” ya que se emplea el SIG ArcGIS 10.1 para la etapa de caracterización del sistema y exportación de todas las capas de información geoespacial al programa Autodesk Storm and Sanitary Analysis (en lo adelante ASSA), donde se realiza la conversión de formato de esta información geoespacial para que pueda ser interpretada por el modelo que se emplea, SWMM.

1.3.2. Principales modelos de simulación del drenaje pluvial urbano

Las primeras investigaciones orientadas a la evaluación integral de modelos y a analizar los progresos científicos en la modelación hidrológica en cuencas urbanas, fueron presentadas por Papadakis, Brown y Marsalek (citados por Sánchez 2010) donde se resaltan los aportes realizados por estos trabajos para demostrar las bondades de uno u otro modelo, aunque para la época no existían muchos modelos integrados. Sin embargo, ninguno de los trabajos es concluyente ni ofrece un criterio aceptable para la comparación objetiva y multicriterio de los modelos evaluados (Sánchez, 2010).

En la última década, numerosas investigaciones sobre el análisis del flujo en la superficie de las ciudades, han sido desarrolladas. Estas han estado orientadas a la creación de nuevos modelos de simulación, y a la comparación de sus atributos. Actualmente, los modelos más conocidos para drenaje urbano son el MOUSE (En Europa) y el SWMM (América), ambos permiten trabajar con la planeación ya que están diseñados para proporcionar una perspectiva de los efectos en la cantidad y

calidad del agua pluvial en ambientes urbanos, sin embargo el SWMM a diferencia del MOUSE es de dominio público (Sánchez, 2010).

Paralelo al desarrollo de paquetes basados en el código SWMM, han ido surgiendo otras herramientas informáticas para la modelación matemática y representación de la información, entre los que se encuentran: PCSWMM.NET de la empresa Computational Hydraulics Int. (CHI) Guelph, Canada, MIKE SWMM Danish Hydraulic Institute, Hørsholm, Dinamarca, INFOSWMM, de la empresa MHWSOFT, AGSWMM, de la empresa Chester Engineers; SWMM CONNECT de la empresa Aqualyze Inc. Existen otros, como XPSWMM desarrollado por XPSOFTWARE (Portland, Oregón), que tienen su propio código de cálculo, pero además permiten trabajar con EPASWMM 5.0 (Sánchez, 2010).

Todo estos software son comerciales y además con precios muy variables en función de las potencialidades y prestaciones incluidos en el paquete (cantidad de nodos y conductos, rutinas de transporte de sedimentos, calidad de las aguas, entre otras aplicaciones) (Sánchez, 2010).

1.3.3. Modelo SWMM, características y desarrollo

Entre los principales impactos ocasionados por un inadecuado diseño de un sistema de drenaje están las inundaciones y daños a las propiedades y personas. Tradicionalmente, a nivel de urbanismo, suele diseñarse el sistema de drenaje empleando metodologías basadas en el uso del método racional para la estimación del caudal de diseño de cualquiera de los elementos que conforman el sistema. Sin embargo, este método no toma en cuenta la variabilidad temporal de la lluvia, sobreestima el caudal de diseño a medida que aumenta el área de la cuenca y por lo general se dificulta el análisis de escenarios y alternativas. Por otra parte, el diseño de los elementos se realiza suponiendo flujo uniforme, lo cual también se aleja de la realidad dado que el flujo es no permanente y variado (remansos, resaltos hidráulicos, etc.) (Rincón & Muñoz, 2013).

Hoy en día, con el avance de la tecnología, existen modelos matemáticos numéricos, de acceso gratuito, que permiten predecir con mayor precisión la respuesta de un sistema de drenaje ante diferentes eventos de lluvia y de una forma más expedita. Dentro de estos modelos se encuentra el Storm Water Management Model (SWMM). Desde su creación en 1971 hasta la actualidad ha tenido mejoras importantes y son variadas las

investigaciones realizadas con el uso de este modelo que es reconocido como uno de los más empleados en el mundo (Rincón & Muñoz, 2013).

La edición actual de SWMM, que corresponde a la 5ª versión del programa, es un código reescrito completamente a partir de ediciones anteriores. Funcionando bajo Windows (Granda, 2013).

- 1971. SWMM 1.0 es desarrollado en Fortran por la Universidad de La Florida, bajo supervisión y financiamiento de la EPA.
- 1975. SWMM 2.0, U. de La Florida nuevo conjunto de ecuaciones para almacenamiento.
- 1977, Camp Dresser & McKee, L. Roesner, agrega el bloque Extran.
- 1981, SWMM 3.0. U. de La Florida. Nuevos bloques: Stat, Rain y Temp.
- 1988, SWMM 4.0. Primera versión de dominio público para PCs. Fin del soporte económico de EPA. Aparecen versiones comerciales.
- 1991 a 2001 Diversas versiones de SWMM 4.0
- 2002 EPA y CDM comienzan una nueva versión en C++ con interfaz gráfica.
- 2004, aparece SWMM 5.0 pública, para PCs con interfaz gráfica (Granda, 2013).

El software nombrado Modelo de Gestión de Aguas Pluviales SWMM por sus siglas en inglés (Storm Water Management Model) desarrollado por la EPA, es un modelo dinámico de simulación de precipitaciones y sistemas de alcantarillado de cualquier tipo, ya que puede ser utilizado para un único acontecimiento, o bien, para realizar una simulación continua durante un periodo extendido (Bonilla, 2012).

EPA SWMM analiza el recorrido del agua a través de un sistema compuesto por conductos, canales, dispositivos de almacenamiento y tratamiento, bombas y elementos reguladores. Es capaz de seguir la evolución de la cantidad y calidad del agua de escorrentía de cada cuenca, así como el caudal, el nivel de agua en los pozos o la

calidad del agua en cada conducto y canal, durante una simulación compuesta por múltiples intervalos de tiempo (Bonilla, 2012).

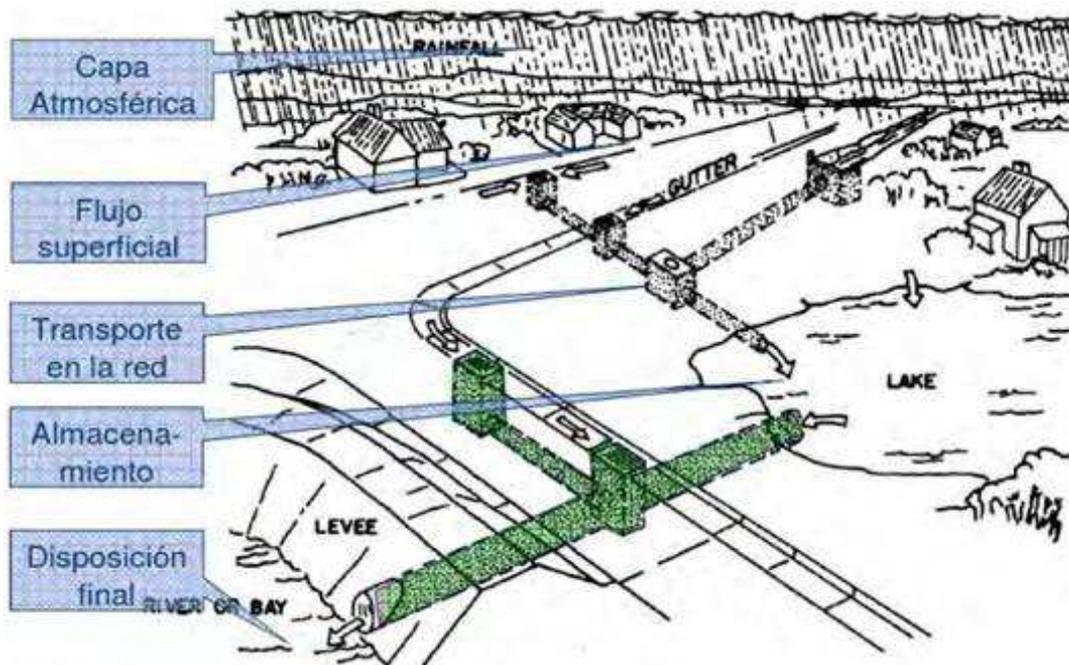


Figura 1.2. Conceptualización del sistema de drenaje urbano en SWMM.

Fuente: (Granda, 2013)

Este software es publicado por la EPA con el propósito de complementar la modelación de sistemas de alcantarillado. EPA SWMM es bastante similar en cuanto a la interfaz y funcionamiento al software de abastecimiento de agua potable de la EPA EPANET (Bonilla, 2012).

1.3.3.1. Ventajas y desventajas de SWMM

Ventajas

- Manejar redes de drenaje de tamaño ilimitado;
- Utilizar una amplia variedad de formas estándar de conductos cerrados y abiertos, así como canales naturales;
- Elementos especiales del modelo tales como unidades de almacenamiento / tratamiento, divisores de flujo, bombas, presas y orificios;
- Aplicar los flujos externos y los insumos de la calidad del agua provenientes de la escorrentía superficial, el flujo interterráneo de aguas subterráneas,

la infiltración /afluencia dependiente de la lluvia, el flujo sanitario del tiempo seco y las entradas definidas por el usuario

- Utilizar métodos de enrutamiento de ondas dinámicas o ondas dinámicas completas;
- Modelar diversos regímenes de flujo, tales como remanso, sobrecarga, flujo inverso y estancamiento superficial
- Aplicar reglas de control dinámico definidas por el usuario para simular el funcionamiento de las bombas, las aberturas de los orificios y los niveles de la cresta del vertedero. (U.S. EPA, s.f.)

Desventajas

- 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)

1.3.3.2. Características del modelo hidrológico

SWMM considera distintos procesos hidrológicos que se producen en la salida de las aguas urbanas. Entre éstos se encuentran:

- Precipitaciones variables en el tiempo.
- Evaporación de las aguas superficiales estancadas.
- Acumulación y deshielo de nieve.
- Intercepción de precipitaciones por almacenamiento en depresiones.

- Infiltración de las precipitaciones en capas del suelo no saturadas.
- Entrada del agua de la infiltración en acuíferos.
- Intercambio de flujo entre los acuíferos y el sistema de transporte.
- Modelo de depósitos no lineales para el flujo superficial.

1.3.4. ¿Qué modelo usar?

La mayoría de autores que formulan el problema de la modelación hidrológica urbana han utilizado modelos de simulación para analizar el comportamiento de la red, algunos de libre distribución, tales como los proporcionados por la agencia americana de protección del medio ambiente (EPA) (Rodríguez, 2013).

Del análisis realizado en esta etapa de investigación exploratoria se ha decidido emplear en este trabajo el modelo SWMM 5.0 por cuanto es de libre acceso y uso, cuenta con una gran confiabilidad en los resultados abalada por su potente y estable esquema numérico, el amplio desarrollo y perfeccionamiento que ha tenido desde su creación en 1971, y también es importante la gran aceptación que tiene a nivel mundial que lo ha llevado a ser uno de los más usados y por tal motivo existe una amplia variedad de aplicaciones.

1.4. Alcantarillado pluvial de la ciudad de Chone.

Uno de los principales problemas que afectan a la ciudad de Chone, ubicada en la región centro -norte de la provincia de Manabí es sin lugar a dudas el estado actual de su sistema de alcantarillado pluvial, el que en muchas zonas es inexistente, en otras inoperante por necesidades de mantenimiento y en varios sectores es insuficiente para las condiciones actuales de la ciudad. Con toda esta situación era evidente la necesidad de diseñar un nuevo sistema de alcantarillado que funcione de manera integral.

Como se dijo en la introducción de este trabajo, el proyecto ya existe y puede ser consultado en Macías (2014) donde se presenta un Plan maestro hidrosanitario que abarca los sistemas de abasto de agua y sanitarios. La construcción de este nuevo sistema de alcantarillado pluvial solo se podrá realizar con una fuerte inversión financiera y tan importante como esta materialización será su funcionamiento, para lo

cual se debería tener un modelo de simulación que permita pronosticar su comportamiento ante diferentes escenarios hidrometeorológicos. Este último es precisamente el motivo de la actual investigación con la que se piensa evaluar la calidad del diseño realizado y además proveer a los técnicos del GAD de un modelo matemático del sistema futuro de la red de alcantarillado pluvial de la ciudad de Chone en el software SWMM.

1.5. Análisis comentarios y conclusiones parciales del capítulo.

De la bibliografía consultada en este trabajo investigativo, se puede decir que es creciente el interés de científicos y técnicos en entender y modelar numéricamente los fenómenos que ocurren en las redes de drenaje pluvial urbano, y poder desarrollar sistemas o métodos más seguros y precisos que permitan disminuir los efectos de las inundaciones en las ciudades por el mal funcionamiento de las redes de alcantarillado pluvial. Todo esto demuestra la actualidad de la temática de investigación y la importancia que se le confiere a estos sistemas.

La tecnología más usada para entender la dinámica del funcionamiento de las redes de drenaje pluvial es la modelación matemática. Esta se materializa con la existencia de potentes modelos numéricos implementados en softwares con excelentes interfaces que le permiten al modelador gestionar toda la información espacial y de atributos necesaria en las etapas de pre y post procesamiento. En algunos casos los modelos se pueden usar de conjunto con herramientas de los Sistemas de información geoespacial que además permiten el intercambio de ficheros necesarios para los modelos.

Se realiza un análisis de los modelos matemáticos de redes de drenaje pluvial más usados en la actualidad. Del análisis se decide emplear SWMM 5.0 en este trabajo para la creación de un modelo de la red de alcantarillado pluvial de la ciudad de Chone (una de las más afectadas en Ecuador por inundaciones urbanas). SWMM 5.0 cuenta con una gran confiabilidad en los resultados abalada por su potente y estable esquema numérico, es un modelo de libre acceso y desde su creación en 1971 ha tenido un amplio desarrollo y perfeccionamiento continuo, lo que lo sitúa como uno de los más aceptados y usados a nivel mundial, encontrándose una amplia variedad de aplicaciones.

Los últimos trabajos científicos relacionados con la hidrodinámica de las redes de drenaje pluvial urbano emplean el llamado “modelo dual”, que concibe la relación

bidireccional entre la red de alcantarillado (colectores, uniones, tuberías, estructuras de control como compuertas, vertedores, etc), a esto se le llama sistema menor y el sistema mayor que se compone de las calles, cunetas y canales naturales o artificiales. Con esta estrategia se puede modelar con una mayor precisión los fenómenos hidráulicos, y son varios los autores que presentan metodologías para concebirla por medio de los modelos como SWMM 5.0.

CAPÍTULO 2
FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

CAPÍTULO 2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1 Análisis estadístico de los eventos de precipitación máxima

Para la determinación de los caudales que deben ser evacuados por el sistema de drenaje urbano se debe entender que estos son generados por eventos de lluvias intensas que suceden en las áreas urbanas. En tal sentido, es de vital importancia tener un conocimiento lo más preciso posible de las características de los eventos pluviométricos (aguaceros o tormentas) a los que va a estar sometida una cierta ciudad. Esta es una información de partida tanto para el diseño como la revisión de los sistemas de drenaje pluvial urbano. Desde el punto de vista de la modelación matemática de los sistemas de alcantarillado pluvial, la lluvia viene a constituir un estímulo sobre el sistema y lo que se obtiene del mismo es su respuesta ante dicho estímulo.

Las precipitaciones se miden normalmente en términos de la altura de la lámina de agua generada por la lluvia caída y se expresan comúnmente en milímetros. Esta lámina indica la altura de agua que se acumula en una superficie horizontal (PHI-UNESCO_DT29, 2013).

Se entiende por tormenta al conjunto de lluvias asociadas a una perturbación meteorológica. También se puede definir como el período de fuerte lluvia ininterrumpida que raramente sobrepasa una duración de algunas horas (Robredo, s.f).

En general, para definir una tormenta de diseño, en una cuenca hidrológica, es necesario considerar a las variables involucradas con la magnitud, la duración, la frecuencia o probabilidad de ocurrencia, la porción de área que abarca la tormenta y la distribución de la lluvia en el tiempo o hietograma de diseño (García, 2006).

Con lo dicho anteriormente se puede entender que una característica que presenta la lluvia (en especial los eventos de lluvia máxima, tormentas), es que para su análisis desde el punto de vista de ingeniería es muy común tratarla como una variable estadística de tipo aleatoria, y en este sentido es vital contar con la mayor cantidad posible de registros diarios, mensuales y anuales de dicha variable, para poder determinar por ejemplo la precipitación media máxima diaria, la frecuencia con la que un evento de lluvia de una determinada intensidad se puede repetir, etc.

2.1.1. Concepto de período de retorno

La probabilidad p de ocurrencia de un evento extremo aleatorio x que se puede definir con la siguiente expresión:

$$p = P(x \geq x_T) \quad (2.1)$$

Está íntimamente relacionada con el llamado período de retorno, denotado con la letra T de la siguiente manera:

$$T = \frac{1}{p} \quad (2.2)$$

El periodo de retorno de un evento con una magnitud dada puede definirse como el intervalo de recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud especificada (Acosta & Sierra, 2013), o sea cada cuánto tiempo es posible que acontezca un evento de una determinada naturaleza (Robredo, s.f).

Por lo tanto la probabilidad de no ocurrencia de un evento extremo para N años será:

$$P(x < x_T) = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad (2.3)$$

Siendo: x y x_T el evento aleatorio a analizar y el valor máximo de la variable aleatoria para el cual se quiere conocer la probabilidad de no ser excedido.

2.1.2. Ajuste estadístico de series de lluvias máximas a la función de distribución acumulada de eventos máximos de Gumbel.

Las series de lluvias máximas pueden ajustarse de forma muy precisa a funciones de distribución de frecuencias (llamadas de valores máximos) como por ejemplo: Gumbel, GEV (Valores extremos generalizados), Log Pearson III, etc, ver Rodríguez (2013). En este trabajo se empleará la distribución de frecuencias de valores extremos de Gumbel por cuanto es un referente internacional para este tipo de estudios (HidroJING, 2013).

Dicha distribución tiene la siguiente función de distribución acumulada

$$F(x_T) = P(x \leq x_T) = e^{-e^{-\left(\frac{x_T-u}{\alpha}\right)}} \quad (2.4)$$

En donde los términos α y u responden a las siguientes expresiones:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot S \quad (2.5)$$

$$u = \bar{x} - 0.5772 \cdot \alpha \quad (2.6)$$

Donde:

$F(x_T)$ es la probabilidad de que el límite x_T de la variable aleatoria x no sea superado

\bar{x} y S son la media y la desviación estándar de la serie estadística.

α y u son parámetros de la función de distribución acumulada de Gumbel.

A continuación se obtendrá el valor de la precipitación x_T para un período de retorno T determinado.

Combinando las expresiones 2.1, 2.2 y 2.4 se puede llegar a una relación entre el período de retorno y la función de distribución $F(x_T)$.

$$\frac{1}{T} = 1 - F(x_T) \quad (2.7)$$

Despejando la función de distribución y sumando queda la siguiente expresión:

$$F(x_T) = \frac{T-1}{T} \quad (2.8)$$

Por otra parte, la expresión 2.4 puede ser simplificada si se concibe la variable reducida y_T , quedando como se muestra en 2.10.

$$y_T = \frac{x_T - u}{\alpha} \quad (2.9)$$

$$F(x_T) = e^{-e^{-y_T}} \quad (2.10)$$

Si a la expresión 2.10 se le aplica dos veces la ley fundamental de los logaritmos de forma inversa se obtiene que:

$$y_T = -\ln\left(\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right) \quad (2.11)$$

Combinando las expresiones 2.9 y 2.11 se obtiene la siguiente expresión del valor de la precipitación x_T para un período de retorno T determinado.

$$x_T = \left\{ \alpha \cdot \left[-\ln \left(\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right) \right] \right\} + u \quad (2.12)$$

Estas expresiones serán empleadas en el capítulo 3 para el cálculo de las precipitaciones medias máximas diarias probables.

2.1.3. Análisis de homogeneidad y pruebas de bondad de ajuste de las series de lluvias máximas.

2.1.3.1. Análisis de homogeneidad.

Según González et al. (2003), los estudios estadísticos con series de lluvias y caudales máximos deben primeramente comprobar la homogeneidad de la serie. Este análisis de homogeneidad tiene dos fases la primera: fase exploratoria que permite la detección de comportamientos específicos de la muestra o propiedades importantes de los registros. Esto se logra con análisis gráfico (curvas de simple o doble masa) y el cálculo de estadígrafos básicos, como media, desviación típica, varianza, etc. Si en las curvas de simple masa no aparecen tramos con distorsiones o con diferencias marcadas de pendientes, lo que evidencia un comportamiento uniforme se puede asegurar que en principio la serie es homogénea.

Para reafirmar esta valoración, las series deben someterse a una fase más rigurosa que se conoce como fase confirmatoria, en la cual se aplican pruebas estadísticas de detección de cambio en la media, la varianza y la tendencia de las series. Existen un amplio grupo de pruebas paramétrica y no paramétricas para ser empleadas en esta fase (González et al., 2003), una de las pruebas más usadas con este fin es la prueba de Student que será empleada en este trabajo y cuyo procedimiento podrá ser consultado en el anexo A1.

2.1.3.2. Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolmogorov.

Una vez que se garantiza la homogeneidad de la serie, esta se ajusta a una función teórica de probabilidades y para tener certeza que este ajuste es lo suficientemente preciso es necesario aplicar un test de bondad de ajuste. Uno de los test más usados en este tipo de estudios es el conocido Test o prueba de Smirnov Kolmogorov también conocido por test de Diferencia absoluta máxima (González et al., 2003). En el anexo A2 aparece el procedimiento de esta prueba.

2.1.4. Curvas de intensidad frecuencia y duración IFD.

Una forma de caracterizar las precipitaciones máximas en un punto o una zona determinada es por medio de la intensidad de precipitación, que representa la cantidad de lluvia caída en función del tiempo, expresada normalmente en mm/h. Asimismo, es posible relacionar dicha intensidad con la frecuencia con que ocurre y con la duración del evento, a través de técnicas estadísticas. De esta forma se obtienen las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (curvas IDF), las que están construidas en base a intensidades máximas (PHI-UNESCO_DT29, 2013), (Gómez & Aristizabal, 2002).

Las curvas de Intensidad-Frecuencia-Duración son propias para cada sitio en especial, aunque en la actualidad existen plataformas informática basadas en un SIG que permiten a los usuarios, entre otras cosas, obtener las curvas IFD en cualquier punto de una zona geográfica determinada, ver PHI-UNESCO_DT29 (2013), además se sugiere a los lectores interesados visitar la página web del Centro de estudios de diseño hidrometeorológico del Servicio meteorológico nacional NOAA de los Estados Unidos donde presentan el Servidor de datos de frecuencia de precipitaciones, ver NOAA (2017).

Básicamente se pueden tener dos variantes para la elaboración de las curvas IFD, estas dependen del tipo de información de lluvia que se tenga, la que está íntimamente relacionada con el equipo de medición.

Variante 1: Se tiene una red pluviográfica o de pluviómetros automáticos en los que se puede obtener el comportamiento temporal de los aguaceros y por tanto la variación de las intensidades.

En este caso se debe efectuar un análisis estadístico de los registros históricos de las tormentas (Gómez & Aristizabal, 2002). Una metodología para la elaboración de las curvas IFD bajo estas premisas se puede encontrar en González, Jorge, Martínez & Marrero (2003).

Variante 2: En este caso se cuenta solo con la información de pluviómetros, los que registran las láminas diarias (mm) de lluvia caída a partir de las cuales se obtienen las láminas máximas diarias (en 24 horas) mensuales y anuales.

Para que las curvas IFD sean lo más exactas y precisas posible es preferible la primera de las variantes porque se trabaja directamente con todos los aguaceros caídos en la zona, sin embargo la realidad de muchas zonas es que la información pluviográfica es muy escasa y muchas veces inexistente, por tal motivo es muy frecuente el empleo de un método que se basa en los datos de lluvia máxima diaria (en 24 horas) mensuales. Las curvas IFD obtenidas por este método son conocidas como sintéticas o aproximadas y de no existir más ninguna información pueden emplearse, siempre teniéndose en cuenta que pueden existir diferencias con los valores reales (Diez, 2014).

En este trabajo se elaboran las curvas IFD de una estación climatológica de la que se tienen los datos de lluvia diarios, por tal motivo se emplea la segunda variante. Una explicación del método usado se realiza a continuación

2.1.4.1. Obtención de Curvas IDF partiendo de datos de lluvia máxima mensual

La obtención de las curvas IDF considera los 3 pasos siguientes:

1. El primer paso es definir el uso de una función de distribución de probabilidad (PDF) o una función de distribución acumulada (FDA) para cada grupo formado por los valores de intensidad máxima de precipitación para una duración específica (PHI-UNESCO_DT29, 2013).
2. En el segundo paso, se calculan las intensidades de lluvia para cada una de las duraciones y un conjunto de períodos de retorno seleccionados (por ejemplo, 5, 10, 20, 50, 100 años, etc.). Esto se realiza mediante el uso de las funciones de distribución de probabilidad derivados en el primer paso (PHI-UNESCO_DT29, 2013).

3. En el tercer paso se construyen las gráficas para las curvas IDF para lo que existen distintos modelos matemáticos que relacionan la intensidad con la duración y frecuencia o periodo de retorno. Luego, será posible obtener los valores de intensidad para cada duración y periodo de retorno deseado, graficando una curva para cada periodo de retorno (PHI-UNESCO_DT29, 2013).

Cada curva representada corresponde a una frecuencia (o periodo de retorno), de tal forma que las gráficas de estas curvas representan la intensidad media en intervalos de diferente duración, correspondiendo todos los puntos de una misma curva a un idéntico periodo de retorno (PHI-UNESCO_DT29, 2013).

A continuación se explica con más detalle el proceso:

Cuando se tiene una serie de años con información pluviométrica diaria se pueden extraer los valores de lluvia máxima en cada mes y posteriormente seleccionar en el año cuál es el valor mensual mayor, creándose así una serie anual de valores máximos de lluvia. Esta serie (muestra) debe ser lo suficientemente larga para ser lo más representativa posible de la población a la que pertenece, se recomienda que sea mayor a 20 años.

Una vez que se tiene la serie de trabajo, se debe comprobar su homogeneidad, para posteriormente ajustarla a una función de distribución de frecuencias de valores máximos, en este caso se emplea Gumbell como se explicó en la sección 2.1.2. Se debe aplicar alguna prueba de bondad de ajuste para garantizar la calidad de la función seleccionada. Con las variables probabilísticas de la serie ajustada y su combinación con el concepto de periodo de retorno se podrán obtener los valores de Precipitaciones Diarias Máximas Probables para distintas frecuencias o periodos de retorno y para una duración del evento de 24 horas.

Seguidamente se aplican los coeficientes que se muestran en las tablas 2.1 y 2.2 para obtener las Precipitaciones Máximas Probables para distintas frecuencias y tiempos de aguaceros diferentes a 24 horas, ver Campos (1998).

Tabla 2.1: Coeficientes aplicados a las lluvias máximas probables de duración 24 hr para obtener sus homólogas correspondientes a tiempos de aguaceros en horas.

Duraciones de los aguaceros o tormentas (hr)									
1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
Coefficientes aplicados a las lluvias máximas probables de duración 24 hr para obtener sus homólogas correspondientes a tiempos de aguaceros en días.									
0.3	0.39	0.46	0.52	0.57	0.61	0.68	0.8	0.91	1

Fuente: (Campos, 1998)

Tabla 2.2: Coeficientes aplicados a las lluvias máximas probables de duración 24 hr para obtener sus homólogas correspondientes a tiempos de aguaceros en días.

Duraciones de los aguaceros o tormentas (días)						
2	3	4	5	6	7	
Coefficientes aplicados a las lluvias máximas probables de duración 24 hr para obtener sus homólogas correspondientes a tiempos de aguaceros en días.						
1.32	1.63	1.85	2.05	2.22	2.38	

Fuente: (Campos, 1998)

Estos últimos valores se dividen por la duración del aguacero y se obtienen las intensidades. En este punto ya se pueden graficar los resultados, obteniéndose las llamadas curvas IFD de la estación. En el capítulo 3 se aplicará esta metodología y se obtendrán dichas curvas para la estación climática de la ciudad de Chone.

Como es práctica común se suele encontrar las ecuaciones de mejor ajuste para cada curva IFD siguiendo modelos preestablecidos en la literatura como los que se muestran en la tabla 2.3 donde:

T (años) Es el período de retorno o frecuencia de ocurrencia

t (min) Tiempo de duración de la tormenta

I (mm/min) Intensidad de la lluvia

Tabla 2.3: Ecuaciones empíricas para ajustar las curvas de Intensidad–frecuencia-duración (IFD).

Autor (es) y año	Ecuaciones	Datos
Sherman (1931) citado por PHI-UNESCO_DT7 (2013)	$I = \frac{k \cdot T^m}{(t + b)^n}$	k, b, m, n son parámetros
Bernard (1932) citado por (Pereyra, Pérez & Gómez, 2004)	$I = \frac{k \cdot T^m}{t^n}$	k, m, n son parámetros
Wenzel (1982) citado por (Chow, Maidment & Mays, 1994)	$I = \frac{c}{(t^e + f)}$	c, e, f son parámetros
Chen (1983) citada por PHI-UNESCO_DT7 (2013)	$I = \frac{a}{(b + t)^n}$	a, b, n son parámetros
Chow et al (1994) modificando la expresión de Wenzel	$I = \frac{c \cdot T^m}{t + f}$	c, m, f son parámetros
Chow et al (1994) modificando la expresión de Wenzel	$I = \frac{c \cdot T^m}{(t^e + f)}$	c, m, f son parámetros
Aparicio (1997)	$I = \frac{k \cdot T^m}{(t + c)^n}$	k, c, m, n son parámetros
Koutsoyiannis et al (1998) citado por PHI-UNESCO_DT7 (2013)	$I = k \left\{ \frac{m - \left[\ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right]}{(t + b)^n} \right\}$	k, b, m, n son parámetros

Fuente: Elaboración propia

El último modelo fue ajustado para Atenas, Grecia y supone que la intensidad sigue una distribución doble exponencial o Gumbel.

2.1.5. Obtención hietogramas de aguaceros sintéticos a partir de las curvas IFD.

Si se desea realizar una modelación matemática de todo el proceso de lluvia escurrimiento para un sistema de drenaje pluvial de una ciudad, no basta con tener las curvas IFD de la zona de estudio, se necesita un registro detallado desde el punto de vista temporal de las láminas de lluvia precipitadas en aguaceros de una cierta intensidad media y un período de recurrencia, a lo que se le llama hietograma.

Los hietogramas de los aguaceros pueden ser generados con la información gráfica de los pluviógrafos o digital de los pluviómetros automatizados, sin embargo en las zonas donde no se cuenta con estos dispositivos se pueden generar hietogramas llamados sintéticos partiendo de las curvas IFD.

Para este último objetivo (Chow et al., 1994) presenta dos métodos, 1- Método del bloque alterno y 2- Método de la intensidad instantánea. Las características de estos métodos pueden ser consultadas en la referencia anterior. A continuación se brinda una explicación básica del método de bloque alterno que será el empleado en esta investigación.

2.1.5.1. Método del bloque alterno

Este método describe una forma simple de confeccionar un hietograma partiendo de las curvas IFD. Primeramente se define una duración t_d del aguacero (por ejemplo 1 hora) y los intervalos de tiempo Δt en los cuales interesa crear el hietograma (por ejemplo 5 min) de forma tal que $t_d = n \cdot \Delta t$. Posteriormente se decide le período de retorno para el cual se desea elaborar el hietograma, se entra en la curva IFD con cada uno de los valores de tiempo $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots$, pudiéndose obtener las intensidades correspondientes, valores estos que una vez multiplicados por sus intervalos de tiempo vienen a ser la lámina de lluvia caída de forma acumulada. Por lo tanto si a estos últimos valores se le haya sus diferencias entre valores sucesivos se puede obtener la precipitación por cada unidad de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal, de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración y los bloques hacia la derecha e izquierda del central decrecen (Chow et al., 1994).

2.2. El modelo conceptual de SWMM versión 5.1

SWMM representa el comportamiento de un sistema de drenaje urbano mediante una serie de flujo de agua y materia entre los principales módulos con los que se realiza un análisis medioambiental: (Módulos atmosférico, de superficies del suelo, de aguas subterráneas y por último, de transporte) y sus respectivas interrelaciones (Granda, 2013).

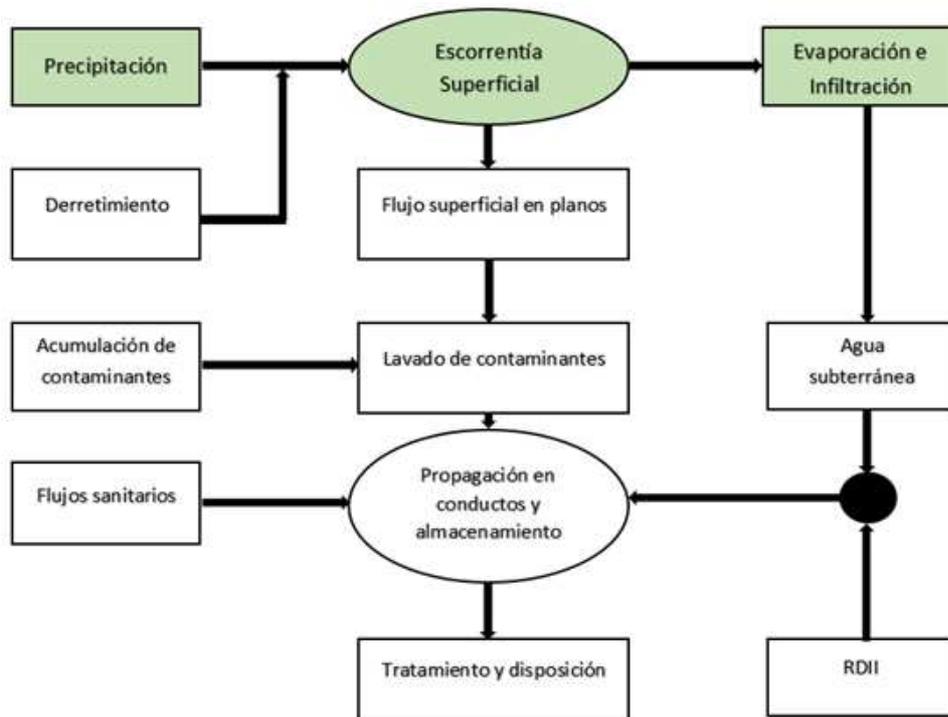


Figura 2.1. Diagrama de flujo de los procesos en SWMM.

Fuente: (Granda, 2013)

- El Módulo Atmosférico: En este módulo se analiza la lluvia caída y los contaminantes depositados sobre la superficie del suelo, (esto último se analiza en el Módulo de Superficie del Suelo). SWMM utiliza el objeto Pluviómetro (*Rain Gage*) para representar las entradas de lluvia en el sistema.
- El Módulo de Superficie del Suelo: Se representa por medio de uno o más objetos cuenca (*Subcatchment*). Estos objetos reciben la precipitación del Módulo Atmosférico en forma de lluvia o nieve; y generan flujos de salida en forma de infiltración para el Módulo de Aguas Subterráneas y también como escorrentía superficial y cargas de contaminantes para el Módulo de Transporte.
- El Módulo de Aguas Subterráneas: Este módulo recibe la infiltración del Módulo de Superficie del Suelo y transfiere una parte de la misma como flujo de entrada para el Módulo de Transporte. Aquí se emplea el objeto acuífero (*Aquifers*).
- El Módulo de Transporte: Concibe una red con elementos de transporte (canales, tuberías, bombas y elementos de regulación) y unidades de almacenamiento y tratamiento que transportan el agua hacia los Nudos de Vertido (outfall) o las

estaciones de tratamiento. Los flujos de entrada de este Módulo pueden provenir de la escorrentía superficial, de la interacción con el flujo subterráneo, de los caudales sanitarios correspondientes a periodos sin lluvia, o de hidrogramas de entrada definidos por el usuario. Los componentes del Módulo de Transporte se modelan con los objetos Nudos y Líneas (GMMF, 2005).

Es importante notar que no es necesario que en una modelación existan todos estos módulos, por ejemplo podría darse el caso que solo exista el módulo de transporte y parte del atmosférico donde solo se introduzca información de precipitación (Granda, 2013).

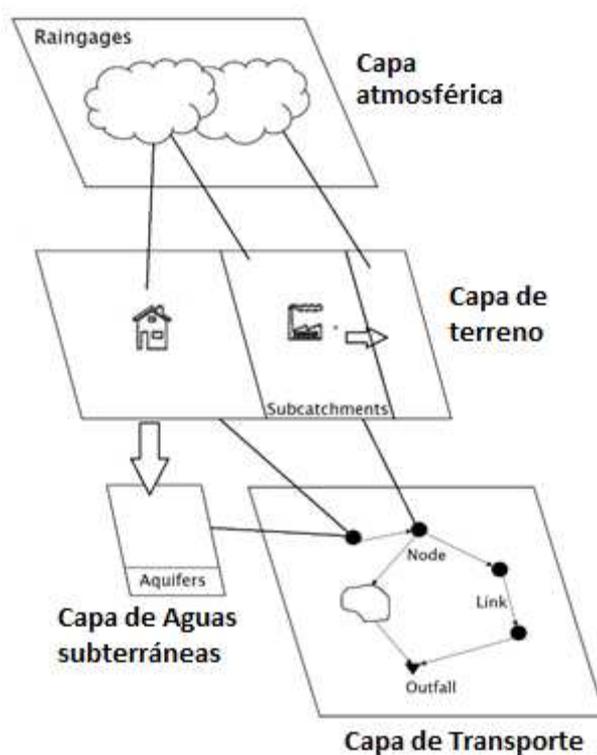


Figura 2.2. Modelo conceptual de la red de drenaje de SWMM.

Fuente: (Rodríguez, 2013)

2.2.1. Elementos del sistema de drenaje en SWMM 5.1.

EPA SWMM 5.0 representa los diversos elementos del sistema de drenaje (conductos, pozos, depósitos, etc.) y los procesos hidrológicos - hidráulicos que ocurren en el sistema (precipitación, infiltración, etc.) mediante Objetos. SWMM 5.0 considera dos tipos de objetos:

- Visuales: Estos pueden ser visualizados por el usuario en el área de trabajo de SWMM5.0. En general los objetos visuales representan elementos físicos del sistema de drenaje o procesos hidrológicos dentro de este.
- No visuales: Estos por su parte no se encuentran en el área de trabajo del programa y describen características y procesos adicionales dentro del sistema de drenaje (Rodríguez, 2013).

2.2.1.1. Componentes físicos del SWMM (Objetos visuales)

A continuación, se representa los componentes físicos con los que se pueden modelar un sistema de drenaje urbano dentro del SWMM (Granda, 2013).

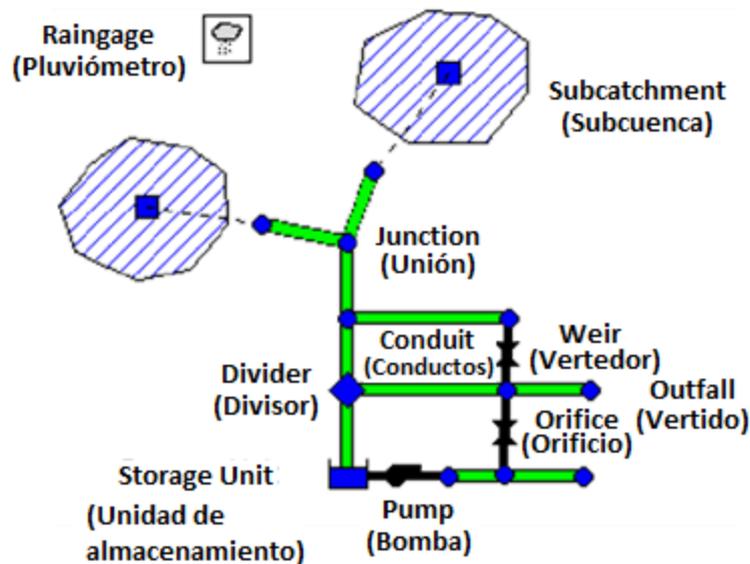


Figura 2.3. Esquema de los componentes físicos del SWMM.

Fuente: (Granda, 2013)

En el esquema de la figura 2.3, la capa inicial es la Atmosférica, en la cual se genera la precipitación que cae sobre la capa de Terreno. Este proceso de precipitación es representado en SWMM 5.0 mediante objetos tipo Rain Gage (pluviómetro). Siguiendo el proceso hidrológico, la capa de Terreno recibe la precipitación proveniente de la capa Atmosférica en forma de lluvia o nieve. En este módulo de Terreno se producen dos procesos hidrológicos: las pérdidas de precipitación, y la escorrentía superficial. Dentro del primer proceso, que considera los fenómenos de infiltración, almacenamiento en depresiones, intercepción, y humidificación superficial, una parte del volumen precipitado se mantiene dentro del módulo de Terreno, y otra fracción se

envía como flujo hacia el módulo de Aguas Subterráneas. En el segundo proceso (escorrentía superficial), se envía flujo y cargas contaminantes hacia la capa de Transporte. Ambos procesos son representados en la capa de Terreno mediante objetos tipo Subcatchment (área captadora o subcuenca) (Rodríguez, 2013).

El módulo de Aguas Subterráneas recibe la infiltración proveniente del módulo Terreno y transfiere una parte hacia la capa de Transporte. Esta capa de Aguas Subterráneas es modelada mediante objetos tipo Aquifers (Acuífero). Por otro lado, la capa de Transporte es la que representa a la red de drenaje en sí misma, la cual puede estar compuesta de secciones de cauce natural, conductos, bombas, reguladores de flujo, así como por elementos de almacenamiento (depósitos de retención), siendo todos ellos los que transfieren el flujo y la carga contaminante hacia los puntos de salida de la red o hacia plantas depuradoras (Rodríguez, 2013).

Los flujos de entrada para este módulo pueden venir de la escorrentía superficial (módulo de Terreno), del flujo interno del módulo de Aguas Subterráneas, de flujos de aguas residuales, o de hidrogramas de entrada detenidos por el usuario. Los elementos de la capa de Transporte son representados por EPA SWMM 5.0 como objetos tipo Node (nodo) y Link (conector) (Rodríguez, 2013).

Dentro de los componentes visuales en el campo hidrológico están: Pluviómetro (Raingage) y Subcuenca (Subcatchment).

- a) Dentro del programa las precipitaciones son representadas por el objeto RAINGAGE (Pluviómetros) los cuales suministran datos de entrada de las precipitaciones que ocurren dentro de áreas definidas en el estudio es decir que éste objeto aporta la precipitación sobre una o más subcuencas, lo cual hace a este objeto uno de los más importantes para representar el proceso de escorrentía superficial sobre el área de drenaje. En la actualidad SWMM dispone de diferentes formatos de archivos de datos de lluvia, es decir que puede ser suministrada por el usuario por medio de una serie temporal, así como también un formato estándar establecido por el usuario (Rodríguez, 2013).
- b) De igual manera el otro objeto esencial para modelar la escorrentía superficial es el SUBCATCHMENT (Subcuenca), éste objeto representa unidades hidrológicas de terreno cuya topografía y elementos del sistema de drenaje

conduce la escorrentía producida por la precipitación directamente hacia un punto de descarga. Es necesario tener en cuenta que el usuario es el único encargado de dividir el área de estudio en el número adecuado de subcuencas e identificar el punto de descarga de cada una de ellas. Los puntos de descarga de cada una de las subcuencas pueden ser bien “nodos del sistema de drenaje” u otras subcuencas. Las cuencas pueden dividirse en áreas permeables y áreas impermeables (Rodríguez, 2013).

Una vez conocido los objetos imprescindibles en la parte hidrológica para la simulación de un sistema de drenaje pluvial, se da paso a conocer los objetos que conforman la parte hidráulica: objetos de tipo NODE (nodo) y de tipo LINK (conector). Dentro de la primera clase existen diversos tipos de nodos (Rodríguez, 2013).

- **Nodos de Conexión.**

Las conexiones son nodos del sistema de drenaje donde se conectan diferentes líneas entre sí. Físicamente pueden representar la confluencia de canales superficiales naturales, pozos de registro (manholes) del sistema de drenaje, o elementos de conexión de tuberías. Los aportes externos de caudal entran en el sistema a través de las conexiones. El exceso de agua en un nodo se traduce en un flujo parcialmente presurizado mientras las conducciones conectadas se encuentren en carga. Este exceso de agua puede perderse completamente del sistema o por el contrario estancarse en la parte superior para posteriormente volver a entrar de nuevo en la conexión (GMMF, 2005).

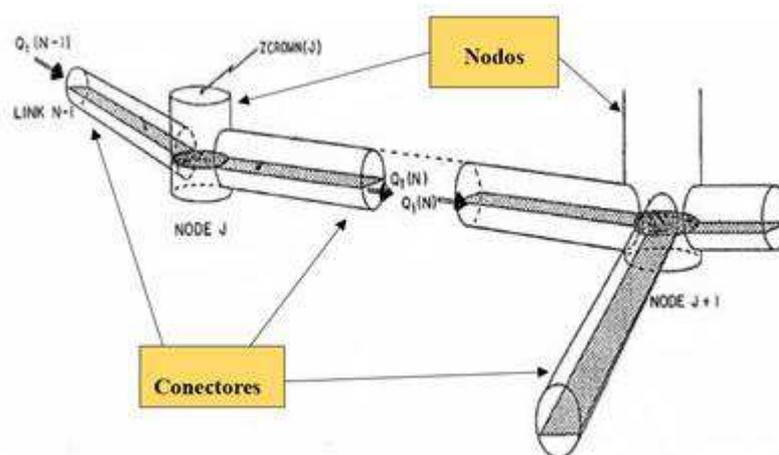


Figura 2.4. Representación Node-Link (Nodo-Conector) de una red de drenaje en SWMM

Fuente: (Concha, s.f)

- **Nudos de Vertido (Outfall Nodes)**

Los Nudos de Vertido son nudos terminales del sistema de drenaje utilizados para definir las condiciones de contorno finales aguas abajo del sistema en el caso de utilizar el modelo de flujo de la Onda Dinámica (Dynamic Wave). Para otros tipos de flujo, los nudos de vertido se comportan como conexiones. Una restricción del modelo es que solo es posible conectar una línea con un Nudo de Vertido (GMMF, 2005).

- **Divisores de flujo**

Los divisores de flujo son nudos del sistema de transporte utilizados para dividir el flujo en dos conductos de salida de modo definido por el usuario. Estos divisores de caudal tan solo pueden tener dos conductos en la descarga de los mismos. Se encuentran activos tan solo cuando se analiza el fenómeno mediante el modelo de la Onda Cinemática (Kinematic Wave) y se tratan como simples nudos cuando se emplea el modelo de la Onda Dinámica (Dynamic Wave) (GMMF, 2005).

- **Descarga**

Dentro del esquema de SWMM 5.0 corresponde a nudos terminales de la red, donde se definen las condiciones de contorno aguas abajo cuando se utiliza el método de la Onda Dinámica para propagar el flujo en la red. Un nodo de descarga solo puede tener un conducto que lo conecta, y requiere como principales datos la cota de fondo y el tipo de condición de contorno a emplear (Rodríguez, 2013).

- **Sistemas de almacenamiento**

Los sistemas de almacenamiento son nudos del sistema de drenaje con la capacidad para almacenar determinados volúmenes de agua. Físicamente pueden representar desde sistemas de almacenamiento pequeños como reducidas cuencas hasta sistemas grandes como lagos. Las propiedades volumétricas de un sistema de almacenamiento se representan como una tabla o una función que indica la superficie de almacenamiento en función de la altura del mismo (GMMF, 2005).

Los elementos de conexión tipo Link que utiliza SWMM 5.0 consisten en conductos que transportan el flujo por la red de drenaje o en elementos especiales (Rodríguez, 2013). Estos objetos son los siguientes:

- **Conductos**

Los conductos son tuberías o canales por los que se desplaza el agua desde un nudo a otro del sistema de transporte. Para la sección transversal es posible seleccionar las distintas variedades de geometrías abiertas y cerradas definidas en el programa, ver la figura A3.1 del anexo A3. Asimismo el programa permite también definir áreas de sección transversal irregular pudiéndose representar con ello cauces naturales (GMMF, 2005).

2.2.1.2. Componentes de información (Objetos no visuales)

En esta categoría de objetos se encuentran diversos elementos que representan diferentes procesos hidrológicos tales como la evaporación (objeto Climatology), acumulación y fusión de nieve (objeto Snow Pack), y movimiento de las aguas subterráneas (objeto Aquifers) (Rodríguez, 2013).

Otros objetos no visuales que se emplean en SWMM 5.0 son: Curves, Time Series, y Time Patterns.

Los objetos Curves (curvas) son representados mediante tablas, las cuales describen relaciones entre dos variables (Rodríguez, 2013). Estas son objetos definidos en SWMM para establecer la relación entre dos cantidades. Los diferentes tipos de curvas disponibles en SWMM son:

1. Curvas de control (Control Curves)
2. Curvas de División (Diversion Curves)
3. Curvas de Bombas (Pump Curves)
4. Curvas de Descarga (Rating Curves)
5. Curvas de forma (Shape Curves)
6. Curvas de Almacenamiento (Storage Curves)
7. Curvas de Marea (Tidal Curves)

Los objetos Time Series (series de tiempo o series temporales) describen cómo varían con el tiempo ciertas propiedades de un determinado objeto, por ejemplo la precipitación de un Rain Gage, la temperatura en un Subcatchment, o el hidrograma de entrada de flujos externos en un Node, entre otros. Finalmente, los objetos Time Patterns (patrones temporales) permiten que los flujos de aguas residuales que se producen en tiempo seco (tiempo sin precipitaciones) puedan variar mensualmente, diariamente, semanalmente o en forma horaria, según la decisión del usuario (Rodríguez, 2013).

2.2.2. Ventana principal de SWMM

Quizás, lo que más llama la atención al usuario de versiones anteriores de SWMM cuando trabaja por primera vez con SWMM 5.0, es la interfaz gráfica que posee el programa. Esta interfaz permite al usuario crear una representación esquemática del sistema de drenaje usando los objetos visuales. Además permite la edición de las propiedades de estos usando nuevas ventanas que son abiertas tan sólo haciendo doble clic sobre el objeto. En general, la nueva interfaz gráfica de EPA SWMM 5.0 tiene muchas de las funciones que posee cualquier software que trabaja bajo ambiente Windows, pero además tiene algunas características especiales que son necesarias reconocer para un correcto trabajo con ella (Concha, 2007).

La interfaz gráfica de SWMM 5.0 está constituida por los siguientes elementos: un menú principal (Main Menu), diferentes barras de herramientas (Toolbars), una barra de estado (Status Bar), un panel de navegación (Browser Panel), una ventana del mapa del área de estudio (Study Area Map), y ventanas de edición de propiedades (Property Editor). La siguiente figura 2.5 muestra una vista de la pantalla principal de trabajo de EPA SWMM 5.0, en donde se destacan los elementos antes mencionados (Concha, 2007).

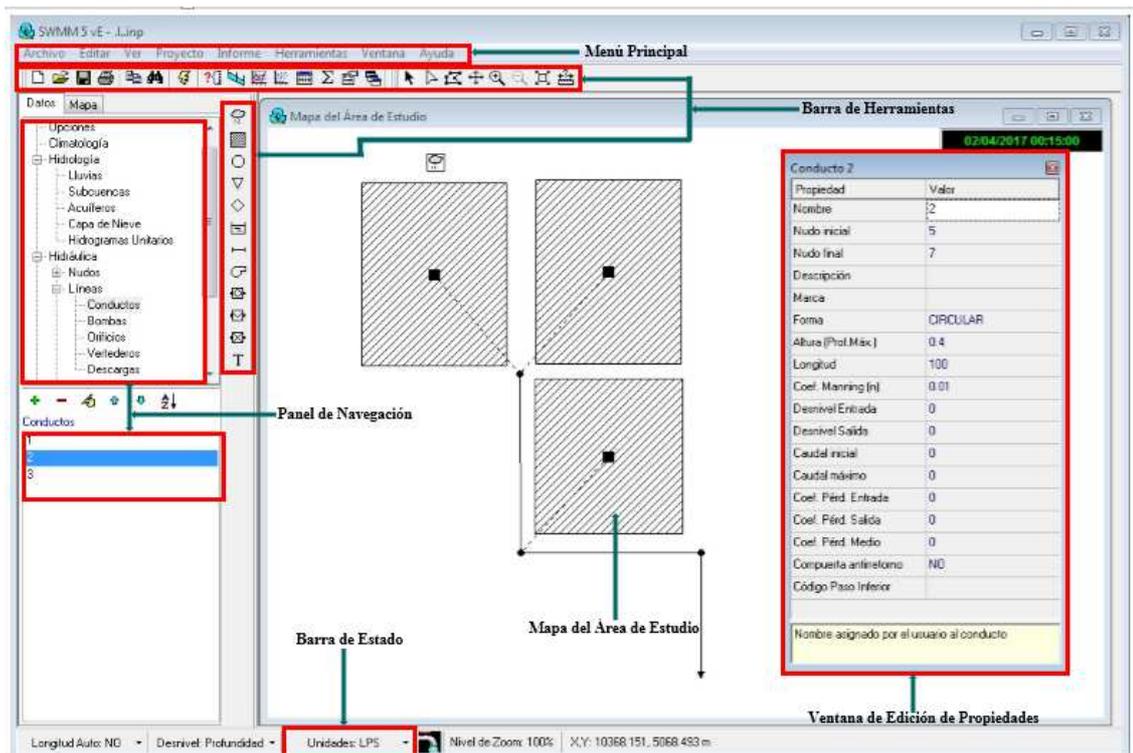


Figura 2.5. Ventana principal de SWMM

Fuente: Elaboración propia

- **Menú Principal**

El menú principal contiene una serie de opciones para controlar el programa. Dentro de estas opciones destacan View, Project, Tools y Report. En la primera se encuentran comandos para el manejo de fondos (Backdrops) tipo mapas, dibujos de CAD o imágenes de SIG, que pueden ser colocados detrás de los objetos visuales de SWMM 5.0 con el objetivo de referenciar visualmente los objetos a la imagen. En la opción Project se encuentran los comandos relacionados con el proyecto que se está analizando, tales como Details el cual muestra una lista de todos los datos que el código de cálculo de SWMM 5.0 utiliza, o Calibration Data que registra archivos conteniendo datos medidos de algún parámetro para usar en un proceso de calibración. La opción Tools contiene comandos usados para ajustar preferencias generales de SWMM 5.0, tales como número de decimales mostrados en pantalla, entre otros. Uno de estos comandos es Configure Tools el que permite al usuario agregar o modificar complementos (add-in tools) que pueden trabajar con SWMM 5.0. Finalmente, la opción Report del menú principal presenta una serie de posibilidades para representar los resultados de las simulaciones: Graph, muestra los resultados en

forma de gráficos; Table, muestra los resultados en tablas; y Status, muestra un informe del estado de la más reciente simulación realizada (Concha, 2007).

- **Barra de Herramientas**

La barra de herramientas (Toolbars) contiene un conjunto de diferentes botones de acceso rápido para ser usados en operaciones de creación de un proyecto SWMM 5.0. Estos botones pueden ser agrupados en tres categorías de barras de herramientas: estándar (Standar Toolbar), de mapa (Map Toolbar), y de objetos (Object Toolbar). Entre estas tres categorías de barras de herramientas destaca aquella de objetos (Object Toolbar) pues en ella aparecen los botones con los cuales se construye el esquema de la red de drenaje que se ha de representar en SWMM 5.0 (Concha, 2007).



Figura 2.6. Barra de herramientas de objetos (Objects)

Fuente: Elaboración propia

Cada uno de los botones contenidos en la figura anterior representa un elemento físico del proyecto que se desarrolla en SWMM 5.0 (Concha, 2007).

1.  Representa la lluvia.
2.  Representa las subcuencas (Área de aportación).
3.  Representa los nodos de conexión (pozos).
4.  Representar la descarga de salida.
5.  Representa un divisor de flujo.
6.  Representa un depósito de almacenamiento
7.  Representa las líneas de conducción.
8.  Representa una bomba.
9.  Representa una placa orificio.

10.  Representa un vertedero.
11.  Representa un regulador de flujo tipo descarga.
12.  Representa la etiqueta del texto.

- **Barra de estado**

La barra de estado (Status bar) indica algunas propiedades del programa tales como el tipo de unidades de medición que se está utilizando, el nivel actual de zoom sobre el mapa, y la situación del último intento de simulación efectuado: simulación realizada, simulación no disponible, o simulación invalidada. (Concha, 2007)

- **Mapa del área de estudio**

El mapa del área de estudio es la mayor ventana dentro de la interfaz gráfica de EPA SWMM 5.0. En esta ventana es donde se construye el esquema del sistema de drenaje que va a ser estudiado y donde se puede colocar una imagen de fondo (Backdrop) a modo de referencia (Concha, 2007).

- **Panel de navegación**

El panel de navegación, que se ubica al costado izquierdo dentro de la pantalla principal de SWMM 5.0, contiene dos fichas que pueden ser activadas por separado. Una de ellas es la ficha Data, bajo la cual se despliegan las diversas categorías de objetos disponibles en un proyecto de SWMM 5.0, y los nombres de los objetos individuales pertenecientes a la categoría actualmente seleccionada. Bajo la otra ficha, llamada Map, se encuentran propiedades que pueden ser activadas en el mapa del área de estudio cuando se ha realizado una simulación. Estas propiedades permiten destacar variables de algunos objetos en periodos de tiempo elegidos por el usuario (Concha, 2007).

- **Ventanas de edición de propiedades**

Se activan cuando el usuario desea ingresar o editar algunos valores de los parámetros que posee cada objeto. El contenido de cada ventana de edición depende del tipo de objeto que se desee editar (Concha, 2007).

2.3. Método de cálculo de SWMM

SWMM 5.0 es un programa hidrológico- hidráulico cuyas rutinas de cálculo se desarrollan sobre los principios de Conservación de la Masa y Conservación de la Cantidad de Movimiento para calcular caudales, niveles, velocidades, concentraciones, y otras variables de interés, sobre intervalos de tiempo discretos. Procesos tales como la escorrentía superficial, infiltración, propagación del flujo en la red, y el transporte de contaminantes, son simulados usando estos principios (Rodríguez, 2013).

2.3.1. Modelo hidrológico de SWMM. Modelo de depósitos no lineales para el flujo superficial.

La escorrentía superficial que se produce en cada Subcatchment es calculada por SWMM 5.0 asumiendo que cada subcuenca se comporta como un depósito no lineal. El modelo de depósito no lineal es un modelo “agregado” que aplica la ecuación de Conservación de la Masa y una ecuación tipo Onda Cinemática para calcular el caudal de escorrentía superficial a la salida de cada subcuenca. En este modelo de depósito se requieren diferentes datos dentro de los que destacan: el área en planta de la subcuenca, su ancho característico y la rugosidad superficial.

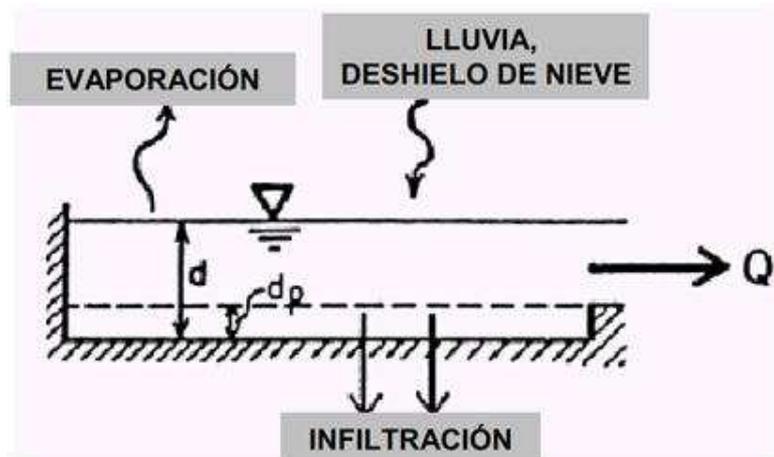


Figura 2.7. Esquema conceptual del fenómeno de escorrentía en SWMM

Fuente: (Granda, 2013)

2.3.1.1. Cálculo de la infiltración, (método del Número de la Curva o CN del NRCS).

La infiltración que se produce en cada subcuenca puede ser calculada usando uno de los tres métodos con que cuenta SWMM 5.0: 1- Método de Horton, 2- Método de Green-Ampt, y 3- Método del Número de Curva del NRCS (Rodríguez, 2013).

En esta investigación se emplea el Método del Número de Curva o CN del NRCS, por lo cual se asume que la capacidad total de infiltración del suelo puede encontrarse en una tabla de Números de Curva tabulados. Los parámetros de entrada para este método son el número de la curva, y el tiempo (en días) que tarda el suelo en secarse completamente partiendo de su estado de total saturación.

Los lectores interesados en el método del Número de la Curva pueden consultar USDA (1986), este es un método que está ampliamente difundido en gran parte de la literatura técnica especializada en temas de hidrología, por lo tanto no será difícil de encontrar para los lectores interesados.

En el anexo A4 se muestra la tabla A4.1 a partir de la cual se pueden seleccionar los valores de CN para cada subcuenca o área de drenaje de zonas urbanas.

2.3.2. Modelos hidráulicos de transporte

EPA SWMM 5.0 permite elegir entre tres diferentes metodologías de cálculo del flujo en la red de drenaje. La primera, denominada Steady Flow Routing, consiste en asumir que en cada intervalo de tiempo de cálculo las condiciones del flujo no cambian; es decir, se tiene flujo permanente. La segunda metodología es denominada Kinematic Wave (onda cinemática), y en esta se considera la variabilidad temporal del flujo. Este método resuelve la ecuación de Conservación de la Masa y una aproximación de la ecuación de Conservación de la Cantidad de Movimiento. El tercero de estos métodos consiste en la resolución de las ecuaciones completas de Saint Venant (Conservación de la Masa y Cantidad de Movimiento), denominado como método de la Onda Dinámica (Dynamic Wave). Este método es el físicamente más correcto, aunque demanda un mayor tiempo de proceso computacional (Rodríguez, 2013).

2.3.2.1. Modelo de Flujo Uniforme (Steady State Routing)

El modelo de flujo uniforme representa la forma más simple de representar el comportamiento del agua en el interior de los conductos. Para ello se asume que en cada uno de los incrementos de tiempo de cálculo considerados el flujo es uniforme. De esta forma el modelo simplemente traslada los hidrogramas de entrada en el nudo aguas arriba del conducto hacia el nudo final del mismo, con un cierto retardo y cambio en el aspecto del mismo. Para relacionar el caudal con el área y el nivel del agua en el conducto se emplea la ecuación de Manning (GMMF, 2005).

Este tipo de modelo hidráulico no puede tener en cuenta el almacenamiento de agua que se produce en los conductos, los fenómenos de resalto hidráulico, las pérdidas a la entrada y salida de los pozos de registro, el flujo inverso o los fenómenos de flujo presurizado. Solo puede utilizarse en sistemas ramificados, donde cada uno de los nudos tiene únicamente una línea hacia la que vierte sus aguas (a menos que el nudo sea un divisor en cuyo caso requiere de dos tuberías de salida). Este modelo de análisis es insensible al incremento de tiempo seleccionado y únicamente es apropiado para realizar análisis preliminares utilizando simulaciones continuas de escalas de tiempo grandes (GMMF, 2005).

2.3.2.2. Modelo de la Onda Cinemática (Kinematic Wave)

Este modelo hidráulico de transporte resuelve la ecuación de continuidad junto con una forma simplificada de la ecuación de cantidad de movimiento en cada una de las conducciones. Esta última requiere que la pendiente de la superficie libre del agua sea igual a la pendiente de fondo del conducto (GMMF, 2005).

El modelo de la onda cinemática permite que tanto el caudal como el área varíen tanto espacial como temporalmente en el interior del conducto. Esto origina una cierta atenuación y retraso en los hidrogramas de salida respecto de los caudales de entrada en los conductos. No obstante, este modelo de transporte no puede considerar efectos como el resalto hidráulico, las pérdidas en las entradas o salidas de los pozos de registro, el flujo inverso o el flujo presurizado, así como su aplicación está restringida únicamente a redes ramificadas (GMMF, 2005).

El modelo aplica dos tipos de simplificaciones: geométrica y de procesos. La primera consiste en aproximar la complejidad geométrica del flujo de agua superficial sobre una cuenca por medio de una cascada de segmentos simples, tales como planos de escurrimiento (flujo superficial) y segmentos de canal (flujo en canal), que en conjunto describen las características del drenaje. La segunda, consiste en despreciar los términos de inercia y de presión (Amancio, 2007).

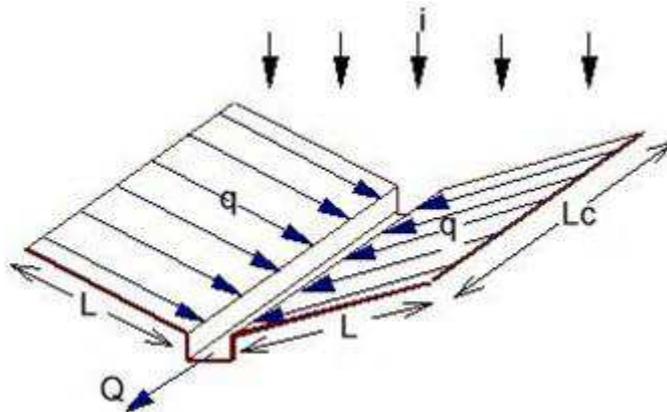


Figura 2.8. Esquema de una cuenca simple.

Fuente: (Amancio, 2007)

i : intensidad de lluvia en exceso.

L : longitud del flujo sobre el plano.

L_c : longitud del canal receptor.

q : caudal lateral específico (para un ancho unitario del plano).

Q : caudal a la salida de la cuenca.

2.3.3.3. Modelo de la Onda Dinámica (Dynamic Wave)

El modelo de transporte de la Onda Dinámica (Dynamic Wave Routing) resuelve las ecuaciones completas unidimensionales de Saint Venant y por tanto teóricamente genera los resultados más precisos. Estas ecuaciones suponen la aplicación de la ecuación de continuidad y de cantidad de movimiento en las conducciones y la continuidad de los volúmenes en los nudos (GMMF, 2005).

Con este tipo de modelo de transporte es posible representar el flujo presurizado cuando una conducción cerrada se encuentra completamente llena, de forma que el caudal que

circula por la misma puede exceder del valor de caudal a tubería completamente llena obtenido mediante la ecuación de Manning. Las inundaciones ocurren en el sistema cuando la profundidad (nivel o tirante) del agua en los nudos excede el valor máximo disponible en los mismos. Este exceso de caudal bien puede perderse o bien puede generar un estancamiento en la parte superior del nudo y volver a entrar al sistema de saneamiento posteriormente (GMMF, 2005).

El modelo de transporte de la Onda Dinámica puede contemplar efectos como el almacenamiento en los conductos, los resaltos hidráulicos, las pérdidas en las entradas y salidas de los pozos de registro, el flujo inverso y el flujo presurizado (GMMF, 2005).

La ecuación dinámica de Saint Venant se puede escribir como: (Herrero, s.f)

$$S = -\frac{\partial}{\partial x} \left(z + y + \frac{v^2}{2g} \right) - \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \quad (2.13)$$

Siendo:

S : la pendiente motriz,

x : la abscisa en la dirección del movimiento,

z : la cota del fondo,

y : el tirante,

v : la velocidad,

g : la aceleración de la gravedad,

t : el tiempo.

La ecuación de continuidad escrita por unidad de ancho sería: (Herrero, s.f)

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = 0 \quad (2.14)$$

En donde “ q ” representa el caudal específico o caudal por unidad de ancho.

SWMM emplea la ecuación de Manning para establecer la relación entre el caudal (Q) que circula por el encauzamiento, la sección del mismo (A), el radio hidráulico (Rh) y la pendiente (S). La ecuación en unidades del Sistema Internacional se expresa como:

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (2.15)$$

Donde n es el coeficiente de rugosidad de Manning.

En el caso del modelo de la onda dinámica la pendiente S se interpreta como la pendiente hidráulica del flujo, pendiente motriz o pérdida de energía por unidad de longitud (Herrero, s.f).

Como se ha comentado, el transporte de agua a través de los conductos y cauces representados en SWMM está gobernado por las ecuaciones de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento, tanto para el flujo gradualmente variado como para el flujo transitorio, y que son las ecuaciones de Saint Venant. En este caso se ha decidido resolver las ecuaciones con el modelo hidráulico de transporte de la onda dinámica (Herrero, s.f).

En la tabla A5.1 del anexo A5 se muestran las ecuaciones de momentum de la conservación de la masa que se utiliza en SWMM.

2.4. Representación del drenaje dual urbano mediante SWMM 5.1

Es posible realizar una aproximación a la modelización del drenaje dual utilizando EPA SWMM 5.0, considerando en el esquema de red las calles y colectores conectados entre sí por medio del sistema de captación y los pozos de registro. Las calles son representadas como una red de conductos de sección abierta, donde la sección transversal de cada conducto puede estar definida por todo el ancho de la calle o por la sección de la cuneta (Concha & Gómez, 2011).

A menudo las cunetas se encuentran en ambos lados de la calle, de acuerdo a la pendiente transversal de la calle, y en éstas se encuentran las rejillas de captación, las cuales suelen ir conectadas al mismo eje colector.

Esta situación es la que se propone en esta metodología, donde dos canales paralelos conectados al colector son necesarios para modelar la calle, tal como se muestra en la

figura 2.9. Los nodos correspondientes a la calle se deben situar en puntos donde existan cambios en la pendiente longitudinal, cambios en la geometría transversal de las cunetas, y donde se tengan estructuras de captación de la escorrentía. Cada par de nodos situados de forma consecutiva en uno de los canales de la red superficial definirá la longitud del objeto conducto, el cual representa un tramo de cuneta en EPA SWMM 5.0 (Concha & Gómez, 2011).

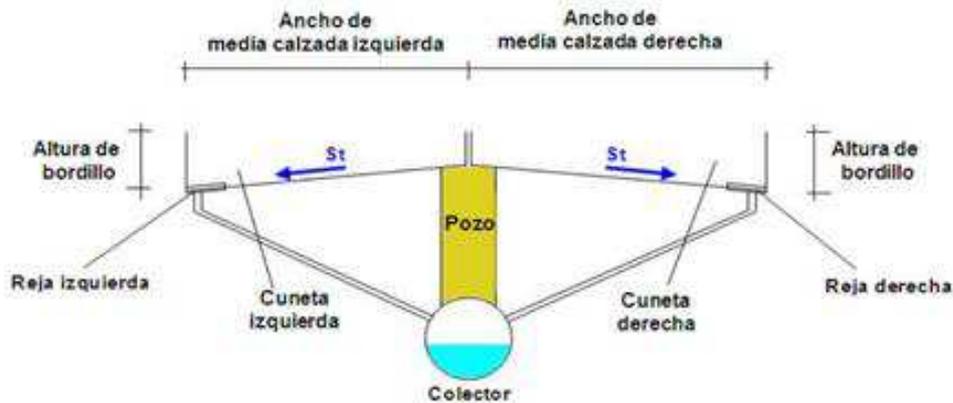


Figura 2.9. Consideración de dos canales superficiales paralelos, ambos de pendiente transversal de fondo St , conectados al mismo eje colector (vista transversal de la calle y del colector).

Fuente: (Concha & Gómez, 2011)

Como se ha descrito anteriormente, ante la ocurrencia de un evento de lluvia en una zona urbana, existen elementos del drenaje que permiten evacuar el escurrimiento producto de dicha lluvia. Estos elementos, de forma general para efectos prácticos y de modelación numérica se pueden clasificar en: tejados, calles, colectores, unión de colectores y elementos de captación (fuente y sumideros) (Aragón, 2013).

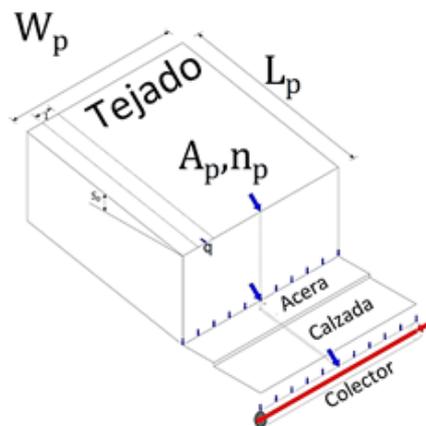


Figura 2.10. Geometría de un tejado y conexión con otros elementos del drenaje urbano.

Fuente: (Aragón, 2013)

El sistema de captación tiene un rol importante dentro de un sistema de drenaje dual urbano pues es donde se producen las transferencias de flujo bidireccional, el cual puede ser modelado utilizando ecuaciones tipo aliviadero u orificio, de tal forma que se asegure una restricción al flujo entre la red superficial y la red de colectores, en ambos sentidos (Concha & Gómez, 2011).

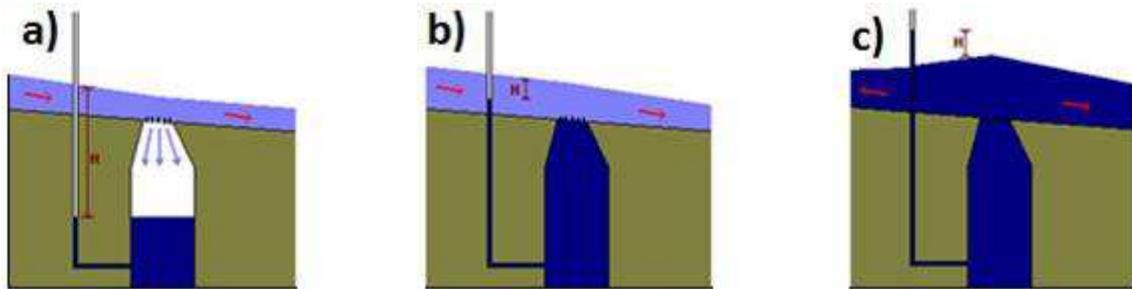


Figura 2.11. Casos básicos de flujo a través de un sumidero: a) descarga libre hacia el colector, b) descarga de flujo sumergido hacia el colector, y c) descarga desde el colector hacia la superficie.

Fuente: (Concha & Gómez, 2011)

Este tipo de formulación, considera que el flujo de intercambio es función del tirante de aproximación. Así, el caudal de intercambio para el caso “a” puede ser estimado mediante una formulación tipo vertedero para tirantes pequeños y una formulación tipo orificio para calados grandes. En el caso “b”, el flujo puede ser caracterizado con una formulación tipo orificio o tipo compuerta. Finalmente, para el caso “c” una ecuación tipo orificio es la más apropiada (Aragón, 2013).

- **Ecuaciones tipo aliviadero u orificio**

Las fórmulas tradicionales para estimar el caudal a través de un orificio Q_o y a través de un vertedero Q_v , respectivamente son: (Aragón, 2013)

$$Q_o = C_{do} \cdot A_{int} \sqrt{2gH} \quad (2.16)$$

$$Q_v = C_{dv} \cdot L_{int} \cdot H^n \quad (2.17)$$

Donde A_{int} es el área de captación, L_{int} la longitud de captación, H la carga hidráulica, C_{do} el coeficiente de descarga del orificio y C_{dv} el coeficiente de descarga del vertedero (Aragón, 2013).

Esta formulación presenta algunos inconvenientes, el primero relacionado con los valores de los coeficientes de descarga, ya que son complicados de determinar debido a la poca o nula existencia de datos experimentales específicos para estos elementos, por lo que normalmente valores entre 0.60-0.80 son recomendados para el coeficiente de descarga del orificio y 1.70-3.20 para el coeficiente de descarga del vertedero. Además, dado que los coeficientes de descarga son diferentes, necesitan ser acoplados de tal forma durante el cálculo, para asegurar transiciones suaves entre todos los casos (Aragón, 2013).

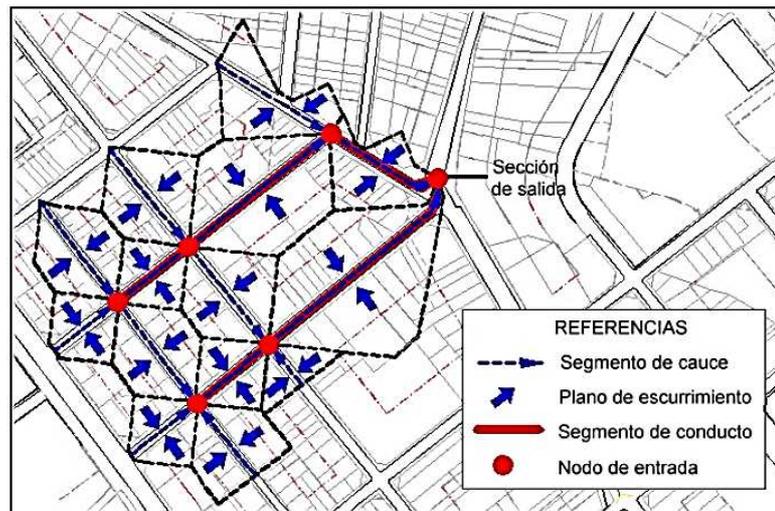


Figura 2.12. Esquematización de una cuenca urbana con drenaje dual.

Fuente: (Amancio, 2007)

CAPÍTULO 3

MODELOS DE SIMULACIÓN HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO DE LA RED DE DRENAJE PLUVIAL FUTURO DE LA CIUDAD DE CHONE.

CAPÍTULO 3. MODELOS HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL FUTURO DE LA CIUDAD DE CHONE.

3.1. Descripción general y características de la zona de estudio.

La ciudad de Chone, cabecera del cantón del mismo nombre y perteneciente a la provincia Manabí cuenta con una población urbana de 52810 habitantes, tiene una superficie aproximada de 832 ha y se encuentra emplazada en una planicie con una cota media de unos 14 msnmm, cerca de la confluencia de los tres principales tributarios del río Chone: ríos Grande, Mosquito y Garrapata, ver figura 3.1 (Cabrera, et al., 2016).

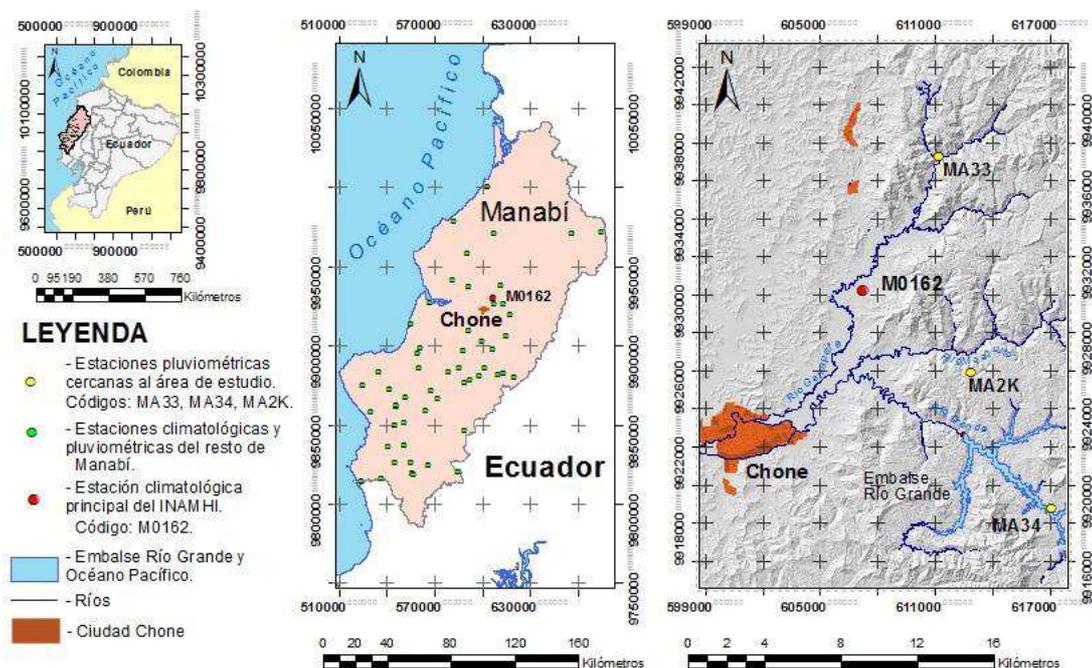


Figura 3.1. Ubicación de la ciudad de Chone (área de estudio). Estación climatológica principal del INAMHI, código M0162.

Fuente: (Cabrera et al., 2016)

Como se ha dicho con anterioridad, uno de los principales problemas que ha aquejado a la ciudad ha sido las continuas inundaciones provocadas por la falta de regulación de los sistemas fluviales y el mal estado en que se encuentra la red de drenaje pluvial, la que acorde con (GAD Chone, 2015) cubre un poco menos de la mitad de la población en la ciudad de Chone (56.18 % de la zona urbana), y en esta misma fuente se plantea que cumplió su vida útil.

Con relación al alcantarillado pluvial en (Macías, 2014) se presenta el desarrollo de un Plan maestro hidrosanitario – pluvial Chone, donde se incluye el diseño de una red futura de alcantarillado pluvial de la ciudad, que aún no se construye.

Si bien es importante el proyecto con las soluciones de ingeniería y mucho más su construcción, los autores consideran vital que los especialistas encargados del funcionamiento del sistema cuenten con un modelo de simulación de la hidrodinámica de la red, y como parte esencial de este modelo es necesario conocer los posibles eventos de lluvias intensas a los que puede estar expuesto el sistema, para lo cual se define el siguiente epígrafe.

3.2. Procesamiento de los datos de precipitaciones máximas para la ciudad de Chone.

3.2.1. Procesamiento inicial de datos, serie de trabajo.

En la figura 3.1 se muestra la red de estaciones meteorológicas con que cuenta Manabí, y que son administradas por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI del Ecuador. Esta institución publica en su página web (de uso público) los llamados Anuarios meteorológicos en los que aparece información de cada una de las estaciones desde el año 1990 hasta el 2012.

Después de analizar los datos de los registros del INAMHI se pudo concluir que la mayoría de los equipos cercanos al área de estudio presentaban una gran cantidad de años con déficit de datos, este es el caso de las estaciones MA33, MA2K y MA34, ver figura 3.1. Afortunadamente la estación climática M0126 cuenta con registros pluviométricos que acopian más de 20 años de mediciones y con estos datos se comenzó el trabajo.

En la tabla 3.1 se colocan los valores de lluvia del día que más llovió en cada uno de los meses desde el año 1990 hasta el 2012. Los valores subrayados no existían en los registros y fueron rellenados para lo cual se aplicó un promedio entre sus similares de todos los años con datos. En la última columna aparece la serie de trabajo que está conformada por los valores más grandes de cada año.

Tabla 3.1: Serie de valores de lluvia máxima mensual de la estación climatológica M0126, período 1990- 2012, 23 años.

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Serie
1990	<u>46.4</u>	<u>71.3</u>	<u>62.1</u>	<u>45.0</u>	<u>23.6</u>	<u>12.0</u>	25.0	0.0	0.5	1.9	1.0	18.0	71.3
1991	27.1	73.6	40.1	22.1	4.4	5.8	0.4	3.3	0.3	0.3	11.1	12.9	73.6
1992	26.3	39.8	45.5	80.4	43.5	5.1	9.1	0.7	0.9	1.2	0.2	14.9	80.4
1993	27.4	80.6	131.7	50.3	5.4	46.3	3.8	1.2	0.9	9.4	<u>13.0</u>	9.1	131.7
1994	28.1	113.8	49.1	66.3	59.3	8.2	0.3	0.6	0.2	8.6	3.6	47.6	113.8
1995	36.8	132.5	27.2	16.7	18.5	8.5	5.8	4.3	0.7	1.5	0.9	15.9	132.5
1996	45.9	34.8	52.8	51.1	2.2	0.7	1.1	0.8	0.4	0.8	0.3	2.4	52.8
1997	31.4	90.1	69.8	52.3	10.5	33.6	13.9	60.7	24.9	23.1	130.0	133.2	133.2
1998	70.7	143.9	101.4	66.9	80.0	74.0	56.0	7.3	13.9	0.4	5.5	0.6	143.9
1999	79.9	100.1	42.3	51.5	9.1	1.5	1.4	1.2	4.5	11.5	8.1	10.8	100.1
2000	18.1	53.8	58.0	36.6	45.9	5.9	0.8	0.3	1.7	0.9	0.3	8.4	58
2001	133.6	84.6	140.6	34.6	5.7	0.7	1.5	0.6	0.5	0.5	1.1	7.4	140.6
2002	54.9	48.7	70.8	73.9	18.9	13.5	2.7	4.7	3.5	15.9	3.3	37.3	73.9
2003	37.5	53.5	23.9	10.9	27.3	4.8	1.6	1.0	0.2	2.0	9.8	58.1	58.1
2004	32.0	91.8	99.4	7.6	14.2	9.5	0.8	0.5	3.9	5.7	0.4	30.0	99.4
2005	34.2	43.5	25.2	77.3	1.9	0.3	0.3	0.2	0.6	1.0	0.7	41.3	77.3
2006	100.5	47.0	112.3	6.6	13.7	9.4	0.6	9.1	17.8	0.8	40.5	2.1	112.3
2007	30.5	58.0	66.4	81.4	14.4	5.5	6.7	1.4	0.2	3.8	3.9	9.2	81.4
2008	44.2	55.4	32.7	33.5	9.2	2.5	18.6	5.1	2.7	4.7	<u>13.0</u>	<u>25.5</u>	55.4
2009	53.9	29.0	41.5	35.4	19.2	5.8	0.5	23.1	29.1	<u>4.9</u>	0.0	11.9	53.9
2010	27.6	52.0	56.8	<u>45.0</u>	58.4	2.5	9.5	2.2	1.0	0.5	2.5	51.9	58.4
2011	33.2	<u>71.3</u>	21.6	60.1	2.9	8.6	24.2	2.3	0.3	<u>4.9</u>	<u>13.0</u>	<u>26.2</u>	71.325
2012	<u>46.4</u>	<u>71.3</u>	56.3	20.2	54.9	10.6	1.8	1.9	0.2	0.9	7.3	<u>26.2</u>	71.325

Fuente: (Cabrera et al., 2016)

3.2.2. Análisis de homogeneidad de la serie de trabajo.

En la figura 3.2 se nota que la gráfica de simple masa tiene un comportamiento uniforme por lo que en principio la serie es homogénea, ver epígrafe 2.1.3.1.

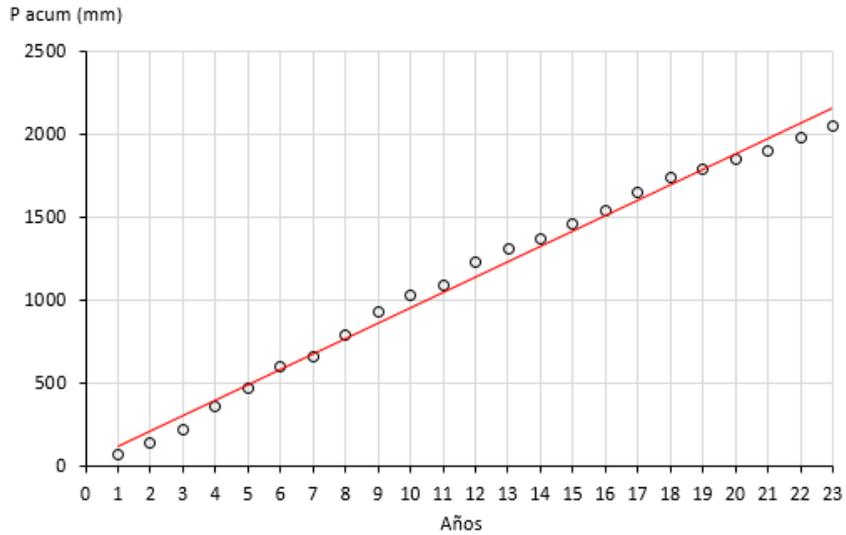


Figura 3.2. Curva de simple masa de la serie de trabajo.

Fuente: (Cabrera et al., 2016).

Posteriormente se le aplica el Test de Student a la serie para cumplir con la fase confirmatoria y poder garantizar la homogeneidad.

Tabla 3.2: Tabla de aplicación del test de Student.

Nro	Años	Serie	Nombres	Subseries	Media	V
1	1990	71.3		71.3		
2	1991	73.6		73.6		
3	1992	80.4		80.4		
4	1993	131.7		131.7		
5	1994	113.8	Subserie A	113.8	99.21	1116.94
6	1995	132.5		132.5		
7	1996	52.8		52.8		
8	1997	133.2		133.2		
9	1998	143.9		143.9		
10	1999	100.1		100.1		
11	2000	58		58		
12	2001	140.6		140.6		
13	2002	73.9		73.9		
14	2003	58.1		58.1		
15	2004	99.4		99.4		
16	2005	77.3		77.3		
17	2006	112.3	Subserie B	112.3	79.446	683.44
18	2007	81.4		81.4		
19	2008	55.4		55.4		
20	2009	53.9		53.9		
21	2010	58.4		58.4		
21	2011	71.325		71.325		
23	2012	71.325		71.325		

Fuente: (Cabrera et al., 2016).

Considerando estos valores y teniendo en cuenta lo expresado en el anexo A1, se pueden obtener los siguientes valores de la tabla 3.3.

Tabla 3.3: Resultados finales del test de Student.

V_p	T	γ	$T_{crítico}$
889.87	1.58	20	1.725

Fuente: (Cabrera et al., 2016).

Con lo que se puede concluir que acorde con este test también la serie es homogénea ya que $T \leq T_{crítico}$.

3.2.3. Comprobación del ajuste de la serie de trabajo a la función teórica de probabilidad Gumbel.

Para verificar si es correcto ajustar la serie de trabajo a la función Gumbel se emplea la prueba de bondad de Smirnov Kolmogorov, discutida en la sección 2.1.3.2.

Tabla 3.4: Tabla de cálculo de la prueba de Smirnov Kolmogorov.

Nro	Año	Serie original	Prob empírica	Serie ordenada	$F(x_T)$	$1 - F(x_T)$	$\Delta calc$
1	1990	71.3	0.042	143.9	0.9446	0.0554	0.014
2	1991	73.6	0.083	140.6	0.9367	0.0633	0.020
3	1992	80.4	0.125	133.2	0.9149	0.0851	0.040
4	1993	131.7	0.167	132.5	0.9125	0.0875	0.079
5	1994	113.8	0.208	131.7	0.9096	0.0904	0.118
6	1995	132.5	0.250	113.8	0.8193	0.1807	0.069
7	1996	52.8	0.292	112.3	0.8088	0.1912	0.100
8	1997	133.2	0.333	100.1	0.7030	0.2970	0.036
9	1998	143.9	0.375	99.4	0.6957	0.3043	0.071
10	1999	100.1	0.417	81.4	0.4644	0.5356	0.119
11	2000	58	0.458	80.4	0.4496	0.5504	0.092
12	2001	140.6	0.500	77.3	0.4027	0.5973	0.097
13	2002	73.9	0.542	73.9	0.3508	0.6492	0.108
14	2003	58.1	0.583	73.6	0.3462	0.6538	0.070
15	2004	99.4	0.625	71.325	0.3116	0.6884	0.063
16	2005	77.3	0.667	71.325	0.3116	0.6884	0.022
17	2006	112.3	0.708	71.325	0.3116	0.6884	0.020
18	2007	81.4	0.750	58.4	0.1359	0.8641	0.114
19	2008	55.4	0.792	58.1	0.1326	0.8674	0.076
20	2009	53.9	0.833	58	0.1314	0.8686	0.035
21	2010	58.4	0.875	55.4	0.1043	0.8957	0.021
21	2011	71.325	0.917	53.9	0.0901	0.9099	0.007
23	2012	71.325	0.958	52.8	0.0805	0.9195	0.039

Fuente: (Cabrera et al., 2016).

En la columna 4 de la tabla 3.4 se ubican los valores de probabilidad empírica siguiendo la expresión de Weibull, ver el anexo A2. En la columna 5 se ordena la serie de forma descendente. En la columna 6 se calcula la probabilidad $F(x_T)$ que responde a la ecuación 2.4 y en la séptima se transforma la probabilidad a sobrepaso. Restando ambas probabilidades se obtienen los valores de $\Delta calc$, el mayor de estos valores es 0.12.

De la tabla de Kolmogorov, anexo A2, con un nivel de significancia $\alpha = 0.05$ y grado de libertad $\gamma = 20$ se obtiene $\Delta_{K_Crítico} = 0.28$, luego la serie se ajusta a la función teórica de probabilidades Gumbell.

3.2.4. Obtención de las curvas de intensidad – frecuencia y duración IFD para la estación M0162 y de hietogramas de trabajo.

En esta sección se presentan los pasos más importantes para la creación de las curvas IFD para la estación M0162.

3.2.4.1. Cálculo de las Precipitaciones Máximas Probables para diferentes frecuencias y evento de 24 horas de duración.

La media y desviación estándar de la serie de trabajo son $\bar{x} = 88.90$ y $S = 30.844$, respectivamente; con estos valores y evaluando en las ecuaciones 2.5 y 2.6 se obtienen $\alpha = 24.049$ y $u = 75.018$. Con estos valores se elabora la tabla 3.5.

Tabla 3.5: Tabla de cálculos para la obtención de las Precipitaciones Máximas Probables para distintas frecuencias y evento de 24 horas de duración.

Período de retorno	Variable reducida	Precipitación (mm)	Probabilidad de ocurrencia	Corrección intervalo
T (años)	y_T	x_T	$F(x_T)$	x_T
2	0.367	83.830	0.500	94.730
5	1.500	111.090	0.800	125.530
10	2.250	129.135	0.900	145.920
25	3.199	151.940	0.960	171.690
50	3.902	168.850	0.980	190.810
100	4.600	185.640	0.990	209.780
500	6.214	224.447	0.998	253.630

Fuente: (Cabrera et al., 2016).

En la primera columna se colocan los períodos de retorno más empleados en estudios hidrológicos máximos. En la segunda columna se evalúa la ecuación 2.11, mientras que en la columna 3 se aplica la expresión 2.12. En la columna 4 se calcula la probabilidad de ocurrencia de esta lluvia con esa recurrencia y para eso se aplica la expresión 2.10. Finalmente se realiza una corrección a los valores de x_T calculados para lo cual se multiplican estos valores por 1.13, ver HidrojING (2013).

Una vez obtenidos estos resultados se aplican los coeficientes de las tablas 2.1 y 2.2 a los valores de x_T obtenidos para 24 horas con el objetivo de obtener estas lluvias probables pero para duraciones diferentes a las 24 horas, ver tabla 3.6.

Tabla 3.6: Tabla de cálculos para la obtención de las Precipitaciones Máximas Probables para eventos lluviosos de distintas frecuencias y duraciones.

Duración de la lluvia			Coefic	Valores de Precipitación máxima probable P (mm) en función de T y de la duración de los aguaceros.						
(min)	(hr)	(días)		2	5	10	25	50	100	500
60	1	0.04	0.3	28.42	37.66	43.78	51.51	57.24	62.93	76.09
120	2	0.08	0.39	36.94	48.96	56.91	66.96	74.41	81.81	98.91
180	3	0.13	0.46	43.58	57.74	67.13	78.98	87.77	96.50	116.67
240	4	0.17	0.52	49.26	65.28	75.88	89.28	99.22	109.09	131.89
300	5	0.21	0.57	54.00	71.55	83.18	97.86	108.76	119.57	144.57
360	6	0.25	0.61	57.79	76.57	89.01	104.73	116.39	127.97	154.71
480	8	0.33	0.68	64.42	85.36	99.23	116.75	129.75	142.65	172.47
720	12	0.50	0.8	75.78	100.43	116.74	137.35	152.64	167.82	202.90
1080	18	0.75	0.91	86.20	114.23	132.79	156.24	173.63	190.90	230.80
<i>1440</i>	<i>24</i>	<i>1</i>	<i>1</i>	<i>94.73</i>	<i>125.53</i>	<i>145.92</i>	<i>171.69</i>	<i>190.81</i>	<i>209.78</i>	<i>253.63</i>
2880	48	2	1.32	125.04	165.70	192.62	226.63	251.86	276.91	334.79
4320	72	3	1.63	154.41	204.62	237.86	279.86	311.01	341.94	413.41
5760	96	4	1.85	175.25	232.23	269.96	317.63	352.99	388.09	469.21
7200	120	5	2.05	194.20	257.34	299.14	351.97	391.15	430.05	519.93
8640	144	6	2.22	210.30	278.68	323.95	381.15	423.59	465.71	563.05
10080	168	7	2.38	225.46	298.76	347.30	408.62	454.12	499.28	603.63

Fuente: (Cabrera et al., 2016).

Obsérvese en la tabla 3.6 que los valores de la fila con letras cursivas corresponden a la tabla 3.5 en donde la duración del aguacero es 24 horas.

3.2.4.2. Obtención de las curvas de intensidad – frecuencia y duración IFD para la estación M0162.

Como se dijo en la sección 2.1.4, si se dividen los valores de lluvia probable anteriores por su duración se obtienen las intensidades y graficando estos valores se obtienen las curvas IFD. Esto se realiza en la tabla A6.1 del anexo 6 donde aparecen los valores que le dan sustento a las curvas IFD de la figura 3.3.

Estas curvas fueron ajustadas siguiendo varios de los modelos expresados en la tabla 2.3 decidiéndose finalmente por la expresión de Bernard la que aparece en la figura 3.3 así como los valores que toman cada uno de los parámetros K , m , n para cada período de retorno.

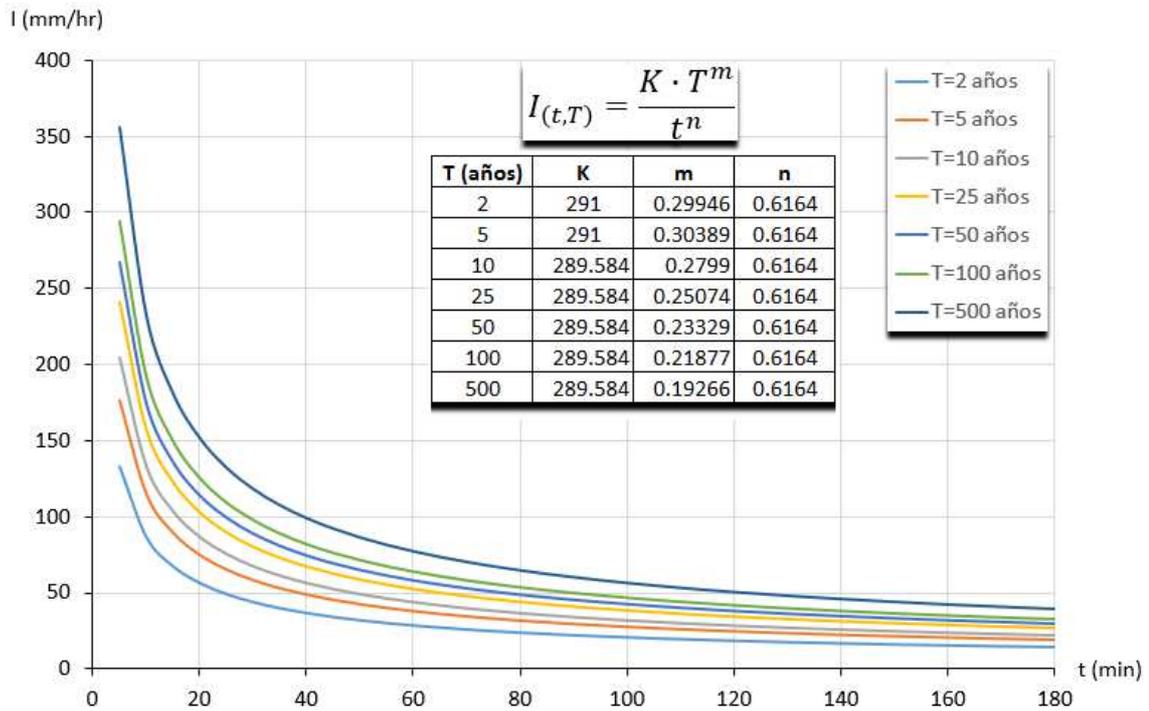


Figura 3.3. Curvas de Intensidad-frecuencia-duración IFD para la estación climatológica M0162.

Fuente: (Cabrera et al., 2016).

3.2.4.3. Obtención de hietogramas de trabajo.

Los hietogramas que se emplearán en este trabajo serán los correspondientes a aguaceros de una hora de duración y períodos de retorno de 10, 25 y 100 años. Estos fueron obtenidos por medio de la metodología expuesta en el epígrafe 3.1.5.1, en el anexo A7 se presentan las tablas A7.1, A7.2 y A7.3, con todos los cálculos y explicaciones. En la figura 3.4 se presentan los hietogramas de forma gráfica.



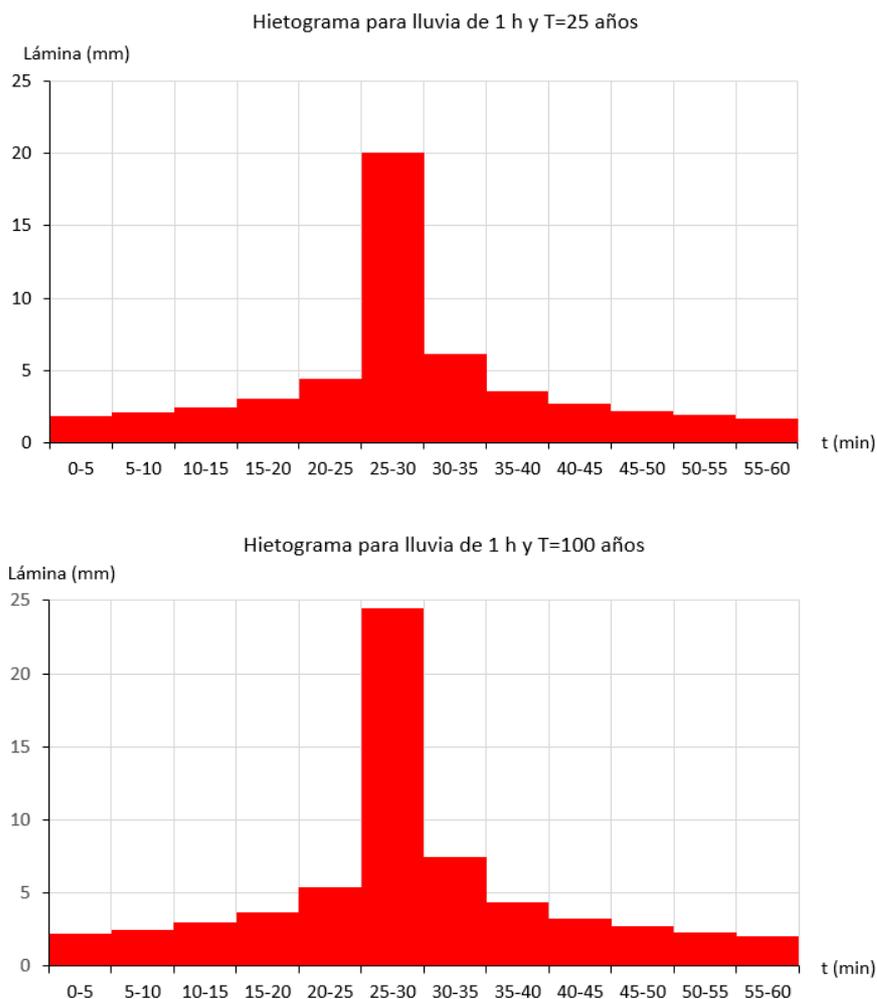


Figura 3.4. Hietogramas de lluvias de una hora y períodos de retorno T=10, 25 y 100 años.

Fuente: (Cabrera et al., 2016).

3.3. Creación del modelo de simulación del sistema futuro de drenaje pluvial de Chone.

A continuación se detallan los pasos seguidos para construir el modelo general de la red de drenaje pluvial de la ciudad de Chone.

3.3.1. Procedimiento para la elaboración del modelo general de la red de drenaje pluvial de la ciudad de Chone en el software SWMM 5.1.

Paso 1: Recopilación, procesamiento y análisis de todos los datos e información del proyecto de la red de drenaje pluvial de Chone.

Una gran parte de la información espacial referente a la red del proyecto fue suministrada por el GAD Chone, toda en formato vectorial shape *.shp, con lo cual se

pudo elaborar mapas en ArcGIS 10.3 (plataforma SIG fundamental empleada en la investigación).

En la figura 3.5 se muestra la planimetría, sistema fluvial y trazado de la red de drenaje pluvial futura de la ciudad de Chone. En el caso de la red de drenaje se destacan los puntos de vertido o de descarga al río, estos son 17 puntos de descarga directa al río (denominados con las letras DES y un consecutivo numérico) y 2 puntos de descarga a depósitos donde existen estaciones de bombeo (denominados con las letras EB y un consecutivo numérico) que evacúan el agua al río.

En las siguientes tablas se muestra los metros de tuberías (con sus diámetros) que han sido definidas en el proyecto, todas son de PVC y en el anexo A8 se muestra un mapa con la distribución espacial de las tuberías y sus diámetros.

Tabla 3.7: Longitud de tuberías del proyecto acorde a sus diámetros.

Diámetro de las tuberías (mm)								
200	250	300	350	400	450	500	600	700
Longitud (m)								
1511	4894	13425	180	7847	82	3096	4415	2877

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.8: Longitud de tuberías del proyecto acorde a sus diámetros (continuación)

Diámetro de las tuberías (mm)						
762	800	900	914	1050	1067	1219
Longitud (m)						
883	3620	1560	347	3694	1330	1331

Fuente: Elaboración propia

Por otra parte en el anexo A9 se pueden observar las subcuencas que definen o delimitan las áreas de drenaje en la ciudad.

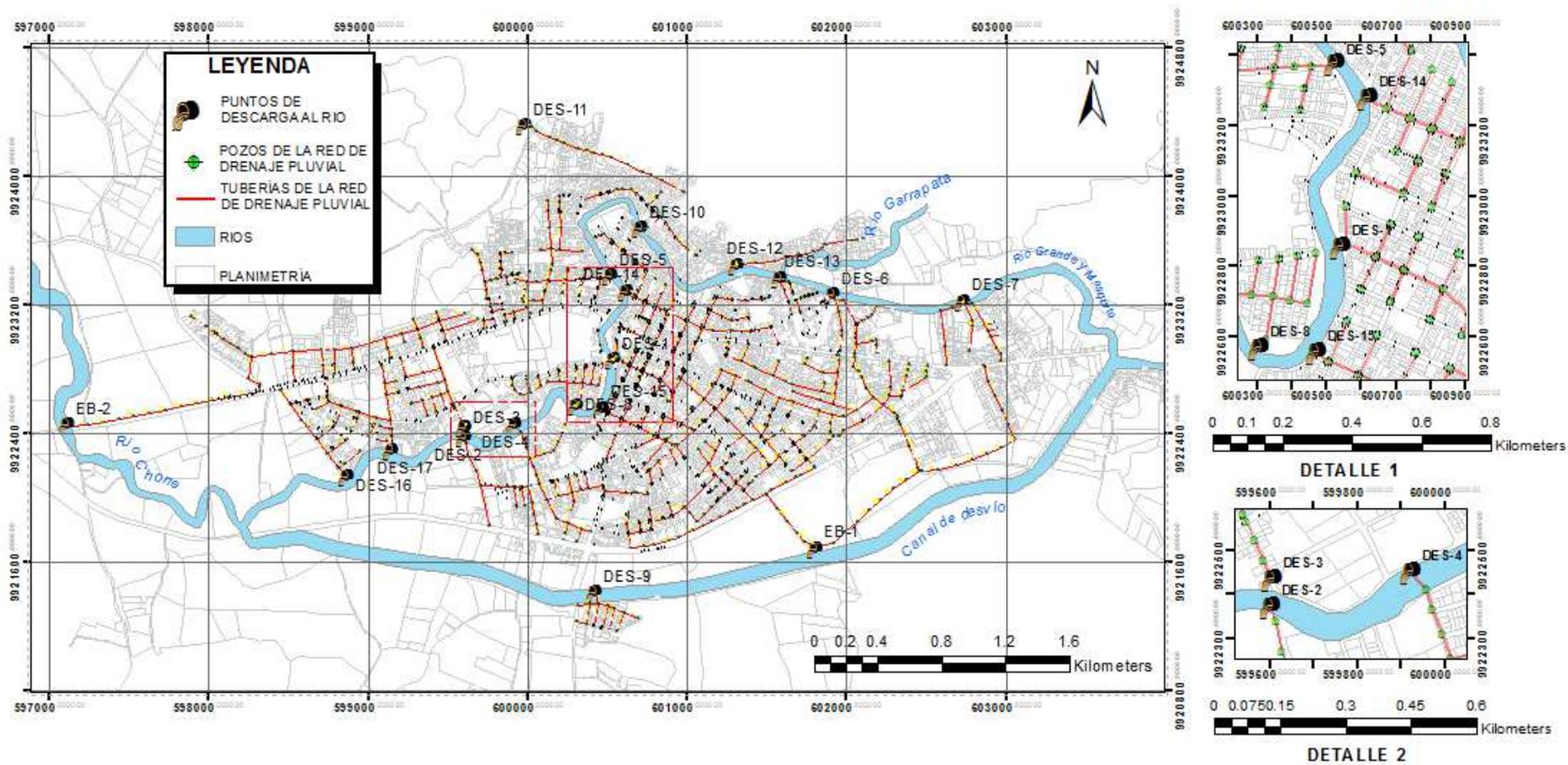


Figura 3.5. Red de drenaje pluvial futura de la ciudad de Chone.

Fuente: Elaboración propia.

Paso 2: Delimitación de las áreas de drenaje (por manzanas) y su correspondiente asociación a pozos de drenaje.

Esta es una tarea que se realizó en ArcGIS 10.3 con la ayuda de orto imágenes suministradas por el GAD Chone y teniendo en cuenta las ubicaciones de los pozos y pendientes de las calles, ver figura 3.6.

En la figura A10.1 del anexo A10 se puede observar un plano con las 2222 áreas de drenaje que serán introducidas en SWMM y de la cuales se generará el escurrimiento hacia el sistemas de alcantarillado.



Figura 3.6. Polígonos que representan áreas de drenaje hacia los pozos de la red.

Fuente: Elaboración propia

Paso 3: Establecimiento de parámetros: Cálculo de las áreas de aportación mediante la tabla de atributo de (ArcMap) y asignación del CN número de la curva a cada área, calles y de cuadras.

Básicamente son tres parámetros los que se introducen desde ArcGIS a cada polígono (área de drenaje), el primero es el área, que es obtenida por un procedimiento básico del SIG con la tabla de atributos del tema, el segundo es el % de área impermeable, este puede ser obtenido con la ayuda de las ortoimágenes, por ejemplo el valor de dicho parámetro para las áreas definidas en las avenidas es 100%, ya que prácticamente toda el agua que cae sobre los pavimentos se convierte en escurrimiento directo, al resto se les colocó el valor 25%.

El último es el valor de CN a cada polígono, para lo cual se empleó la tabla A1.4 del anexo 4 y también la tabla correspondiente que se publica en la ayuda del programa SWMM 5.1 que tiene la misma fuente (USDA, 1986). Para el uso de estas tablas se empleó el grupo hidrológico B, esta decisión se sustenta en la relación que presentan los grupos hidrológicos con la textura del suelo, en este caso Chone se encuentra en suelo clasificado como de textura media y por tal motivo el grupo hidrológico que le corresponde es el B, ver (Clavijo, Peñaherrera & Andrade, 2013).

En el mapa de la figura A10.1 del anexo A10 se puede ver la distribución espacial de los valores de CN (por rangos). Véase que en las avenidas y calles pavimentadas el valor de CN se encuentra en el rango 91-100 mientras que dentro de las manzanas del centro el rango predominante es 71-80, la otra zona que destaca es la de las manzanas de áreas más rurales que se encuentran en un rango de 61-70. Este mapa brinda una clara idea del aporte de escorrentía superficial de las zonas, toda vez que los valores más altos del parámetro CN indican mayor generación de escorrentía directa.

Paso 4: Importación de archivos *.shp hacia el programa (Autodesk Storm and Sanitary Analysis ASSA), y exportación desde este hacia el programa definitivo SWMM 5.1.

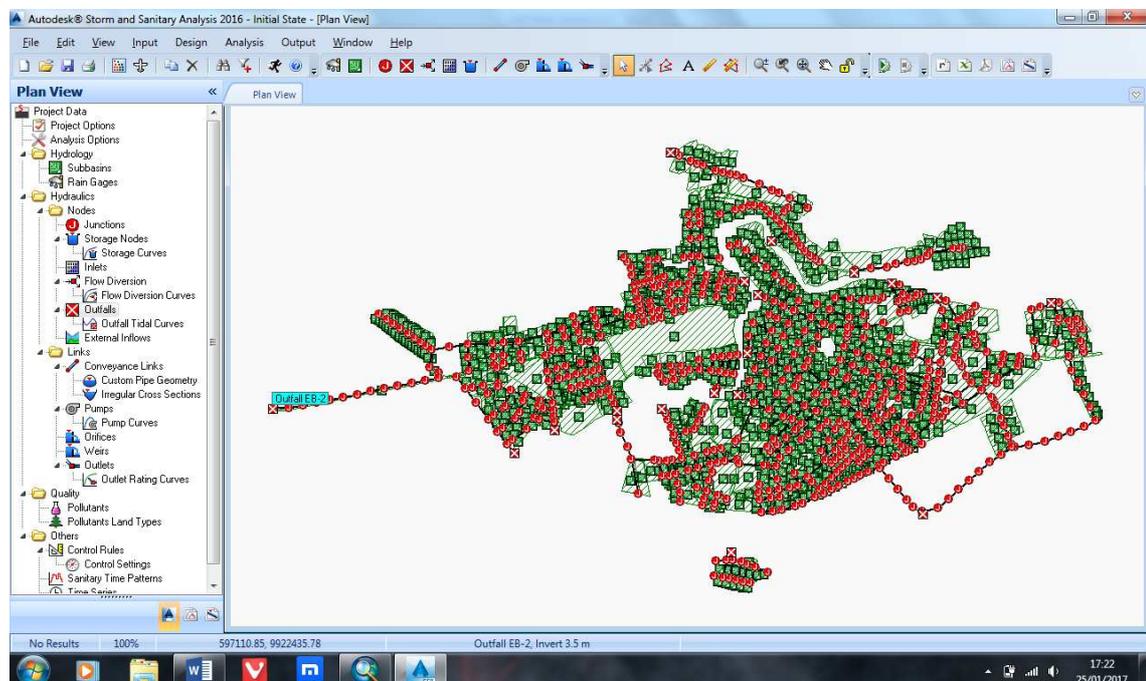


Figura 3.7. Modelo de la red de drenaje pluvial en el programa ASSA.

Fuente: Elaboración propia

En este paso del procedimiento se usa el programa Autodesk Storm and Sanitary Analysis ASSA para transformar la información espacial que se necesita para el modelo en el programa SWMM 5.1. Estos datos son: Tuberías, Pozos y subcuencas (áreas de drenaje). Primeramente se cargan los ficheros *.shp provenientes de ArcGIS de la información anterior, esto se hace con la opción *File/Import/GIS import...*. En el anexo A.11 se puede consultar el proceso de cargado de esta información, una vez cumplimentado se tiene el modelo en ASSA, ver la figura 3.7.

Seguidamente se exporta la red hacia el programa SWMM 5.1 por medio de *File/Export/EPA SWMM v5.x File... en formato *.inp*.

Paso 5: Creación de las series temporales mediante datos de los hietogramas y su asociación a pluviómetros.

En este punto ya se tiene el modelo de la red en SWMM 5.1 y se crean series temporales de los hietogramas como se ilustra en la figura 3.8 y después se le asocian a los objetos pluviómetros que deben ser creados.

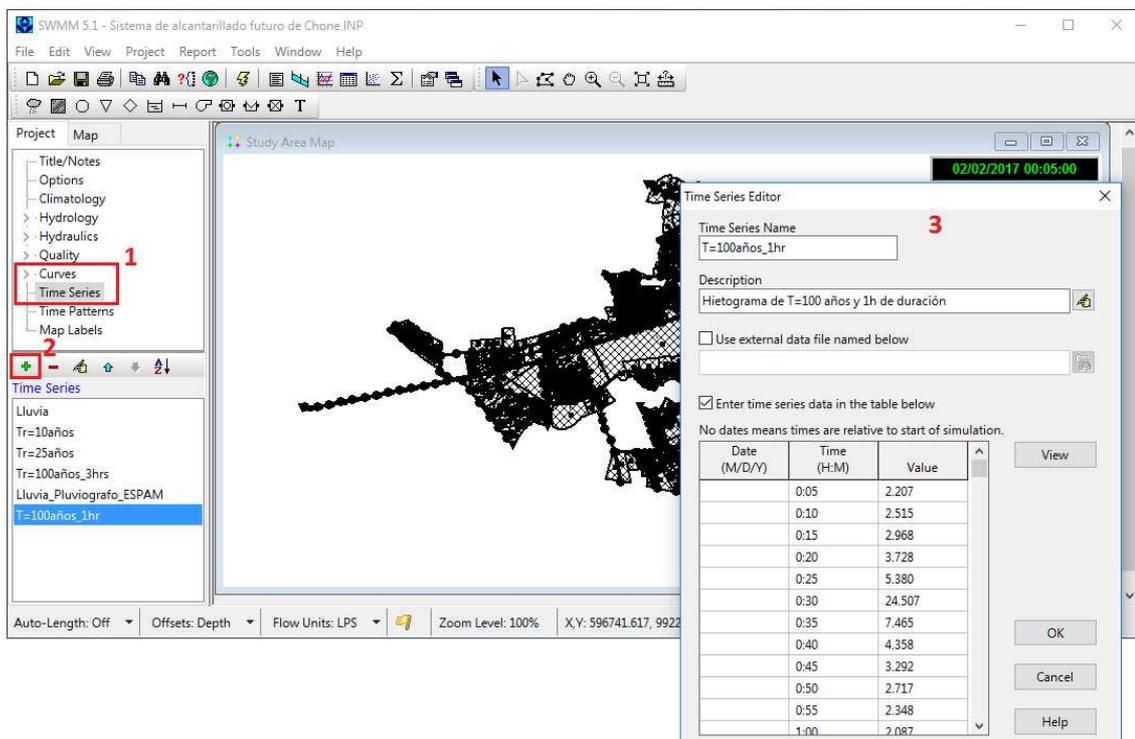


Figura 3.8. Definición de serie temporal de hietogramas en SWMM 5.1.

Fuente: Elaboración propia

Primeramente se selecciona *Time Series* de la opción *Curves* en la pestaña *Project*. Posteriormente se van agregando (una a la vez) las series temporales correspondientes a los hietogramas, en el botón marcado con 2 en la figura 3.8. Finalmente se introducen los datos de la curva en la ventana *Time Series Editor*, esta curva se puede introducir directamente (como el ejemplo mostrado) o puede ser entrada por medio de un fichero, ver la opción *help*.

Una vez definidas las series temporales se introduce un objeto Pluviómetro en una parte del mapa del área de estudio, esto se hace por medio del botón *Add a rain gage* de la barra de herramientas *Object*. Automáticamente se crea el Objeto *Rain Gage-1* que puede observarse seleccionando la opción *Rain Gages* de *Hydrology* de la pestaña *Project*, ver figura 3.9.

Obsérvese que el formato de lluvia que se define es “*Intensity*”, intervalo de tiempo de 5 minutos, se debe definir el nombre de la serie, en este caso “T=100años_1hr”, y las unidades de la lluvia son milímetros, ver figura 3.9.

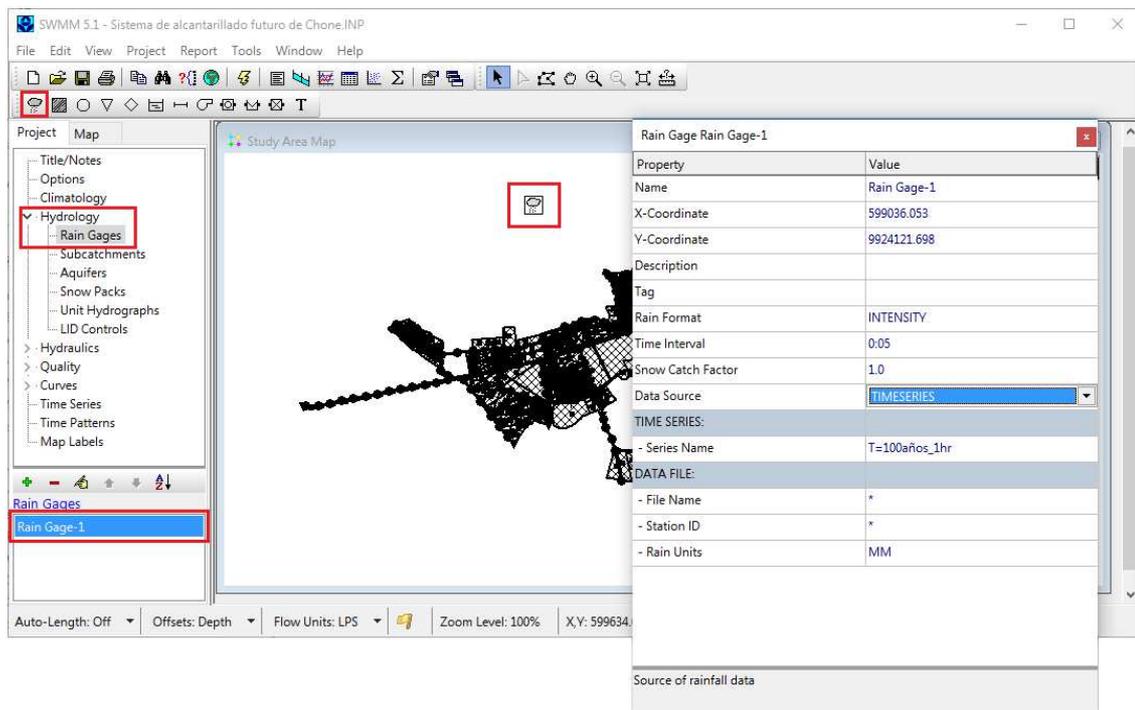


Figura 3.9. Definición del objeto pluviómetro y entrada de sus datos.

Fuente: Elaboración propia

Paso 6: Asociación de los datos de precipitación a las subcuencas y conexión de las mismas a pozos del sistema de drenaje

Aquí se debe realizar la interconexión de las subcuencas a los pozos así como la asociación del pluviómetro a las subcuencas.

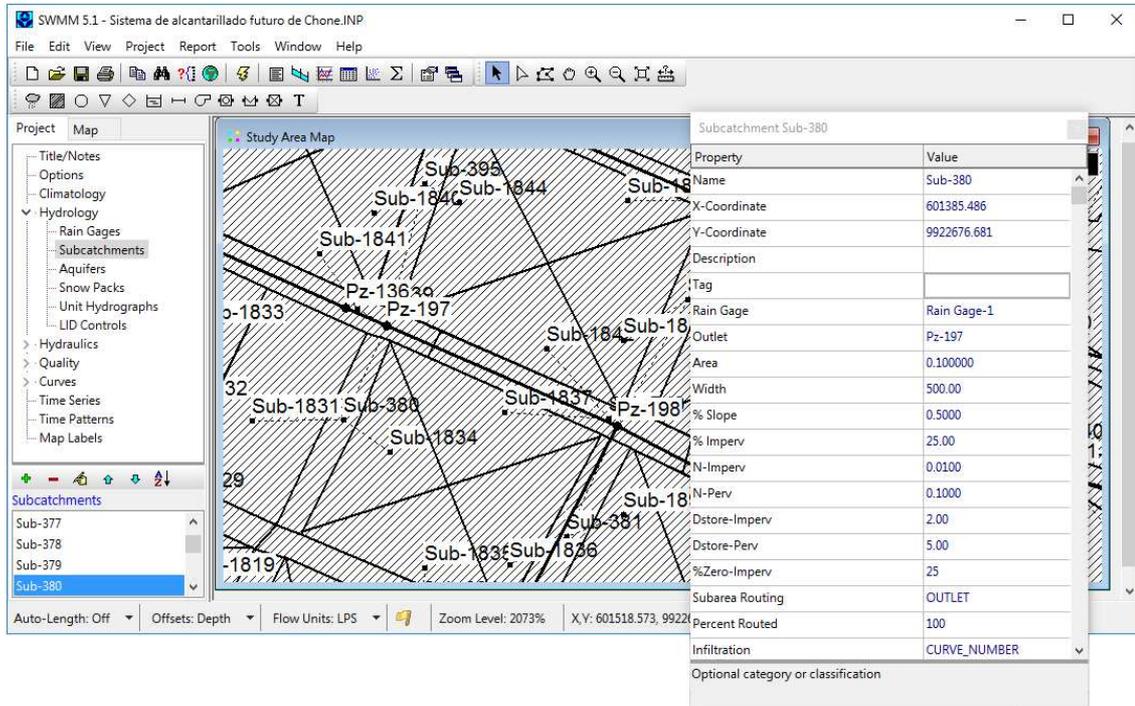


Figura 3.10. Definición del objeto pluviómetro y entrada de sus datos.

Fuente: Elaboración propia

En la figura 3.10 se tiene una porción del área de estudio (apenas una dos manzanas), obsérvese que se encuentra seleccionada la subcuenca “**Sub-380**”. En este modelo a todas las subcuencas se les asoció el pluviómetro **Rain Gage-1**, el valor **Outlet** significa el objeto hacia donde irá todo el flujo que se produzca en esa subcuenca, en ese caso hacia el pozo **Pz-197** que se puede observar en la figura 3.10. En la opción **Outlet** también se puede seleccionar otra subcuenca, eso significaría que el escurrimiento de una subcuenca pasa a otra, lo cual es muy lógico en algunos casos, por ejemplo, las subcuencas **Sub-1831** y **Sub-1834** (que representan zonas internas dentro de una manzana) tienen como valor **Outlet** a la subcuenca **Sub-380** que representa una avenida y como se dijo anteriormente esta es la que transmite el caudal al pozo.

Se define un promedio de pendiente superficial % Slope = 0.5%, también valores del coeficiente de rugosidad de Manning $n = 0.01$ y $n = 0.1$ para las zonas impermeables y permeables de las subcuencas, ver las variables N-Imperv y N-Perv respectivamente.

Se asume que la profundidad de los almacenamientos en depresiones para áreas impermeables y permeables son: $D_{store-Imperv} = 2 \text{ mm}$, $D_{store-Perv} = 5 \text{ mm}$. El porcentaje de área impermeable sin almacenamientos en depresiones es $\%Zero-Imperv = 25\%$.

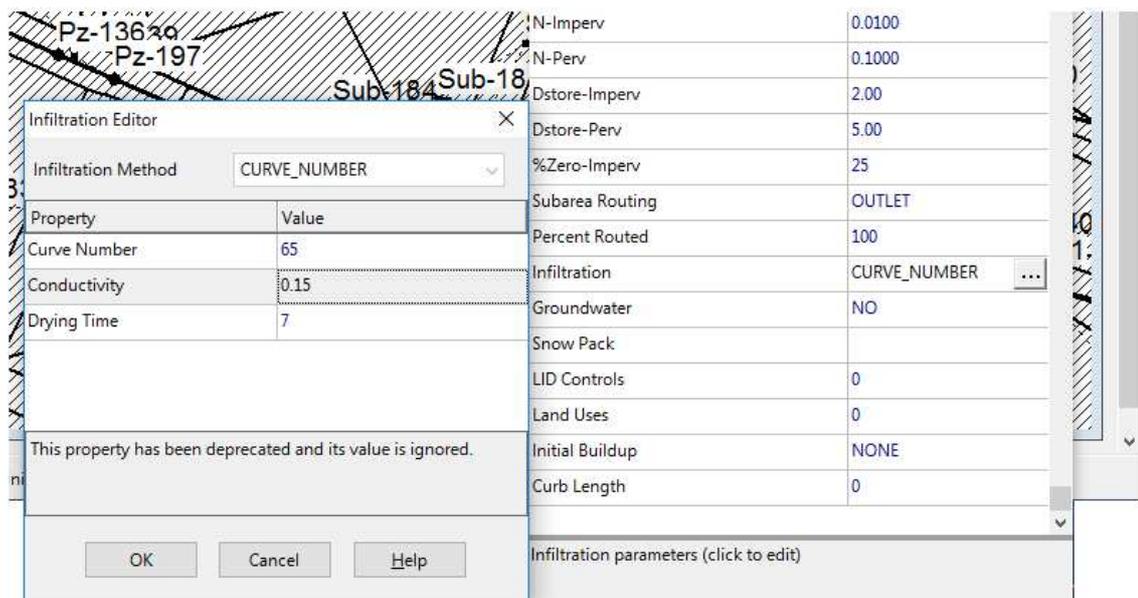


Figura 3.11. Continuación de la ventana Subcatchment Sub-380 de la figura anterior.

Fuente: Elaboración propia

En la figura 3.11 se muestra la parte final de la ventana Subcatchment Sub-380 de la figura 3.10, obsérvese que los valores de CN ya venían desde el SIG, por lo tanto no hubo la necesidad de definirlo, el dato de conductividad ya no se tiene en cuenta en esta versión 5.1 de SWMM y se definen 7 días como el tiempo en el que el suelo completamente saturado llega a estar totalmente seco, variable *Drying Time*.

Paso 7: Asignación de los métodos de cálculo, donde se utilizará el método de la onda dinámica para los cálculos hidráulicos y el número de la curva (SCS) para el cálculo hidrológico.

En este punto final del procedimiento se seleccionan los métodos de cálculo: Onda dinámica, y Número de la curva en la opción de valores por defecto del proyecto, ver el anexo A12.1.

Con el modelo general de la red de drenaje pluvial de la ciudad creado se pueden obtener los hidrogramas de salida en los puntos de vertimiento al río Chone, así como los niveles en las conducciones, zonas de la red donde ocurren fallas del sistema, etc

3.4. Creación del modelo dual de simulación de una de las subcuencas del sistema de drenaje pluvial de Chone.

En este trabajo investigativo se decide construir un modelo de simulación más detallado que el general, que concibe la entrada de escurrimiento directamente a los pozos sin tener en cuenta el efecto de los sumideros ni el tránsito de flujo en las calles. A este modelo se le llama “Modelo de drenaje dual” y ha sido creado en la subcuenca Subc_12, ver anexo A9.1.

Se decide crear en esta subcuenca porque pertenece a la zona central de la ciudad y es una de las que más información posee. Además de la información digital que se logró acopiar, se realizaron varias visitas de campo destinadas a corroborar y levantar la ubicación de pozos, sumideros y demás elementos de la red, ver anexo A13.

El procedimiento para la creación de este modelo dual es prácticamente el mismo que ya se vio, solo se agregan algunos aspectos que se verán en esta sección.

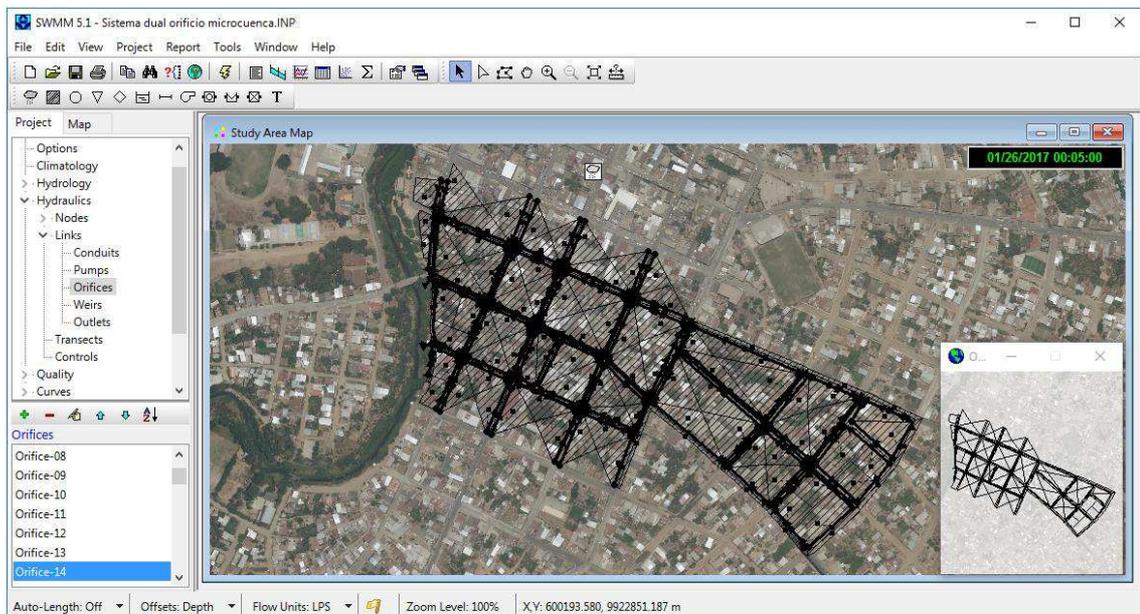


Figura 3.12. Modelo dual de la red de drenaje pluvial, subcuenca Subc_12.

Fuente: Elaboración propia

En la figura 3.12 se muestra el modelo dual creado en la subcuenca Subc_12, obsérvese cómo se puede incluir una imagen satelital georreferenciada en el programa SWMM 5.1. Además tiene la opción *View/Overview...* mediante la cual se puede tener una vista general de todo el proyecto.

En este modelo el flujo del escurrimiento pluvial ocurre desde el centro de la ciudad hasta dos puntos de descarga libre en el río, ver figura 3.13.

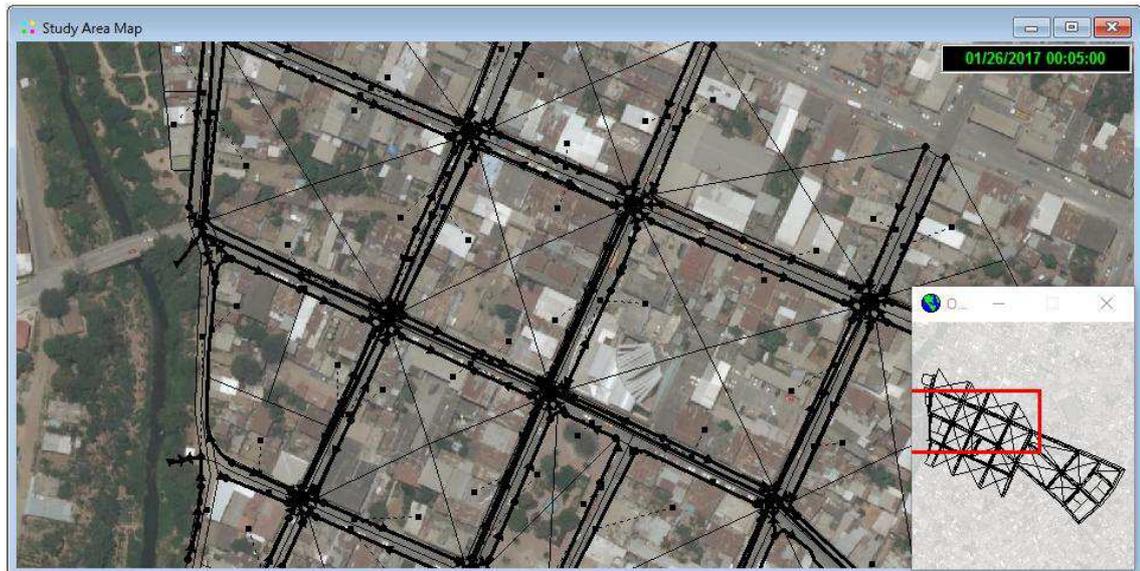


Figura 3.13. Acercamiento al modelo dual donde se observan los puntos de descarga natural al río.

Fuente: Elaboración propia

La figura 3.14 se puede observar la intercepción de las calles Colón y Bolívar, una de las más concurridas de la ciudad de Chone, justo en una de sus esquinas se ubica el Gobierno autónomo descentralizado del cantón Chone (GAD Chone). También se muestran etiquetas con los identificadores de nodos y subcuencas.

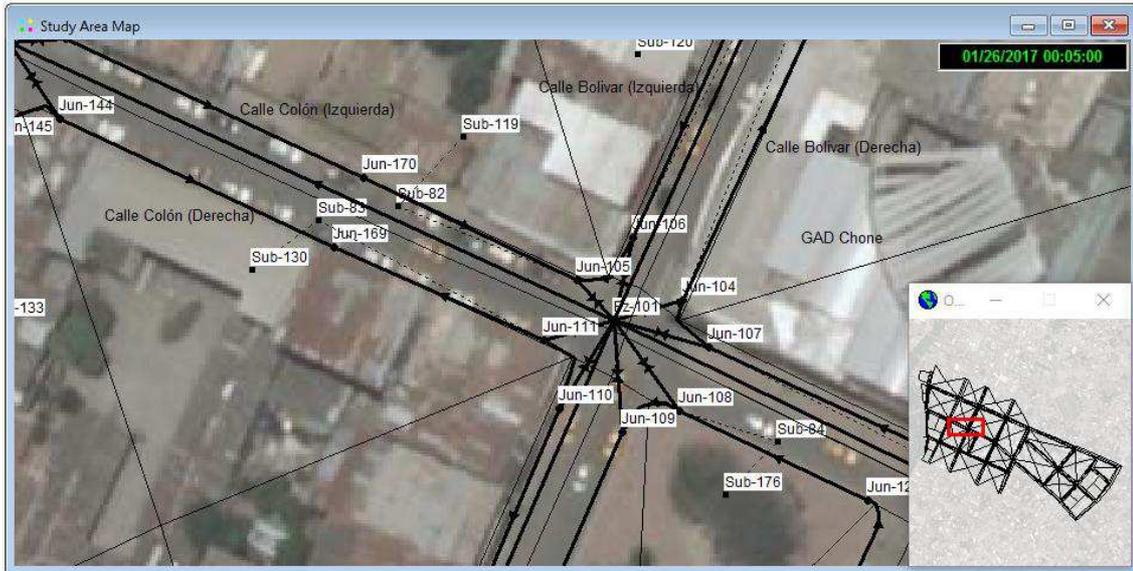


Figura 3.14. Elementos fundamentales del modelo dual, etiquetas de subcuencas y nodos.

Fuente: Elaboración propia

En la figura 3.15 se muestran etiquetas con el identificador de las conducciones.

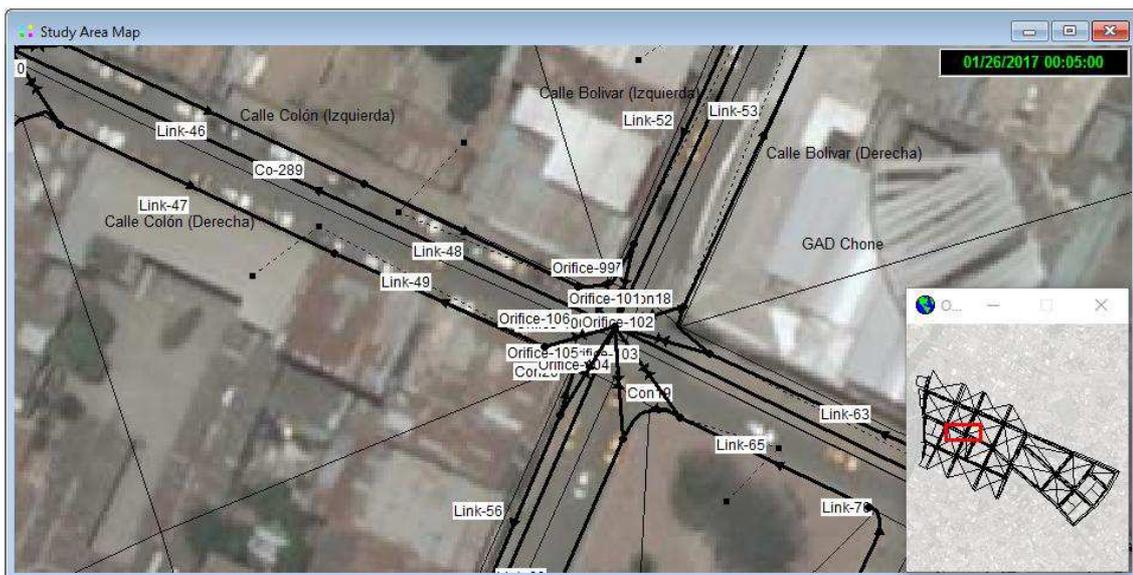


Figura 3.15. Elementos fundamentales del modelo dual, etiquetas de las conducciones.

Fuente: Elaboración propia

Todas las líneas gruesas que se encuentran aproximadamente en el centro de las calles representan las tuberías del sistema de alcantarillado tradicional (las empleadas en el modelo general). Por otra parte todas las líneas gruesas que se encuentran en los bordes de la calle representan la propia calle como una sección triangular de canal (cuneta), ver sección 2.4. Se definen áreas de drenaje en todas las manzanas y en las calles se crean dos polígonos que tienen como lado común el centro de la calle, cada uno dirige

su caudal de escorrentía hacia la cuneta correspondiente, por ejemplo en la figura 3.14 se puede observar como de la subcuena Sub-130 (parte de una manzana) se pasa el caudal hacia la subcuena Sub-83 (zona derecha del tramo de calle Colón) y de aquí este caudal es enviado al nodo Jun-111 que pertenece al canal que simula la mitad de la calle Colón, (los otros nodos de este canal serían Jun-169 y Jun-144) y los tramos serían Link-47 y Link-49, ver figura 3.15.

Una vez que el flujo de la subcuena Sub-83 llega al nudo Jun-111, parte del agua va a la calle y la otra entra (por medio de un sumidero) al pozo Pz-101, esto último se logra por medio del objeto orificio de SWMM 5.1. En la figura 3.16 se puede observar como de los nodos desde el Jun-104 hasta Jun-111, parten los orificios hacia el pozo Pz-101, también se muestra la tabla de propiedades del orificio 106, dentro de los datos más importantes está el coeficiente de descarga, ver sección 2.4.

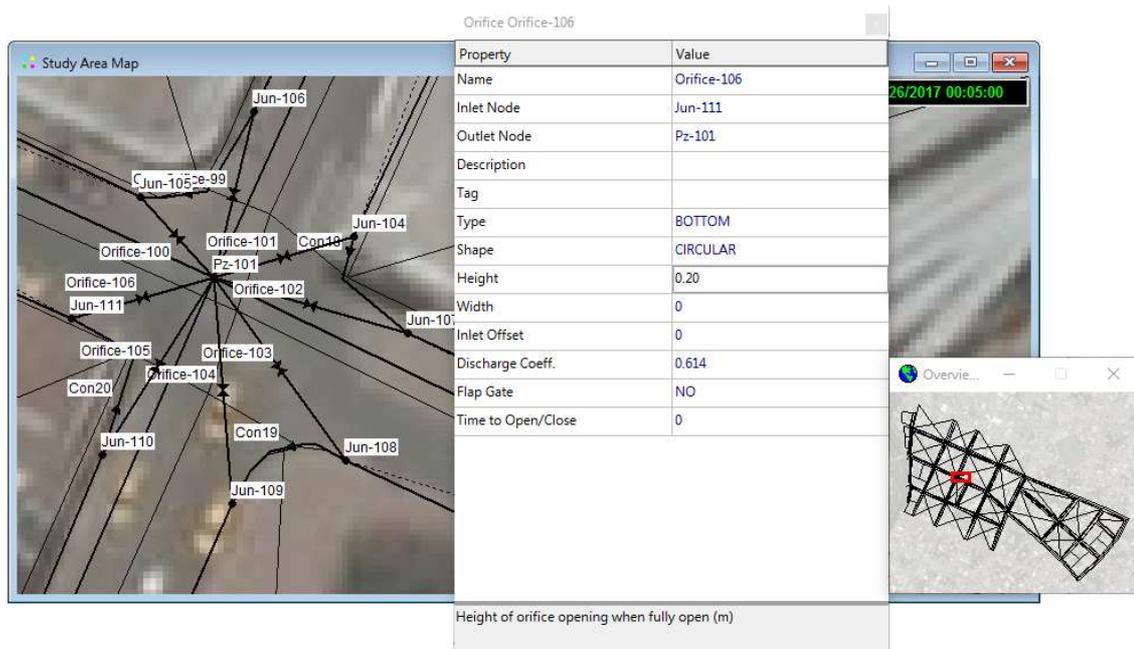


Figura 3.16. Elementos fundamentales del modelo dual, orificios que simulan sumideros.

Fuente: Elaboración propia

De esta forma se logra construir el modelo dual para toda la subcuena que servirá para realizar estudios comparativos con el modelo regional y obtener conclusiones.

3.5. Análisis, comentarios y conclusiones parciales del capítulo.

Se presenta un análisis estadístico de la serie de lluvias máximas mensuales de 23 años de la estación climática M0126 de Chone. De este análisis se obtuvo como resultados, la curva de intensidad-frecuencia-duración de esta estación y los hietogramas para aguaceros de duración 1 hora y períodos de retorno 10, 25 y 100 años.

Se crea un modelo de flujo unidimensional de toda la red de drenaje pluvial futura de la ciudad de Chone, siguiendo los pasos de un procedimiento elaborado para la ocasión. Este modelo ha sido desarrollado en el programa SWMM 5.1.

De igual forma se crea un modelo de drenaje más detallado de la subcuencas Subc_12, llamado modelo dual que concibe no solo el flujo en la red principal de drenaje sino que pasa el flujo de las subcuencas a conductos a superficie libre (canales que representan las secciones de las calles, “cunetas”), y de aquí a sumideros que son simulados por medio de orificios que se conectan con los pozos de la red principal de drenaje. Este modelo servirá para realizar diversos análisis con el modelo general.

CAPÍTULO 4

APLICACIÓN DE LOS MODELOS DE SIMULACIÓN GENERAL Y DUAL DE LA RED DE DRENAJE PLUVIAL FUTURA DE LA CIUDAD DE CHONE.

CAPÍTULO 4. APLICACIÓN DE LOS MODELOS DE SIMULACIÓN GENERAL Y DUAL DE LA RED DE DRENAJE PLUVIAL FUTURA DE LA CIUDAD DE CHONE.

4.1. Aplicación del modelo de simulación general de la red de drenaje pluvial futura de la ciudad de Chone.

Uno de los resultados más interesantes que se pueden obtener con la simulación del funcionamiento de la red general de la ciudad de Chone es la variación de los caudales de salida del sistema al río en todos los puntos de descarga, ver figura 3.5. Estos hidrogramas son en extremo importantes ya que servirán para ser incorporados a un modelo hidráulico del río (en otro trabajo investigativo) con lo cual se podrá evaluar el efecto de estos caudales en la hidrodinámica del sistema fluvial (fundamentalmente en los niveles del río).

En esta simulación se evalúa el efecto de un aguacero de una hora de duración y 100 años de período de retorno, ver figura 3.4.

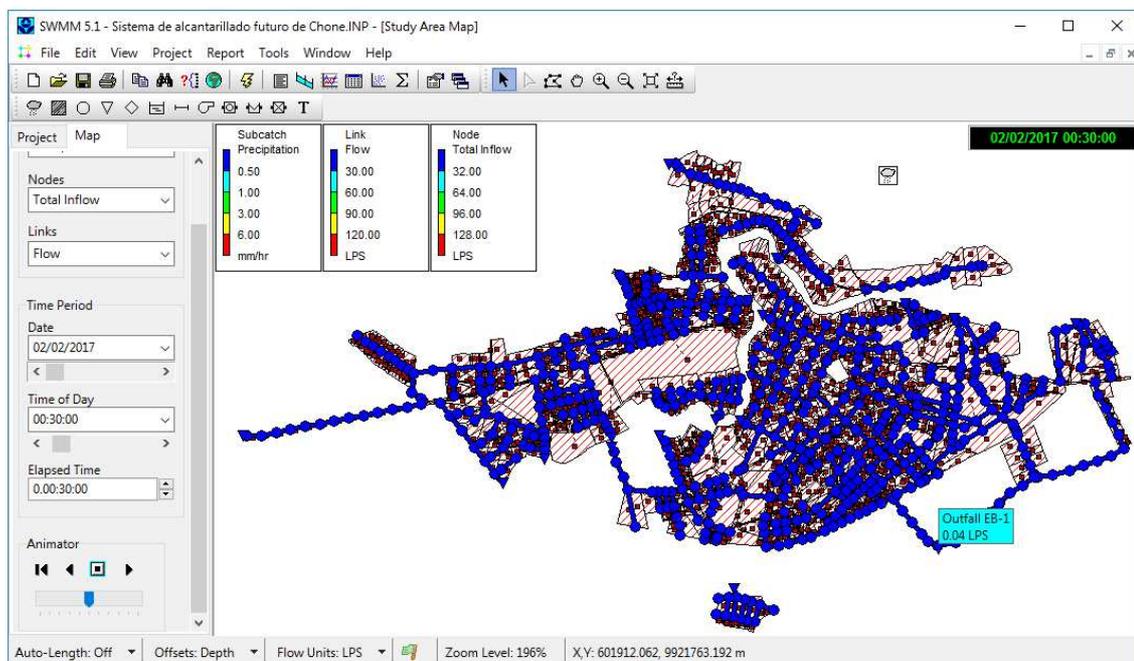


Figura 4.1. Simulación de la red para lluvia de una hora de duración y T=100 años, tiempo 30 min.

Fuente: Elaboración propia

En la figura 4.1 se muestra la simulación de la red en el tiempo 30 minutos. Obsérvese que en las subcuencas se está representando la intensidad de la lluvia que está cayendo sobre la ciudad en ese momento, el color rojo de las áreas indica que la intensidad de lluvia es grande, mayor a 6 mm/h y es lógico que sea la mayor intensidad de la lluvia, ver que en el hietograma correspondiente la máxima lluvia ocurre en el intervalo 25-30 min. En el caso de las tuberías la variable que se está visualizando en la escala de colores es el caudal, de la misma forma en los nodos se visualiza el caudal que entra al nodo, es interesante notar que para los 30 primeros minutos de iniciada la lluvia los valores de caudal son pequeños, menores a 30 l/s, en la figura 4.1 se puede observar que en el punto de descarga “Outfall EB-1” el caudal es de solo 0.04 l/s lo que demuestra que el escurrimiento no se genera instantáneamente, hay un periodo inicial en que el suelo se va humedeciendo hasta que llega a saturarse, a partir de ese momento es que rápidamente se genera el escurrimiento directo.

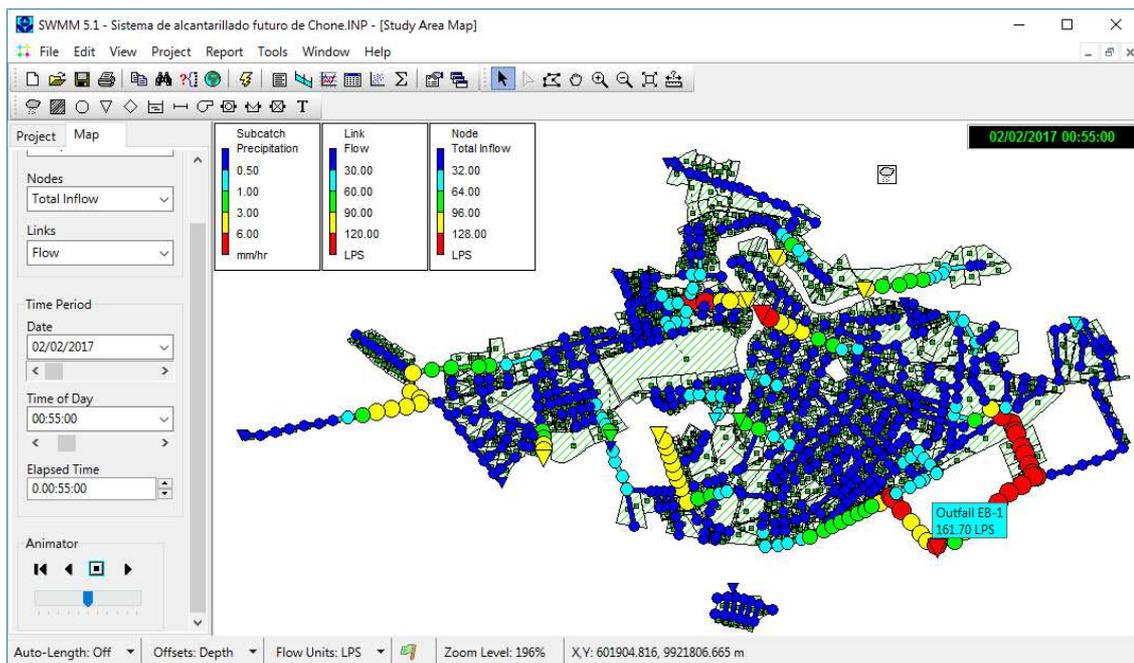


Figura 4.2. Simulación de la red para lluvia de una hora de duración y T=100 años, tiempo 55 min.

Fuente: Elaboración propia

En las figuras 4.2 y 4.3 se muestra la misma simulación pero para los tiempos 55 min y 1 hora y 10 min, cuando ya la lluvia va concluyendo en el primer caso y concluida para el segundo, obsérvese cómo los flujos en la red se han incrementado, por ejemplo en la descarga Outfall EB-1 el caudal es de 161.70 l/s para los 55 minutos de haber iniciado

la lluvia y 15 minutos después se obtiene en ese mismo punto el caudal de descarga pico más grande en toda la red 348.95 l/s.

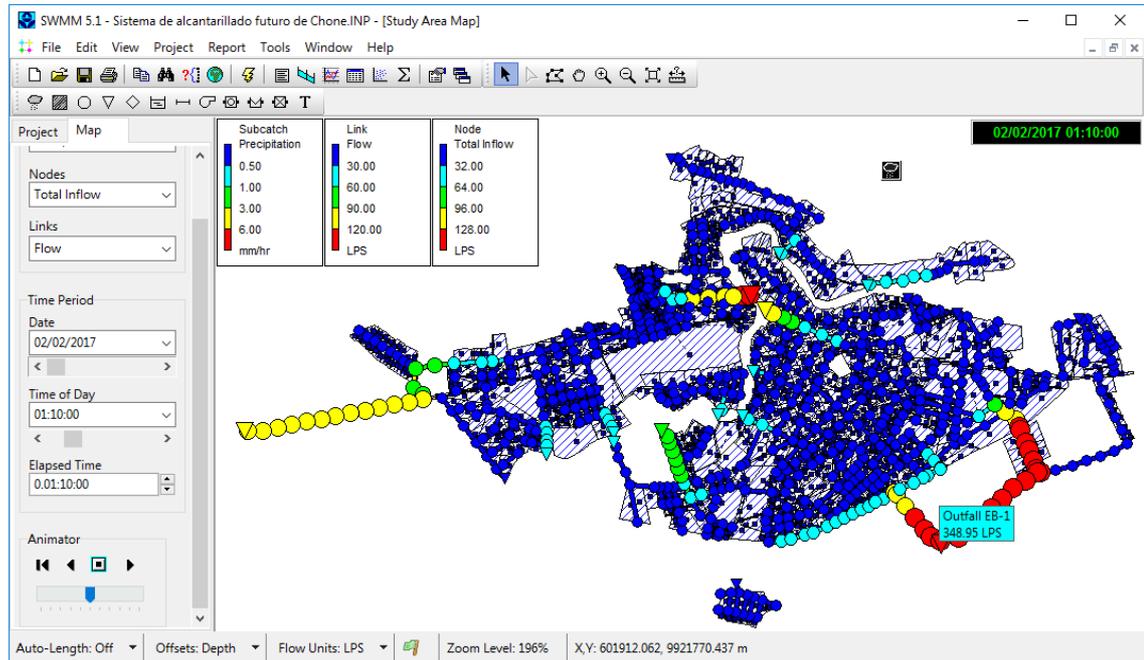
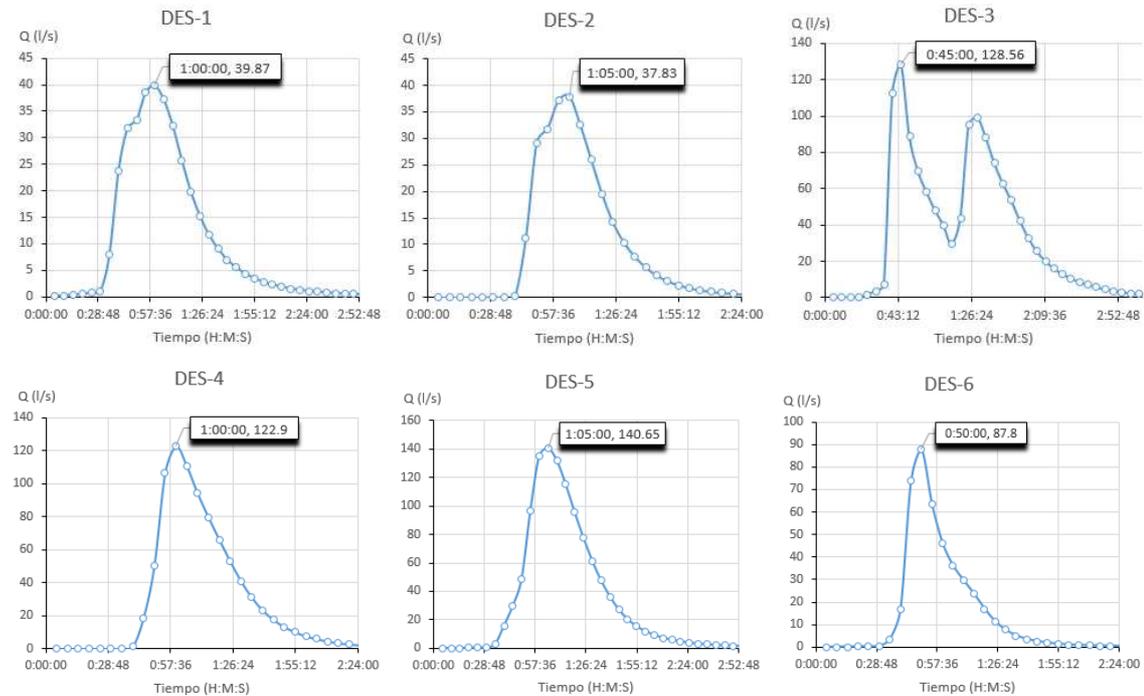


Figura 4.3. Simulación de la red para lluvia de una hora de duración y T=100 años, tiempo 1 hora y 10 min.

Fuente: Elaboración propia

A continuación se ubican los hidrogramas en los 19 puntos de descarga al río.



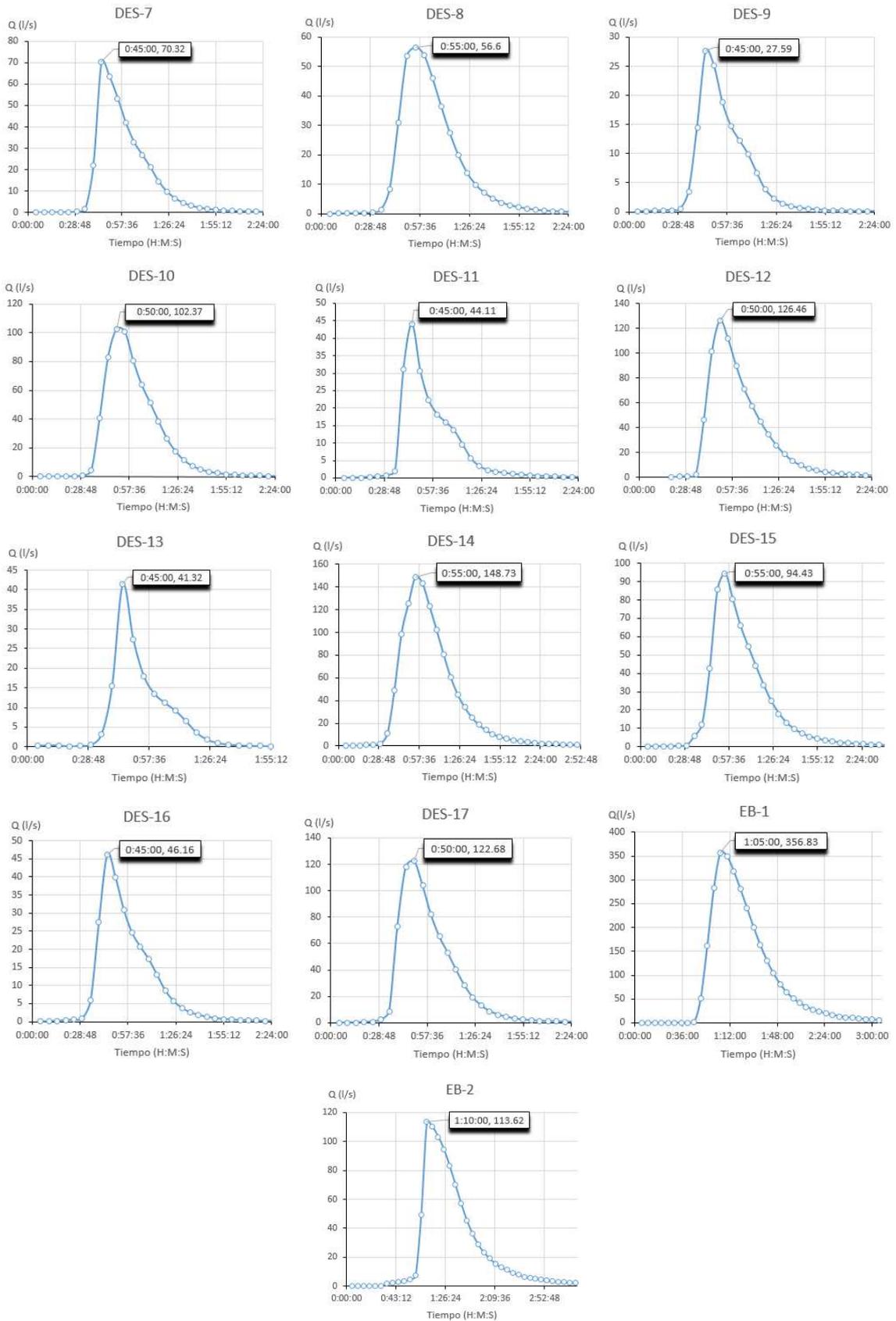


Figura 4.4. Hidrogramas de salida en los puntos de descarga de la red futura de drenaje pluvial de Chone.

Fuente: Elaboración propia

Uno de los hidrogramas más interesantes es el producido en la descarga DES-3 donde se evidencia claramente dos picos de caudal. El primero se produce a los 45 min, obsérvese en la figura 4.5 que el pozo donde comienza el caudal es el Pz-354 que recibe los flujos generados por las subcuencas circundantes.

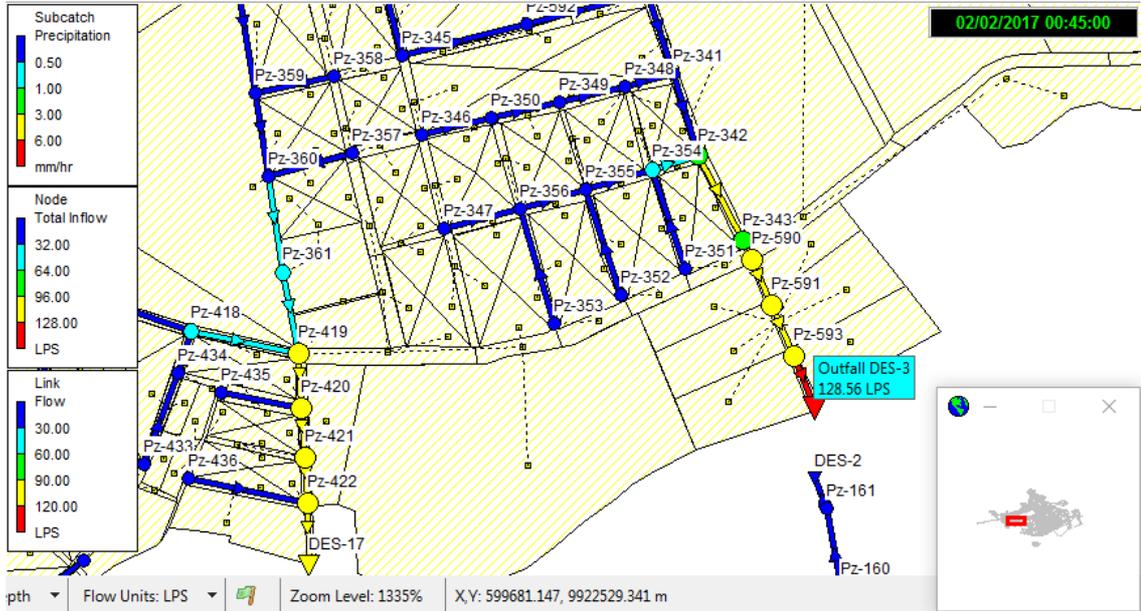


Figura 4.5. Descarga de la red en el punto Outfall DES-3 para el tiempo 45 min.

Fuente: Elaboración propia

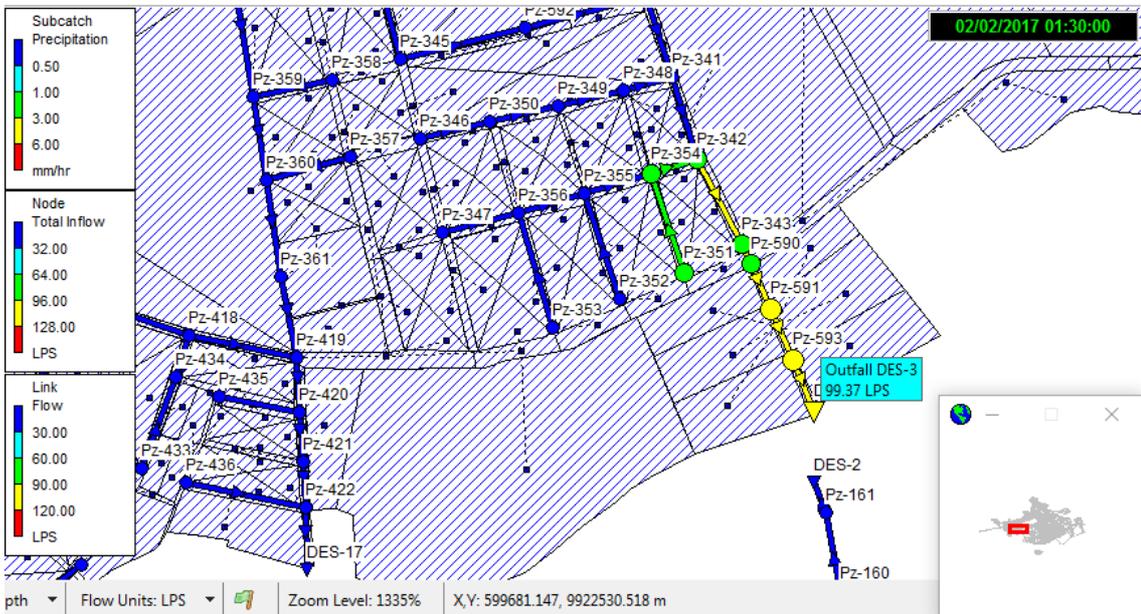


Figura 4.6. Descarga de la red en el punto Outfall DES-3 para el tiempo 1 hora 30 min.

Fuente: Elaboración propia

El segundo pico de caudal comienza después de una hora y 30 minutos de iniciarse la lluvia, incluso cuando ya no llueve se genera un pico de caudal, esto se debe a que las subcuencas que aportan flujo al pozo Pz-351 comienzan a aportar un caudal elevado en ese momento, se debe tener en cuenta que varias de estas subcuencas se encuentran lejos y van pasando su caudal a otras subcuencas más cercanas al pozo y así consecutivamente debido a este fenómeno existe un tiempo de retardo en la llegada del caudal al pozo y por eso se produce el segundo pico.

Lo explicado anteriormente se puede comprobar con los siguientes perfiles desde el pozo Pz-351 hasta el punto de descarga Outfall DES-3. Obsérvese en la figura 4.7 como del nodo Pz-351 no entra flujo en ese momento.

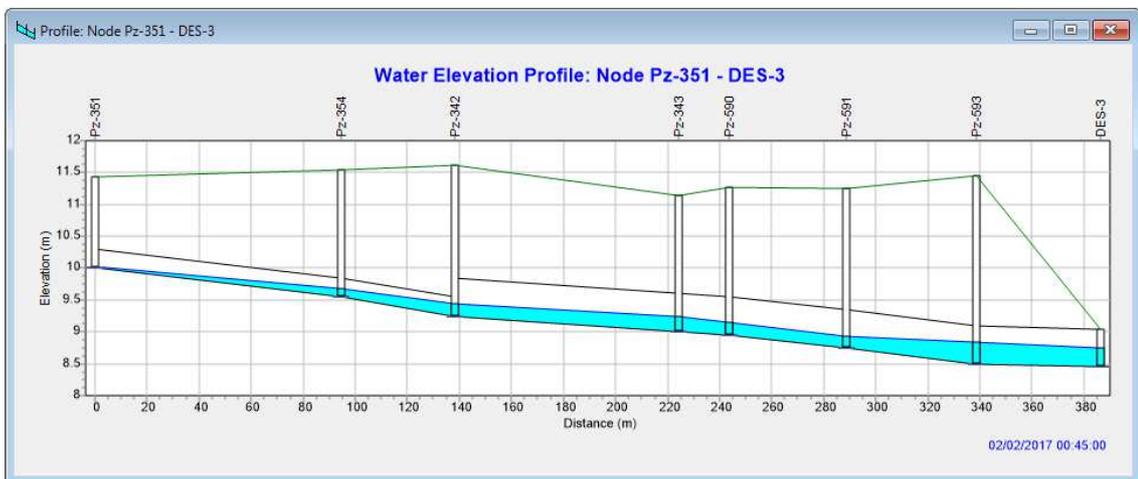


Figura 4.7. Perfil desde el pozo Pz-351 hasta Outfall DES-3 para el tiempo 45 min.

Fuente: Elaboración propia

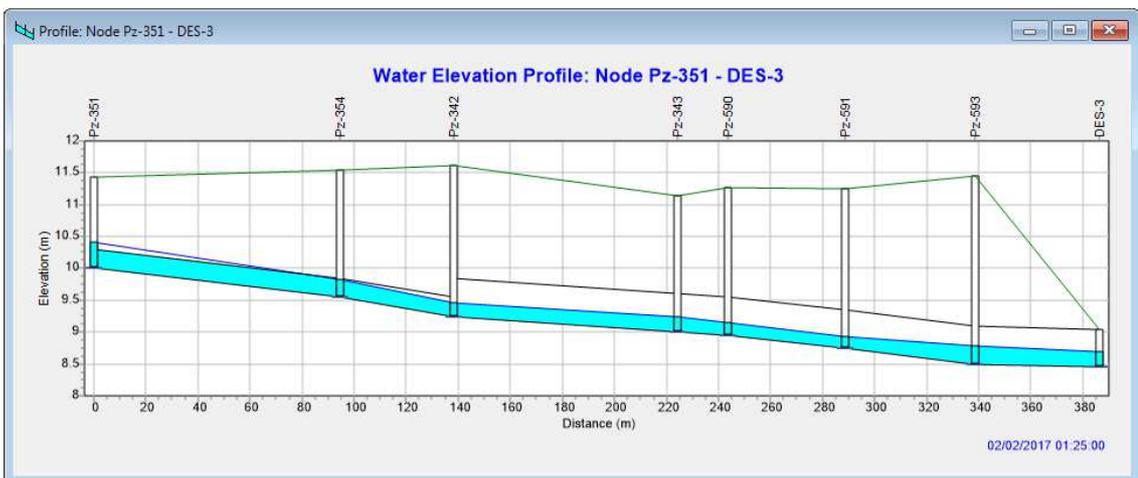


Figura 4.8. Perfil desde el pozo Pz-351 hasta Outfall DES-3 para el tiempo 1 hora y 25 min.

Fuente: Elaboración propia

Sin embargo para una hora y 25 min es tanto el caudal que entra en el pozo Pz-351 que este entra en presión, y en consecuencia se transmite e caudal en el tramo de red.

4.2. Aplicación de los modelos de simulación general (Tradicional) y dual de la subcuenca Subc_12.

Para ambos modelos se aplica la lluvia de una hora de duración y período de retorno 100 años, el tiempo de simulación es de seis horas con intervalos de 5 minutos.

Primeramente se realiza la simulación del modelo general o tradicional, en la figura 4.9 se muestra el estado de la red después de una hora de haber iniciado la lluvia, en ese momento se obtiene el mayor caudal de salida de la subcuenca.

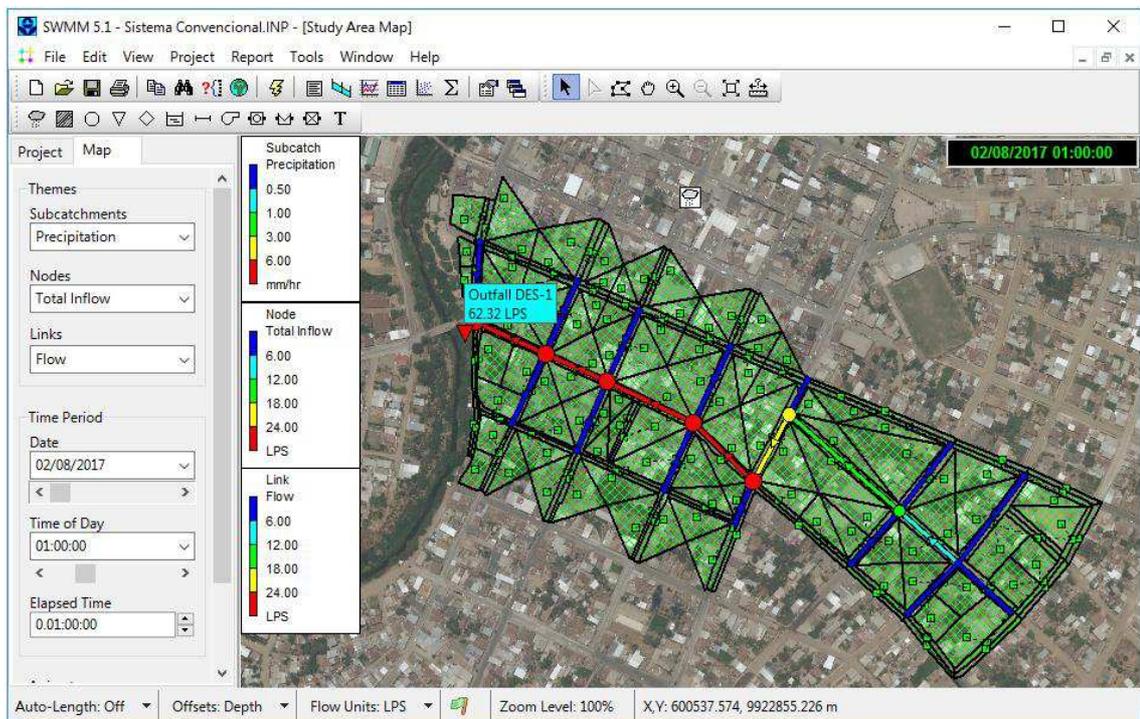


Figura 4.9. Estado de la red acorde al modelo tradicional para el tiempo 1 hora.

Fuente: Elaboración propia

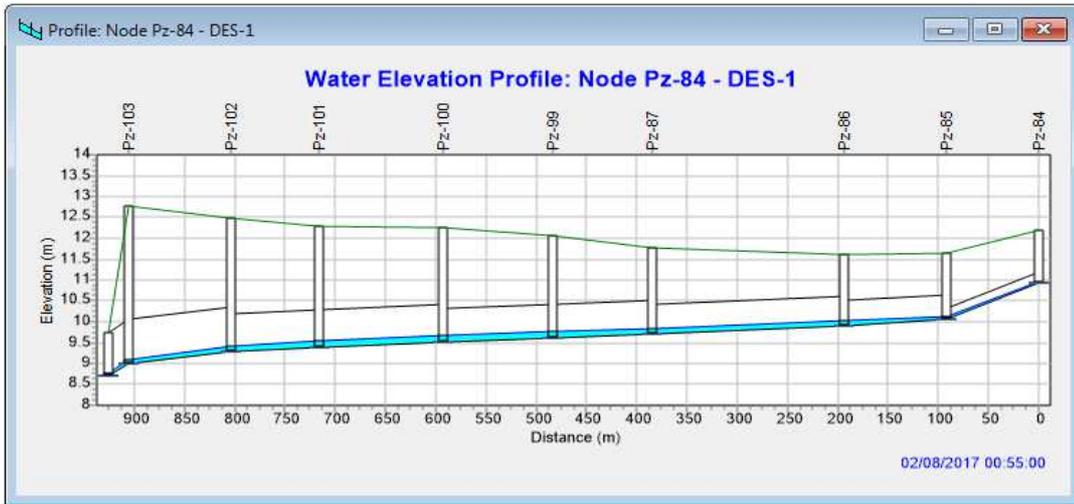


Figura 4.10. Perfil del flujo en el tramo Pz-84 -Outfall DES-3, tiempo 55 min, modelo tradicional.

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente se aplica el modelo dual. En la figura 4.11 se muestra el estado de la red en el tiempo 1 hora, en las figuras 4.10 y 4.12 se observan los perfiles por el colector central de esta subcuenca, obsérvese que no hay mucha variación.

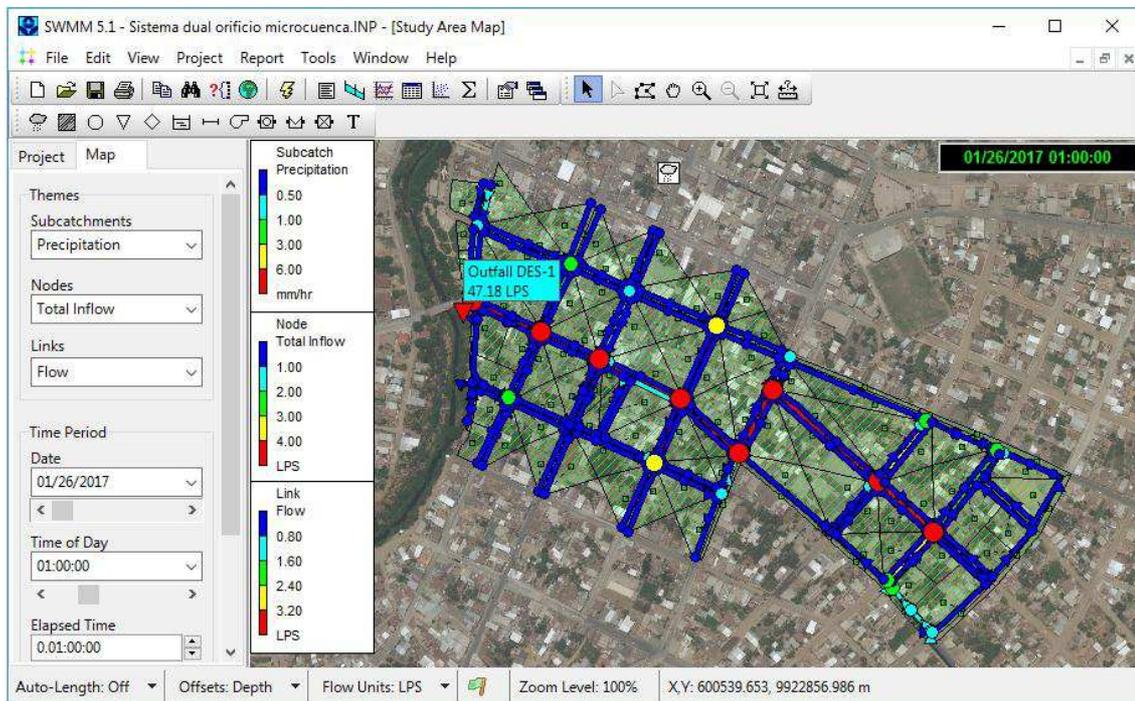


Figura 4.11. Estado de la red acorde al modelo dual para el tiempo 1 hora.

Fuente: Elaboración propia

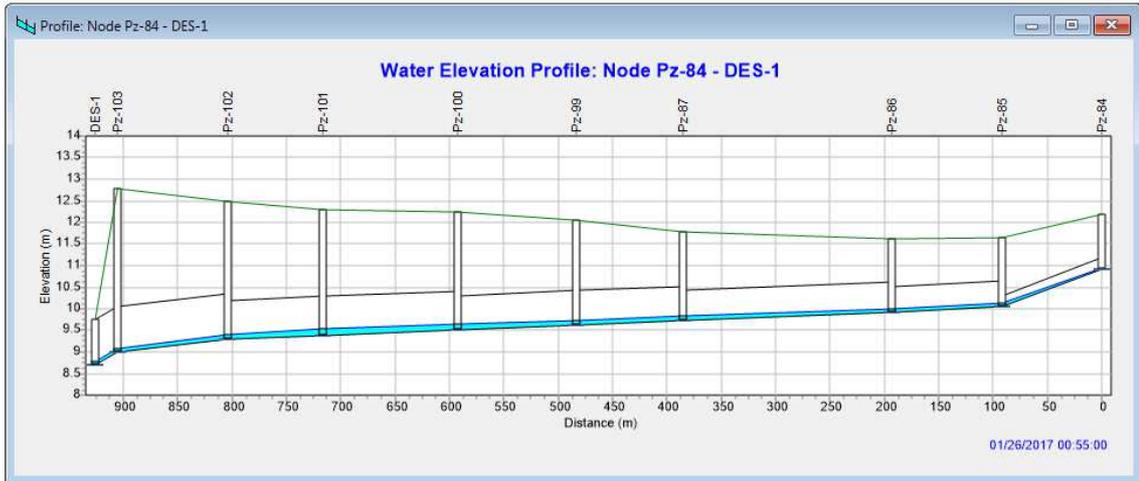


Figura 4.12. Perfil del flujo en el tramo Pz-84 -Outfall DES-3, tiempo 55 min modelo dual.

Fuente: Elaboración propia

De ambos modelos se pudo obtener los hidrogramas de salida en los puntos de descarga, en el caso del modelo tradicional existe una sola descarga al río, sin embargo en el dual existe una descarga principal que coincide en la posición de la descarga del modelo tradicional y otra que recoge un pequeño aporte y lo conduce al río, el hidrograma de salida resultante en el modelo dual es entonces la suma de los hidrogramas individuales de estas salidas.

En la tabla 4.1 se muestran los valores numéricos de los hidrogramas.

Tabla 4.1: Longitud de tuberías del proyecto acorde a sus diámetros.

Nro	Sistema convencional		Sistema dual	
	Tiempo (min)	Q (l/s)	Tiempo (min)	Q (l/s)
1	0:05:00	0.06	0:05:00	0.03
2	0:10:00	0.22	0:10:00	0.11
3	0:15:00	0.41	0:15:00	0.21
4	0:20:00	0.62	0:20:00	0.35
5	0:25:00	0.89	0:25:00	0.53
6	0:30:00	1.34	0:30:00	0.79
7	0:35:00	7.79	0:35:00	3.62
8	0:40:00	33.4	0:40:00	17.09
9	0:45:00	54.69	0:45:00	36.93
10	0:50:00	53.4	0:50:00	42.58
11	0:55:00	58.49	0:55:00	45.22
12	1:00:00	62.32	1:00:00	47.31
13	1:05:00	59.54	1:05:00	46.45
14	1:10:00	50.49	1:10:00	42.29
15	1:15:00	37.96	1:15:00	34.37
16	1:20:00	26.72	1:20:00	25.92
17	1:25:00	19.32	1:25:00	19.54
18	1:30:00	14.21	1:30:00	14.97
19	1:35:00	10.68	1:35:00	11.58
20	1:40:00	8.09	1:40:00	9.07
21	1:45:00	6.21	1:45:00	7.12
22	1:50:00	4.86	1:50:00	5.7
23	1:55:00	3.85	1:55:00	4.62
24	2:00:00	3.05	2:00:00	3.77
25	2:05:00	2.47	2:05:00	3.09
26	2:10:00	2.01	2:10:00	2.57
27	2:15:00	1.66	2:15:00	2.15
28	2:20:00	1.38	2:20:00	1.82
29	2:25:00	1.16	2:25:00	1.56
30	2:30:00	0.99	2:30:00	1.35
31	2:35:00	0.85	2:35:00	1.17
32	2:40:00	0.72	2:40:00	1.03
33	2:45:00	0.62	2:45:00	0.9
34	2:50:00	0.54	2:50:00	0.79
35	2:55:00	0.47	2:55:00	0.69
36	3:00:00	0.42	3:00:00	0.61
37	3:05:00	0.38	3:05:00	0.55
38	3:10:00	0.34	3:10:00	0.5
39	3:15:00	0.30	3:15:00	0.45
40	3:20:00	0.27	3:20:00	0.41
41	3:25:00	0.25	3:25:00	0.38
42	3:30:00	0.22	3:30:00	0.35
43	3:35:00	0.20	3:35:00	0.32
44	3:40:00	0.18	3:40:00	0.3
45	3:45:00	0.16	3:45:00	0.27
46	3:50:00	0.14	3:50:00	0.25
47	3:55:00	0.13	3:55:00	0.23

Fuente: Elaboración propia

Por otra parte en la figura 4.13 se grafican los hidrogramas de salida de ambos modelos, es muy interesante notar que en el modelo tradicional los caudales son mayores, el área señalada entre los dos hidrogramas representa un volumen de agua que evacúa el modelo tradicional por encima de la cantidad que evacúa el dual.

Precisamente esto es algo que se puede esperar ya que en el modelo tradicional todo el flujo de las subcuencas se dirige a los pozos directamente, sin transitar por las calles y entrar a los sumideros, desde donde pasarían a los pozos, aspectos estos que si resuelve el modelo dual, que sin dudas es más preciso que el modelo tradicional.

Para demostrar lo planteado se muestran las figura 4.14 y 4.15 donde se presta especial atención al tramo de conducción Jun-205 a Jun-16. Este tramo modelado con los objetos Link-82 y Link-83 representa la mitad derecha de la calle Colón, esquina Raymundo Aveiga, obsérvese la ubicación del tramo en la figura 4.14.

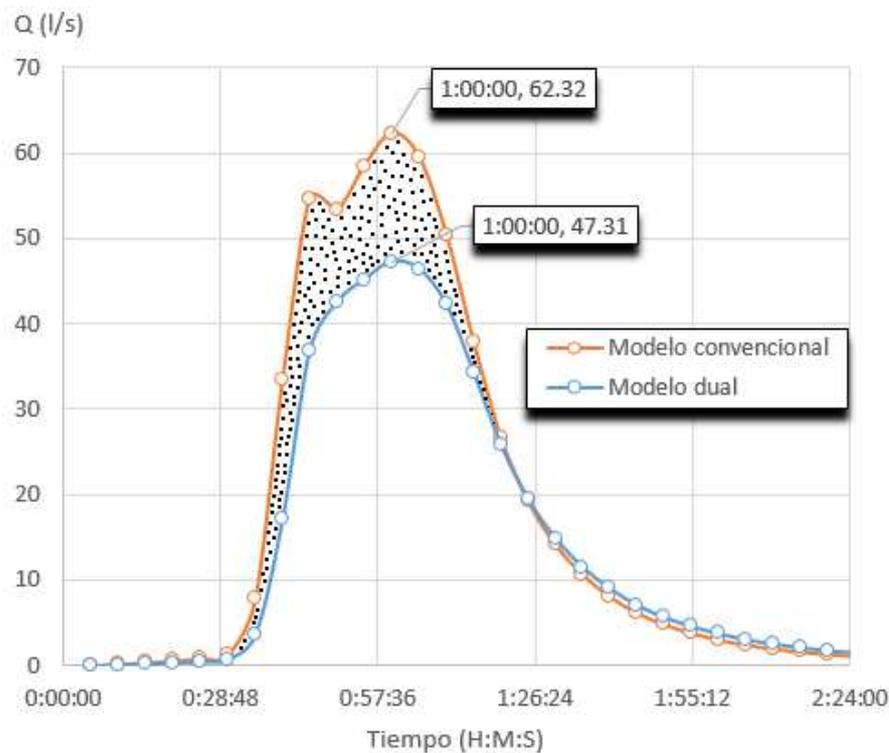


Figura 4.13. Contraste de hidrogramas de los puntos de salida en los modelos tradicional y dual.

Fuente: Elaboración propia

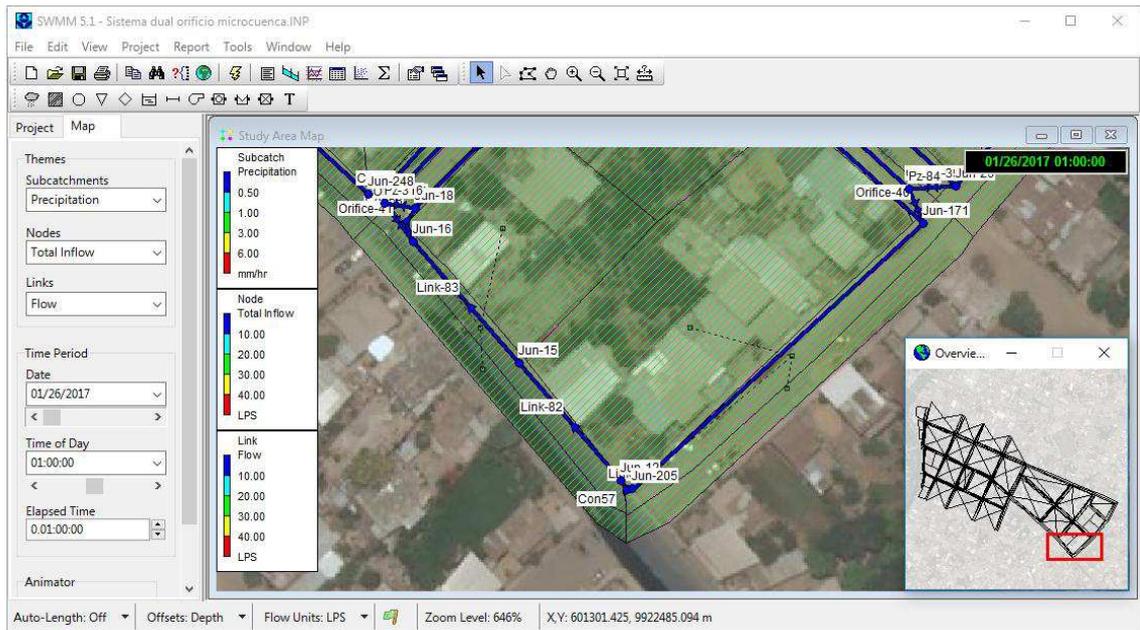


Figura 4.14. Ubicación del tramo Jun-205_Jun-16 conformado por Link-82 y Link-83, modelo dual.

Fuente: Elaboración propia

En la figura 4.15 se muestra la sección transversal de los objetos Link-82 y Link-83 (mitad de la calle Colón), obsérvese que la altura de la acera es 15 cm y se supone un bombeo de la calle en forma de una línea recta, por cuanto el agua que circula por esta parte de la calle y que eventualmente entra en algún sumidero simulado por un orificio, lo hace en una sección transversal triangular.

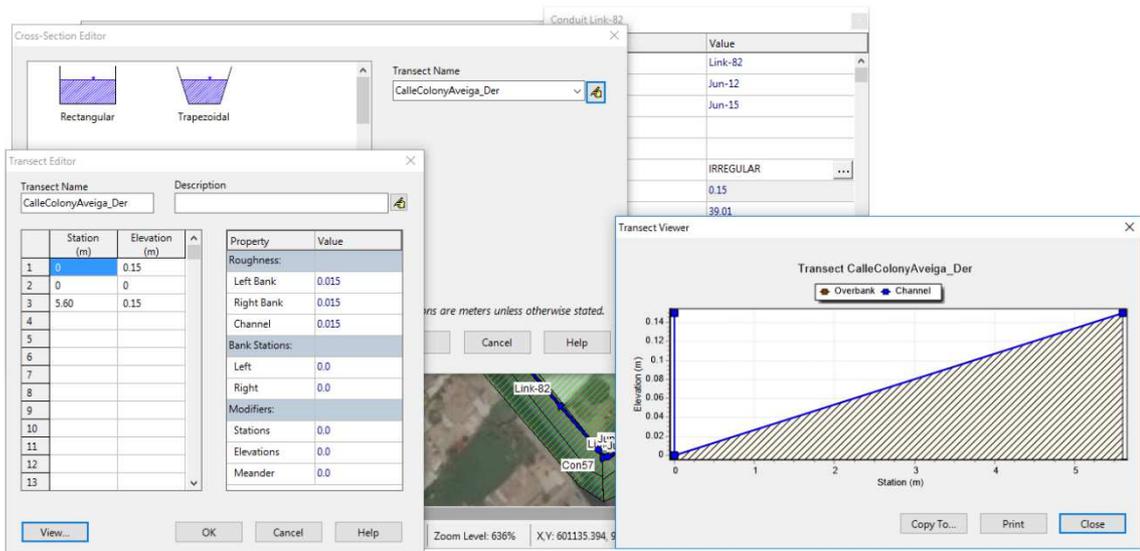


Figura 4.15. Sección transversal del tramo Jun-205_Jun-16, modelo dual.

Fuente: Elaboración propia

En la figura 4.16 se muestra un perfil de este tramo, para el tiempo 1 hora, cuando más caudal pasa por la calle, ver el hidrograma de la calle en la figura 4.17.

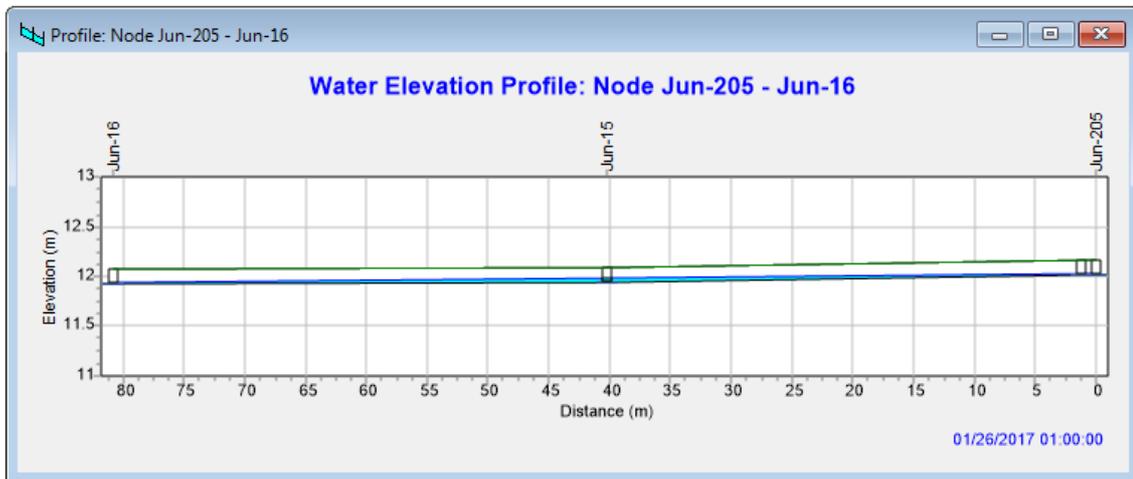


Figura 4.16. Niveles de agua en la calle representada por el tramo Jun-205_Jun-16, tiempo 1 hora, modelo dual.

Fuente: Elaboración propia

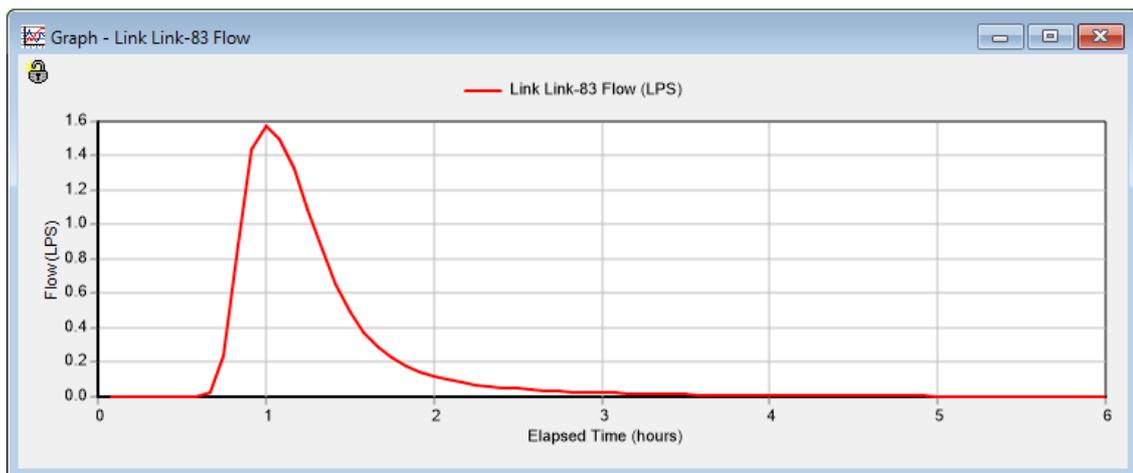


Figura 4.17. Hidrograma de flujo en la calle representada por el tramo Jun-205_Jun-16, modelo dual.

Fuente: Elaboración propia

Esta agua que se encuentra en las calles va entrando a los sumideros y cuando el caudal es grande existe un tiempo de retardo que no existe en el modelo tradicional, es por eso que en la figura 4.13 a partir de 1 hora y 25 min el hidrograma del modelo dual es ligeramente superior al del modelo tradicional, hasta que escurre toda el agua de las calles y se solapan ambos hidrogramas.

4.3. Análisis, comentarios y conclusiones parciales del capítulo.

En este capítulo se aplican los modelos 1- General de toda la red y 2- Dual para la subcuenca Subc_12. En ambos casos se emplea el hietograma de la lluvia de una hora de duración y 100 años de período de retorno. Las simulaciones se realizaron con éxito obteniéndose un grupo de resultados importantes que se enumeran a continuación:

1- Con el modelo general de toda la red se obtienen los hidrogramas de salida en todos los puntos de descarga al río, este es un resultado muy importante para un posterior análisis de la hidrodinámica fluvial del río Chone.

2- Se aplica el modelo dual a la subcuenca Subc_12 y se comparan los resultados del hidrograma de salida en el punto de descarga con un modelo tradicional, obteniéndose la misma tendencia entre los hidrogramas pero una reducción significativa de los caudales en el modelo dual con respecto al modelo tradicional. Este resultado es consistente con la dinámica de ambos modelos ya que en el caso del modelo tradicional los flujos de las subcuencas pasan directamente a los pozos del sistema de drenaje principal, cuando la realidad es bien distinta y a esta realidad se aproxima mucho más el modelo dual en el que los flujos de las cuencas pasan primeramente a secciones de canal que representan las calles y de ellas por medio de un objeto orificio que simula a un sumidero se pasa el caudal a los pozos, este proceso implica que parte del flujo está en las calles y entra al sistema con un tiempo de retardo, es por eso que el modelo dual atenúa el hidrograma producido por un modelo con esquema tradicional y de esta forma confirma su mayor apego a la realidad física del problema del drenaje.

CONCLUSIONES

- Se realiza una extensa investigación exploratoria en la que se demuestra que la modelación matemática junto a los sistemas de información geográfica, es la técnica más usada en el mundo para reproducir el funcionamiento hidrodinámico de las redes de drenaje pluvial. Su éxito radica en la posibilidad de tener en cuenta la red en su conjunto, la versatilidad de las soluciones y la posibilidad de integración de diversos conocimientos. Resultando una excelente herramienta para la toma de decisiones, toda vez que permite evaluar y pronosticar varios escenarios de funcionamiento de la red.
- Se crea un modelo general de simulación de la red futura de drenaje pluvial de la ciudad de Chone (ya diseñada), basado en el programa SWMM 5.1 y el apoyo de sistemas de información geográfica. Queda detallado el proceso realizado para la creación de dicho modelo.
- Se crea un modelo dual de simulación de la subcuenca Subc_12 perteneciente a la red futura de drenaje pluvial de la ciudad de Chone (ya diseñada), basado en el programa SWMM 5.1 y el apoyo de sistemas de información geográfica. Queda detallado el proceso realizado para la creación de dicho modelo.
- Se aplica el modelo general obteniéndose los hidrogramas de salida de la red en los 17 puntos de descarga considerando una tormenta de una hora de duración y 100 años de período de retorno.
- Se aplica el modelo dual de simulación de la subcuenca Subc_12 obteniéndose un hidrograma de descarga de la subcuenca significativamente menor que su similar tradicional, evidenciándose la atenuación de los caudales pico ya que en el modelo dual parte del flujo está transitando en las calles, lo que demuestra que el sistema dual reproduce más correctamente la hidrodinámica de las red.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda procurar e insertar en el modelo toda la información de los puntos de descarga PB-1 y PB-2 que no lo hacen de forma libre sino que tienen un depósito compensador y una estación de bombeo.
- Se recomienda implementar el estudio de estas tecnologías dentro del pensum académico para las carreras relacionadas al campo de la hidráulica y al manejo de recursos hídricos; esto permitirá a la comunidad de futuros profesionales realizar pronósticos, evaluar sistemas, analizar diferentes escenarios y sobre todo basar sus decisiones en conceptos bien estructurados en lo que al tema respecta.
- Se recomienda aplicar el modelo dual a algún modelo de la red actual de drenaje pluvial, y en el caso del modelo que se trabaja en esta investigación desarrollar otros modelos duales para el resto de las subcuencas.
- Se recomienda estudiar la posibilidad de crear y manejar toda la información espacial y de atributos del modelo SWMM 5.1 en un Sistema de Información Geográfica libre como QGIS.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Herrero, R. (s.f). ¿Es necesario proteger este encauzamiento? Retrieved from Obtenido de: <http://eselagua.com/2015/09/30/es-necesario-proteger-este-encauzamiento/>
- Acosta, & Sierra. (2013). Evaluación de métodos de construcción de curvas IDF a partir de distribuciones de probabilidad y parámetros de ajuste. *22(35)*, 31.
- Aguay Rosillo, A. G. (2016). Diseño del sistema de alcantarillado sanitario, con el sistema de tratamiento "Imhoff" de aguas residuales para la parroquia San Luís de Pambil, cantón Guaranda, provincia Bolívar. 5. Ambato, Ecuador.
- Amancio. (2007, Abril). Efectos de escala sobre la simulación del flujo de agua superficial en áreas urbanas usando modelos basados en la onda cinemática. 5.4.
- Aparicio, F. (1997). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. Balderas, México: Limusa.
- Aragón. (2013, Mayo). Modelación numérica integrada de los procesos hidráulicos en el drenaje urbano. Barcelona, España.
- Arrieta, & Fernández. (2012). Perspectiva del manejo del drenaje pluvial frente al cambio climático. 94-95.
- Bellassai, M. A. (2016, Agosto 16). *Laboratorio de Hidrología y Cambio Climático*. Retrieved from <http://hidrogeolab.upa.edu.py/?p=665>
- Bonilla. (2012, Junio). Revisión del sistema de alcantarillado de la zona deportiva dentro de la ciudad universitaria, utilizando el software EPA SWMM. 54. México.
- Breña Puyol, A. F. (2003, junio). *Hidrología urbana*. Retrieved from <http://www.uamenlinea.uam.mx/materiales/licenciatura/hidrologia/libro2-hidrologia/libro-web/index.htm>

- Cabrera. (2016, Marzo). Simulaciones hidrológicas hidráulicas en el sistema del río Chone, hasta la ciudad del mismo nombre, considerando la presencia de las obras ya construidas del proyecto de propósito múltiple Chone. 19. Guayaquil, Ecuador.
- Cabrera, E., Minaya, M, Santisteban, M, Barreiro, S, Moreira, M, Giler, M, & Alcivar, L. (2016). *Procesamiento estadístico de la lluvia, obtención de las curvas IFD y aguaceros sintéticos para la estación M0162 del INAMHI en Chone*. Informe técnico parcial del proyecto de investigación: "Evaluación del funcionamiento integrado del sistema de alcantarillado pluvial de Chone", Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí ULEAM, extensión Chone., Chone.
- Campos, A. (1998). *Procesos del ciclo hidrológico*. San Luis Potosí, México: Universidad Autónoma de San Luis Potosí.
- Castillo, Gómez, Martínez, & Albaladejo. (2000). Respuesta hidrológica en medios semiáridos: Las cuencas experimentales de la Sierra de El Picarcho, Murcia (España). (26), 81. Retrieved from <http://hdl.handle.net/10261/16603>
- Chow, V, Maidment, D, & Mays, L. (1994). *Hidrología aplicada*. (Suárez, R, Ed.) Santa Fé de Bogotá, Colombia: Nomos S. A.
- Clavijo, H., Peñaherrera, C, & Andrade, L. (2013). *Diseño de una red de estaciones meteorológicas e hidrológicas para previsión de crecidas e inundaciones, en las subcuencas de los ríos Chone, Portoviejo, Bulu-Bulu y Chongón*. Proyecto previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, mención en Hidráulica., Escuela politécnica Nacional, Facultad de ingeniería Civil y Ambiental., Quito.
- Concha. (2007, Noviembre). *Hidrología Urbana*. 295. Barcelona.
- Concha. (s.f). Análisis de cuencas urbanas usando EPA SWMM 5.0. Retrieved from http://www.hydrolatinamerica.org/jahia/webdav/site/hydrolatinamerica/shared/Lectures%20Notes/01_AnalisisConSWMM5.ppt
- Concha, & Gómez. (2011, Enero). Una aproximación a la modelización del drenaje dual urbano mediante EPA SWMM 5.0. Retrieved from Obtenido de:

https://www.researchgate.net/publication/43178756_Una_aproximacion_a_la_modelizacion_del_drenaje_dual_urbano_mediante_EPA_SWMM_50

Diez, Hernández. (2014). *Fundamentos Modelamiento Hidrológico*. Universidad de Valladolid - España, Unidad Docente de Hidráulica e Hidrología, Valladolid.

Djordjevic, S, Prodanovic, D, & Maksimovic, C. (1999). An approach to simulation of dual drainage. *Water Science and Technology*, 39(9), 95-103.

Ecuador Estratégico. (2014, Junio). Estudio de impacto ambiental del Plan Maestro Hidrosanitario y Pluvial para la Ciudad de Chone, Cantón Chone, Provincia de Manabí. 2. Chone, Ecuador.

Estupiñán Tiuso, H. A. (2009). Metodología para modelar el sistema de drenaje incorporando los procesos de acumulación y lavado en una cuenca urbana. Campus Universidad Nacional de Colombia - sede Bogotá. 16. Bogotá.

Fattorelli, S., & Fernandez, P. (2011). *Diseño hidrológico* (Segunda Edición ed.).

GAD Chone. (2015). Plan de desarrollo y ordenamiento territorial del Cantón Chone 2014-2019.

García. (2006, Noviembre). Hietogramas de diseño en zonas urbanas. 6.

García-Batual, R. (1989). Estimación de la respuesta hidrológica de una cuenca sobre la base de la teoría del hidrograma unitario geomorfológico. 3(1-4), 1. Valencia .

Gil, V., Varela, C., & Mardones, G. (2005). Gestión integral del riesgo por inundaciones: Caso de estudio Ciudad de Chone. 93-94. Retrieved from Obtenido de: <http://docplayer.es/17260923-Gestion-integral-del-riesgo-por-inundaciones-caso-de-estudio-ciudad-de-chone.html>

GMMF. (2005). Manual del usuario. 1-2.

Gómez Valentín, M. (2007, Noviembre). Hidrología urbana. 1. Barcelona.

Gómez, & Aristizabal. (2002). Obtención de curvas de intensidad - frecuencia - duración para el departamento de Caldas. 1. Colombia.

- González, L, Jorge, M.C, Martínez, J.B, & Marrero, N. (2003). *Hidrología superficial para ingenieros*. La Habana: CUJAE.
- Granda. (2013, Agosto). Análisis numérico de la red de drenaje pluvial de la urb. Angamos. 1. Piura.
- Hidrojing. (2013). Obtener curvas IDF. Retrieved from Obtenido de: <http://www.hidrojing.com/obtener-curvas-idf-parte/>
- Lockie , T. (s.f). Catchment modelling using SWMM. Retrieved from Obtenido de: https://www.waternz.org.nz/Folder?Action=View%20File&Folder_id=135&File=lockie_t.pdf
- Macías. (2014, Junio). Informe del diagnóstico estratégico de la ciudad de Chone a intervenirse. Resultados e informes de los estudios básicos complementarios al diagnóstico. 170. Ecuador.
- Menéndez, Á., & Re, M. (2009). Códigos Numéricos para la Hidráulica Urbana. Obtenido de Obtenido de: http://www.ina.gov.ar/pdf/INA-PHC-CodNumHidUrb_01Oct2009.pdf
- Methods; Durrans. (s.f). Stormwater conveyance modeling and design. *First Edition*. Haestad Press, Waterbury, CT USA.
- Múrcia Balaguer, A. (2011). Estudio de la cuenca de La Riereta en Sant Boi de Llobregat mediante un modelo de drenaje dual utilizando SWMM 5. 5.
- Nanía Escobar, L. (1999, Agosto). Metodología numérico - experimental para el análisis del riesgo asociado a la escorrentía pluvial en una red de calles. Barcelona, España.
- NOAA. (2017, mayo). *Precipitation Frequency Data Server (PFDS)*. Retrieved from <http://hdsc.nws.noaa.gov/hdsc/pfds/>
- Pedraza, R. A. (2007, Abril). Efectos de escala sobre la simulación del flujo de agua superficial en áreas urbanas usando modelos basados en la onda cinemática. Argentina.

- Pereyra, D., Pérez, S., & Gómez, R. (2004). Ecuaciones que estiman las curvas de intensidad-duración-período de retorno de la lluvia. *GEOS*, 24(1), 46-56.
- PHI-UNESCO_DT29. (2013). Curvas Intensidad Duración Frecuencia para las regiones Metropolitana, Maule y Bío-bío. Intensidades desde 15 min hasta 24 horas. Retrieved from http://eias.atalca.cl/Docs/pdf/Publicaciones/libros/IDF_15_24_horas.pdf
- PHI-UNESCO_DT7. (2013). *Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia para la zona centro sur de Chile*. Informe Técnico Nro. 7, Programa Hidrológico Internacional de la UNESCO para América Latina y el Caribe. Retrieved from <http://unesdoc.unesco.org/images/0022/002281/228195S.pdf>
- Rincón, J., & Muñoz, M. (2013). Diseño hidráulico de sistemas de drenaje dual a través del modelo SWMM. *XXXIV(2)*, 104.
- Robredo. (s.f). Cálculo de caudales de avenida. 8. Retrieved from <http://www.hidrojing.com/wp-content/uploads/2014/04/CALCULO-DE-CAUDALES-DE-AVENIDA.pdf>
- Rodríguez. (2013, Septiembre). Nuevas tendencias en la gestión de drenaje pluvial en una cuenca urbana. 38. Retrieved from http://biblioteca.unirioja.es/tfe_e/TFE000523.pdf
- Rojas. (2012, Julio). Una visión diferente al análisis de las inundaciones. Caso de estudio: Ciudad de Camaguey. 17-18. La Habana, Cuba.
- Rosales Morales, M. S., Salas Plata M, J., & Rodríguez Esparza, A. (2015). Manejo del drenaje pluvial mediante control de la fuente de escurrimientos superficiales. *12(56)*, 5.
- Russo, B., Pouget, L., Malgrat, P., & García, J. (2012). Evaluación del impacto del cambio climático en un caso de estudio de Barcelona a través de una modelización 2D-1D del drenaje dual.
- Sánchez. (2012, Julio). Modelación integrada de sistemas de drenaje pluvial urbano en zonas predominantemente llanas. La Habana.

- Sanchez R, L. A. (2008, Junio). Introducción a la hidrología urbana.
- Sánchez,. (2010). Nueva herramienta para análisis de sistemas de drenaje pluvial urbano. *XXXI(1)*, 18.
- Sánchez, L. A., & Méndez Escalante, L. S. (2011). Modelación y desarrollo de una base de datos espaciales del sistema de drenaje pluvial urbano de la ciudad de Coro. *XXXII(2)*, 76. Venezuela.
- SENPLADES. (2013). Plan Nacional para el Buen Vivir 2013 - 2017. Quito, Ecuador. Retrieved from Obtenido de: <http://www.buenvivir.gob.ec/>
- SGR. (2014, Junio). Programa de prevención y mitigación para reducir el riesgo por diferentes amenazas. Ecuador. Retrieved from Obtenido de: <http://www.gestionderiesgos.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/04/ProyectoPrevencion.pdf>
- SIAPA. (2014). Actualización de los criterios y lineamientos técnicos para factibilidades en la Z.M.G. Jalisco. Retrieved from Obtenido de: <http://www.siapa.gob.mx/transparencia/criterios-y-lineamientos-tecnicos-para-factibilidades-en-la-zmg>
- U.S. EPA. (n.d.). *United States Environmental Protection Agency*. Retrieved from <https://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm>
- USDA. (1986). *Urban Hydrology for Small Watersheds*. Technical Release TR-55. Second Edition, United States Department of Agriculture. Retrieved from https://www.nrcs.usda.gov/Internet/FSE_DOCUMENTS/stelprdb1044171.pdf
- Vargas Valbuena, M., & Villegas Angarita, R. (2013). Modelación de la red de alcantarillado sanitario y pluvial de la urbanización Plaza Madrid mediante el software EPA SWMM. 9. Bogotá.

ANEXOS

Anexo A1. Prueba paramétrica T de Student y tabla asociada.

Esta prueba se basa en la diferencia entre los valores medios muestrales, por lo que resulta muy robusta para detectar la no homogeneidad de un registro debido a un cambio brusco en la media.

Procedimiento:

1- Se divide la serie de tamaño N en dos subseries A y B, de longitudes semejantes donde N_A y N_B serán respectivamente el Número de datos de ambas subseries.

2- A cada serie se le calcula la media \bar{x} y su varianza V .

3- Se calcula el estadígrafo “T” de diferencias de medias:

$$T = \frac{|\bar{x}_A - \bar{x}_B|}{\left(\frac{N \cdot V_p}{N_A \cdot N_B}\right)^{1/2}}$$

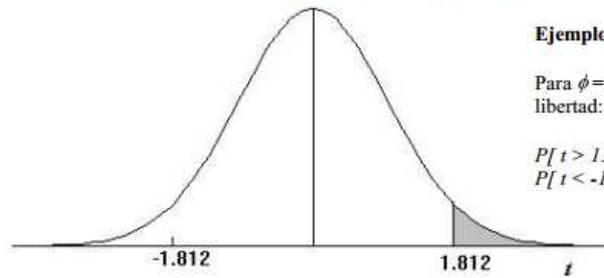
Donde el término V_p se calcula de la siguiente forma:

$$V_p = \frac{(N_A - 1)V_A + (N_B - 1)V_B}{(N_A + N_B) - 2}$$

4- Se estiman los grados de libertad γ por $\gamma = 2$.

5- Se busca el valor de “ $T_{critico}$ ” en la tabla T de student con un nivel de significación de 0.05 y con grado de libertad γ . Si $T \leq T_{critico}$ la serie es homogénea, caso contrario no sería homogénea.

Puntos de porcentaje de la distribución t



Ejemplo

Para $\phi = 10$ grados de libertad:

$$P[t > 1.812] = 0.05$$

$$P[t < -1.812] = 0.05$$

$\gamma \backslash \alpha$	0,25	0,2	0,15	0,1	0,05	0,025	0,01	0,005	0,0005
1	1,000	1,376	1,963	3,078	6,314	12,706	31,821	63,656	636,578
2	0,816	1,061	1,386	1,886	2,920	4,303	6,965	9,925	31,600
3	0,765	0,978	1,250	1,638	2,353	3,182	4,541	5,841	12,924
4	0,741	0,941	1,190	1,533	2,132	2,776	3,747	4,604	8,610
5	0,727	0,920	1,156	1,476	2,015	2,571	3,365	4,032	6,869
6	0,718	0,906	1,134	1,440	1,943	2,447	3,143	3,707	5,959
7	0,711	0,896	1,119	1,415	1,895	2,365	2,998	3,499	5,408
8	0,706	0,889	1,108	1,397	1,860	2,306	2,896	3,355	5,041
9	0,703	0,883	1,100	1,383	1,833	2,262	2,821	3,250	4,781
10	0,700	0,879	1,093	1,372	1,812	2,228	2,764	3,169	4,587
11	0,697	0,876	1,088	1,363	1,796	2,201	2,718	3,106	4,437
12	0,695	0,873	1,083	1,356	1,782	2,179	2,681	3,055	4,318
13	0,694	0,870	1,079	1,350	1,771	2,160	2,650	3,012	4,221
14	0,692	0,868	1,076	1,345	1,761	2,145	2,624	2,977	4,140
15	0,691	0,866	1,074	1,341	1,753	2,131	2,602	2,947	4,073
16	0,690	0,865	1,071	1,337	1,746	2,120	2,583	2,921	4,015
17	0,689	0,863	1,069	1,333	1,740	2,110	2,567	2,898	3,965
18	0,688	0,862	1,067	1,330	1,734	2,101	2,552	2,878	3,922
19	0,688	0,861	1,066	1,328	1,729	2,093	2,539	2,861	3,883
20	0,687	0,860	1,064	1,325	1,725	2,086	2,528	2,845	3,850
21	0,686	0,859	1,063	1,323	1,721	2,080	2,518	2,831	3,819
22	0,686	0,858	1,061	1,321	1,717	2,074	2,508	2,819	3,792
23	0,685	0,858	1,060	1,319	1,714	2,069	2,500	2,807	3,768
24	0,685	0,857	1,059	1,318	1,711	2,064	2,492	2,797	3,745
25	0,684	0,856	1,058	1,316	1,708	2,060	2,485	2,787	3,725
26	0,684	0,856	1,058	1,315	1,706	2,056	2,479	2,779	3,707
27	0,684	0,855	1,057	1,314	1,703	2,052	2,473	2,771	3,689
28	0,683	0,855	1,056	1,313	1,701	2,048	2,467	2,763	3,674
29	0,683	0,854	1,055	1,311	1,699	2,045	2,462	2,756	3,660
30	0,683	0,854	1,055	1,310	1,697	2,042	2,457	2,750	3,646
40	0,681	0,851	1,050	1,303	1,684	2,021	2,423	2,704	3,551
60	0,679	0,848	1,045	1,296	1,671	2,000	2,390	2,660	3,460
120	0,677	0,845	1,041	1,289	1,658	1,980	2,358	2,617	3,373
∞	0,674	0,842	1,036	1,282	1,645	1,960	2,326	2,576	3,290

Anexo A2. Prueba y tabla de Smirnov – Kolmogorov.

El procedimiento básico para aplicar la prueba parte de ordenar en sentido decreciente los términos de la serie, calculando para cada uno de ellos un valor de probabilidad empírica de acuerdo con alguna de las ecuaciones que aparecen en la literatura para este efecto, ver (González et al., 2003).

Procedimiento:

1- Se ordena la serie decrecientemente.

2- Se calcula la probabilidad empírica para cada uno de los datos. En esta investigación se trabaja con la ecuación de Weibull que tiene la siguiente expresión:

$$\frac{m}{N+1}$$

Donde m significa el valor de la posición del elemento analizado en la serie ordenada de forma decreciente y N el tamaño de la serie

3- Se calcula la probabilidad teórica, por las fórmulas o procedimiento de cada una de las distribuciones.

4- Para cada término de la serie se calcula:

$$\Delta_{calculado} = |P_{empírica} - P_{teórica}|$$

5- Se selecciona el mayor $\Delta_{calculado}$

6- Para el nivel de significancia elegido se busca en la tabla de Kolmogorov el $\Delta_{K_Crítico}$.

7- Se comparan los valores de Δ . Si $\Delta_{calculado} \leq \Delta_{K_Crítico}$ se acepta la hipótesis de que el modelo probabilístico teórico es adecuado, de lo contrario se rechaza el ajuste.

Test de Kolmogorov-Smirnov

Nivel de significación α

n	0.20	0.10	0.05	0.02	0.01	0.005	0.002	0.001
1	0.90000	0.95000	0.97500	0.99000	0.99500	0.99750	0.99900	0.99950
2	0.68337	0.77639	0.84189	0.90000	0.92929	0.95000	0.96838	0.97764
3	0.56481	0.63604	0.70760	0.78456	0.82900	0.86428	0.90000	0.92065
4	0.49265	0.56522	0.62394	0.68887	0.73424	0.77639	0.82217	0.85047
5	0.44698	0.50945	0.56328	0.62718	0.66853	0.70543	0.75000	0.78137
6	0.41037	0.46799	0.51926	0.57741	0.61661	0.65287	0.69571	0.72479
7	0.38148	0.43607	0.48342	0.53844	0.57581	0.60975	0.65071	0.67930
8	0.35831	0.40962	0.45427	0.50654	0.54179	0.57429	0.61368	0.64098
9	0.33910	0.38746	0.43001	0.47960	0.51332	0.54443	0.58210	0.60846
10	0.32260	0.36866	0.40925	0.45562	0.48893	0.51872	0.55500	0.58042
11	0.30829	0.35242	0.39122	0.43670	0.46770	0.49539	0.53135	0.55588
12	0.29577	0.33815	0.37543	0.41918	0.44905	0.47672	0.51047	0.53422
13	0.28470	0.32549	0.36143	0.40362	0.43247	0.45921	0.49189	0.51490
14	0.27481	0.31417	0.34890	0.38970	0.41762	0.44352	0.47520	0.49753
15	0.26589	0.30397	0.33750	0.37713	0.40420	0.42934	0.45611	0.48182
16	0.25778	0.29472	0.32733	0.36571	0.39201	0.41644	0.44637	0.46750
17	0.25039	0.28627	0.31796	0.35528	0.38086	0.40464	0.43380	0.45540
18	0.24360	0.27851	0.30936	0.34569	0.37062	0.39380	0.42224	0.44234
19	0.23735	0.27136	0.30143	0.33685	0.36117	0.38379	0.41156	0.43119
20	0.23156	0.26473	0.29408	0.32866	0.35241	0.37451	0.40165	0.42085
21	0.22517	0.25858	0.28724	0.32104	0.34426	0.36588	0.39243	0.41122
22	0.22115	0.25283	0.28087	0.31394	0.33666	0.35782	0.38382	0.40223
23	0.21646	0.24746	0.27491	0.30728	0.32954	0.35027	0.37575	0.39380
24	0.21205	0.24242	0.26931	0.30104	0.32286	0.34318	0.36787	0.38588
25	0.20790	0.23768	0.26404	0.29518	0.31657	0.33651	0.36104	0.37743
26	0.20399	0.23320	0.25908	0.28962	0.30963	0.33022	0.35431	0.37139
27	0.20030	0.22898	0.25438	0.28438	0.30502	0.32425	0.34794	0.36473
28	0.19680	0.22497	0.24993	0.27942	0.29971	0.31862	0.34190	0.35842
29	0.19348	0.22117	0.24571	0.27471	0.29466	0.31327	0.33617	0.35242
30	0.19032	0.21756	0.24170	0.27023	0.28986	0.30818	0.33072	0.34672
31	0.18732	0.21412	0.23788	0.26596	0.28529	0.30333	0.32553	0.34129
32	0.18445	0.21085	0.23424	0.26189	0.28094	0.29870	0.32058	0.33611
33	0.18171	0.20771	0.23076	0.25801	0.27577	0.29428	0.31584	0.33115
34	0.17909	0.21472	0.22743	0.25429	0.27271	0.29005	0.31131	0.32641
35	0.17659	0.20185	0.22425	0.25073	0.26897	0.28600	0.30597	0.32187
36	0.17418	0.19910	0.22119	0.24732	0.26532	0.28211	0.30281	0.31751
37	0.17188	0.19646	0.21826	0.24404	0.26180	0.27838	0.29882	0.31333
38	0.16966	0.19392	0.21544	0.24089	0.25843	0.27483	0.29498	0.30931
39	0.16753	0.19148	0.21273	0.23785	0.25518	0.27135	0.29125	0.30544
40	0.16547	0.18913	0.21012	0.23494	0.25205	0.26803	0.28772	0.30171

41	0.16349	0.18687	0.20760	0.23213	0.24904	0.26482	0.28429	0.29811
42	0.16158	0.18468	0.20517	0.22941	0.24613	0.26173	0.28097	0.29465
43	0.15974	0.18257	0.20283	0.22679	0.24332	0.25875	0.27778	0.29130
44	0.15795	0.18051	0.20056	0.22426	0.24060	0.25587	0.27468	0.28806
45	0.15623	0.17856	0.19837	0.22181	0.23798	0.25308	0.27169	0.28493
46	0.15457	0.17665	0.19625	0.21944	0.23544	0.25038	0.26880	0.28190
47	0.15295	0.17481	0.19420	0.21715	0.23298	0.24776	0.26600	0.27896
48	0.15139	0.17301	0.19221	0.21493	0.23059	0.24523	0.26328	0.27611
49	0.14987	0.17128	0.19028	0.21281	0.22832	0.24281	0.26069	0.27339
50	0.14840	0.16959	0.18841	0.21068	0.22604	0.24039	0.25809	0.27067
n>50	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.52}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.73}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.85}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.95}{\sqrt{n}}$

Anexo A3. Secciones transversales de conductos, disponibles en SWMM.

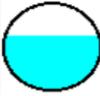
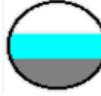
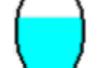
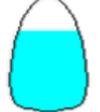
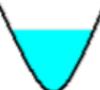
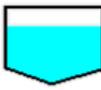
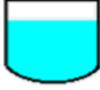
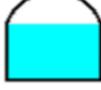
Nombre	Parámetros	Forma	Nombre	Parámetros	Forma
Circular	Profundidad		Circular Relleno	Profundidad, profundidad del relleno	
Rectangular Cerrado	Profundidad, ancho		Rectangular Abierto	Profundidad, ancho	
Trapezoidal	Profundidad, ancho en la parte superior, pendiente lateral		Triangular	Profundidad, ancho en la parte superior	
Elipse Horizontal	Profundidad		Elipse Vertical	Profundidad	
Arco	Profundidad		Parabólica	Profundidad, ancho en la parte superior	
Potencial	Profundidad, Ancho en la parte superior, exponente		Rectangular – Triangular	Profundidad, ancho	
Rectangular Redondeada	Profundidad, ancho		Cesta de mano modificada	Profundidad, ancho	
Huevo	Profundidad		Huella de caballo	Profundidad	
Gótico	Profundidad		Catenaria	Profundidad	
Semiéptica	Profundidad		Cesta de mano	Profundidad	
Semicircular	Profundidad				

Figura A3.1. Secciones transversales de conductos, disponibles en SWMM

Fuente: (GMMF, 2005)

Anexo A4. Tabla para determinar el número de la curva de subcuencas o áreas de drenaje urbanas.

Tabla A4.1. Número de la curva para determinar el escurrimiento superficial de cuencas urbanas.

Runoff curve numbers for urban areas ^{1/}					
Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type and hydrologic condition	Average percent impervious area ^{2/}	A	B	C	D
<i>Fully developed urban areas (vegetation established)</i>					
Open space (lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.) ^{3/} :					
Poor condition (grass cover < 50%).....		68	79	86	89
Fair condition (grass cover 50% to 75%).....		49	69	79	84
Good condition (grass cover > 75%).....		39	61	74	80
Impervious areas:					
Paved parking lots, roofs, driveways, etc. (excluding right-of-way).....		98	98	98	98
Streets and roads:					
Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way).....		98	98	98	98
Paved; open ditches (including right-of-way).....		83	89	92	93
Gravel (including right-of-way).....		76	85	89	91
Dirt (including right-of-way).....		72	82	87	89
Western desert urban areas:					
Natural desert landscaping (pervious areas only) ^{4/}		63	77	85	88
Artificial desert landscaping (impervious weed barrier, desert shrub with 1- to 2-inch sand or gravel mulch and basin borders).....		96	96	96	96
Urban districts:					
Commercial and business.....	85	89	92	94	95
Industrial.....	72	81	88	91	93
Residential districts by average lot size:					
1/8 acre or less (town houses).....	65	77	85	90	92
1/4 acre.....	38	61	75	83	87
1/3 acre.....	30	57	72	81	86
1/2 acre.....	25	54	70	80	85
1 acre.....	20	51	68	79	84
2 acres.....	12	46	65	77	82
<i>Developing urban areas</i>					
Newly graded areas (pervious areas only, no vegetation) ^{4/}		77	86	91	94
Idle lands (CN's are determined using cover types similar to those in table 2-2c).					

Fuente: (USDA, 1986)

Anexo A5. Ecuaciones de momentum de la conservación de la masa que se utiliza en SWMM.

Tabla A5.1. Ecuaciones de momentum

Conservation Form	$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} - g (S_o - S_f) = 0$	
Noconservation Form	$-g (S_o - S_f) = 0$	Onda cinemática <i>(Kinematic Wave)</i>
	$g \frac{\partial y}{\partial x} - g (S_o - S_f) = 0$	Onda difusiva <i>(Diffusion Wave)</i>
	$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g (S_o - S_f) = 0$	Onda dinámica <i>(Dynamic Wave)</i>

Fuente: (Sanchez R, 2008)

Anexo A6. Curvas IFD de la estación climatológica M0162 en forma de tabla.

Tabla A6.1. Curvas IFD de la estación climatológica M0162

Tiempo (min)	Tiempo (hrs)	Intensidad de precipitación máxima Pd (mm/hr)						
		2	5	10	25	50	100	500
5	0.083	132.798	175.978	204.566	240.687	267.475	294.084	355.558
10	0.167	86.624	114.790	133.438	156.999	174.473	191.830	231.929
15	0.250	67.467	89.405	103.929	122.280	135.889	149.408	180.639
20	0.333	56.504	74.877	87.041	102.410	113.808	125.130	151.287
25	0.417	49.243	65.255	75.856	89.250	99.183	109.050	131.845
30	0.500	44.009	58.319	67.793	79.763	88.640	97.458	117.830
35	0.583	40.019	53.032	61.648	72.533	80.605	88.624	107.150
40	0.667	36.857	48.842	56.777	66.802	74.237	81.622	98.684
45	0.750	34.276	45.422	52.801	62.124	69.038	75.906	91.773
50	0.833	32.121	42.566	49.480	58.217	64.697	71.133	86.002
55	0.917	30.289	40.137	46.657	54.896	61.005	67.074	81.095
60	1.000	28.707	38.041	44.221	52.029	57.820	63.572	76.860
65	1.083	27.325	36.209	42.092	49.524	55.036	60.511	73.160
70	1.167	26.105	34.593	40.212	47.313	52.579	57.809	69.893
75	1.250	25.018	33.153	38.538	45.343	50.390	55.402	66.983
80	1.333	24.042	31.859	37.035	43.575	48.424	53.242	64.371
85	1.417	23.160	30.691	35.677	41.976	46.648	51.289	62.010
90	1.500	22.359	29.628	34.442	40.523	45.033	49.513	59.863
95	1.583	21.626	28.657	33.313	39.195	43.557	47.890	57.901
100	1.667	20.953	27.766	32.276	37.975	42.202	46.400	56.099
105	1.750	20.332	26.943	31.319	36.850	40.951	45.025	54.437
110	1.833	19.757	26.181	30.434	35.808	39.794	43.752	52.898
115	1.917	19.223	25.474	29.612	34.840	38.718	42.570	51.468
120	2.000	18.725	24.814	28.845	33.938	37.716	41.468	50.136
125	2.083	18.260	24.197	28.128	33.095	36.778	40.437	48.890
130	2.167	17.824	23.619	27.456	32.305	35.900	39.471	47.722
135	2.250	17.414	23.076	26.825	31.562	35.074	38.564	46.625
140	2.333	17.028	22.565	26.230	30.862	34.297	37.709	45.591
145	2.417	16.664	22.082	25.669	30.202	33.563	36.902	44.616
150	2.500	16.319	21.625	25.138	29.577	32.869	36.139	43.693
155	2.583	15.993	21.193	24.635	28.985	32.211	35.416	42.819
160	2.667	15.683	20.782	24.157	28.424	31.587	34.729	41.989
165	2.750	15.388	20.391	23.704	27.890	30.994	34.077	41.200
170	2.833	15.107	20.019	23.272	27.381	30.428	33.456	40.449
175	2.917	14.839	19.665	22.859	26.896	29.890	32.863	39.733
180	3	14.584	19.327	22.466	26.433	29.375	32.297	39.049
240	4	12.214	16.186	18.816	22.138	24.602	27.049	32.703
300	5	10.645	14.106	16.398	19.293	21.440	23.573	28.501
360	6	9.5133	12.607	14.655	17.242	19.161	21.067	25.471
480	8	7.9675	10.558	12.273	14.440	16.048	17.644	21.332
720	12	6.2055	8.2233	9.559	11.247	12.499	13.742	16.615
1080	18	4.8332	6.4048	7.445	8.760	9.735	10.703	12.941
1440	24	4.0478	5.3640	6.235	7.336	8.153	8.964	10.838

Fuente: Elaboración propia

Anexo A7. Hietogramas de trabajo

En las dos primeras columnas de las siguientes tablas aparecen el tiempo en minutos y la intensidad de la lluvia en mm/h, la tercera columna se calcula convirtiendo el tiempo en la columna 1 a horas y multiplicándolo por los valores de la columna 2. El primer valor de la columna 4 coincide con su homólogo de la columna 3 y en lo adelante se resta el valor de columna 3 y la fila actual con el anterior. En la columna 5 se ubican los intervalos de tiempo, en este caso 5 minutos, El primer valor de la última columna coincide con el penúltimo de la columna 5, en lo adelante se recorre la columna 5 hacia arriba y con valores alternos hasta llegar al inicio, seguidamente se van tomando los valores no elegidos, esta vez hacia abajo.

Tabla A7.1. Hietograma de evento de una hora de duración y período de retorno T=10 años

Duración (min)	Intensidad (mm/h)	Pacum (mm)	ΔP (mm)	Intervalos (min)	ΔP (mm)
5	204.566	17.047	17.047	0-5	1.535
10	133.438	22.240	5.192	5-10	1.749
15	103.929	25.982	3.743	10-15	2.065
20	87.041	29.014	3.031	15-20	2.593
25	75.856	31.607	2.593	20-25	3.743
30	67.793	33.896	2.290	25-30	17.047
35	61.648	35.961	2.065	30-35	5.192
40	56.777	37.851	1.890	35-40	3.031
45	52.801	39.600	1.749	40-45	2.290
50	49.481	41.234	1.633	45-50	1.890
55	46.657	42.769	1.535	50-55	1.633
60	44.221	44.221	1.452	55-60	1.452

Fuente: Elaboración propia

Tabla A7.2. Hietograma de evento de una hora de duración y período de retorno T=25 años

Duración (min)	Intensidad (mm/h)	Pacum (mm)	ΔP (mm)	Intervalos (min)	ΔP (mm)
5	240.687	20.057	20.057	0-5	1.807
10	156.999	26.167	6.109	5-10	2.058
15	122.280	30.570	4.403	10-15	2.429
20	102.410	34.137	3.567	15-20	3.051
25	89.250	37.187	3.051	20-25	4.403
30	79.763	39.881	2.694	25-30	20.057
35	72.533	42.311	2.429	30-35	6.109
40	66.802	44.535	2.224	35-40	3.567
45	62.124	46.593	2.058	40-45	2.694
50	58.217	48.515	1.922	45-50	2.224
55	54.896	50.321	1.807	50-55	1.922
60	52.029	52.029	1.708	55-60	1.708

Fuente: Elaboración propia

Tabla A7.3. Hietograma de evento de una hora de duración y período de retorno T=100 años

Duración (min)	Intensidad (mm/h)	Pacum (mm)	ΔP (mm)	Intervalos (min)	ΔP (mm)
5	294.084	24.507	24.507	0-5	2.207
10	191.830	31.972	7.465	5-10	2.515
15	149.408	37.352	5.380	10-15	2.968
20	125.130	41.710	4.358	15-20	3.728
25	109.050	45.438	3.728	20-25	5.380
30	97.458	48.729	3.292	25-30	24.507
35	88.624	51.698	2.968	30-35	7.465
40	81.622	54.415	2.717	35-40	4.358
45	75.906	56.930	2.515	40-45	3.292
50	71.133	59.278	2.348	45-50	2.717
55	67.074	61.485	2.207	50-55	2.348
60	63.572	63.572	2.087	55-60	2.087

Fuente: Elaboración propia

Anexo A8. Distribución de tuberías con sus diámetros en el proyecto de la red de drenaje pluvial futura de la ciudad de Chone

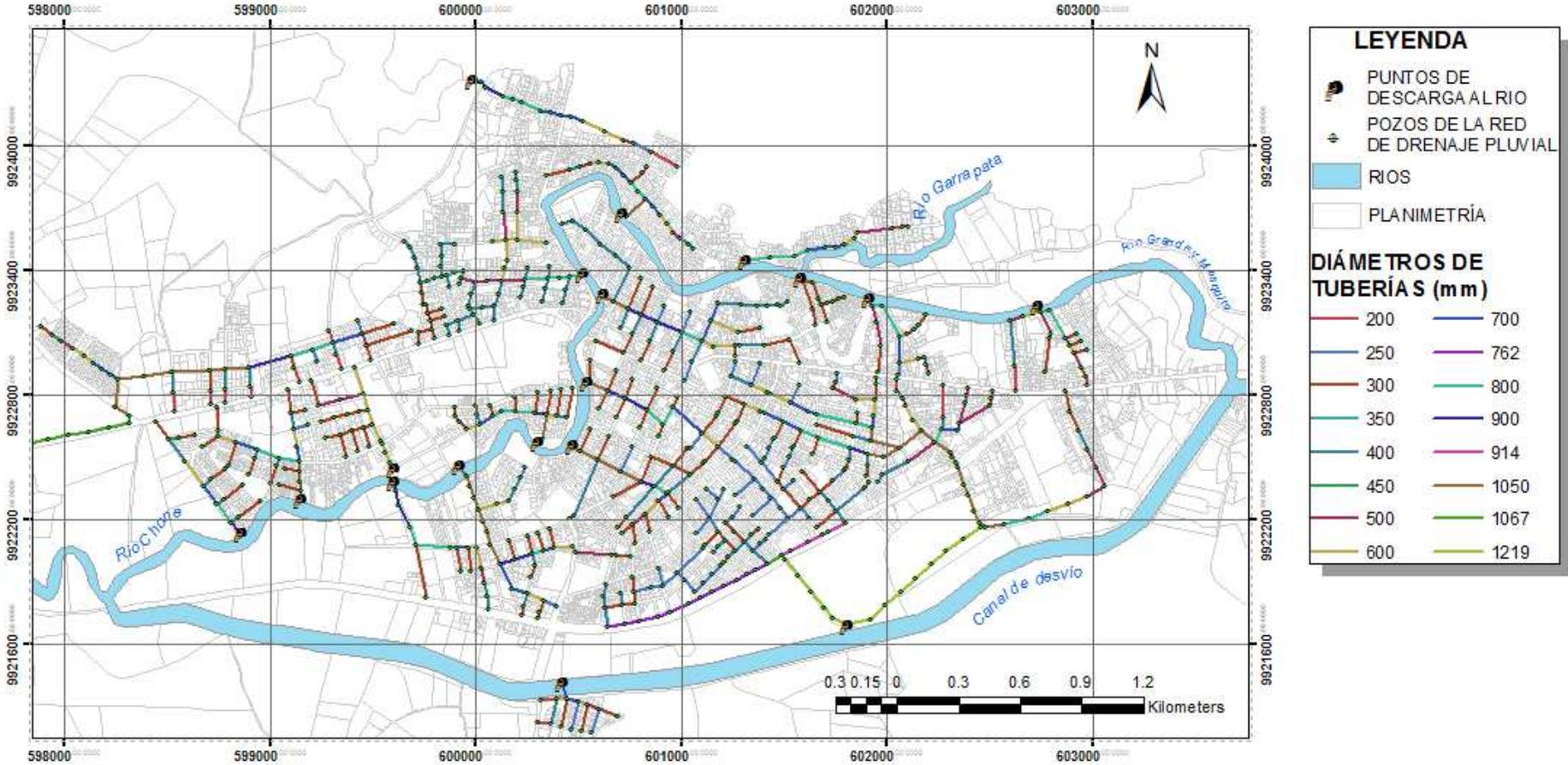


Figura A8.1. Distribución de tuberías con sus diámetros en el proyecto de la red de drenaje pluvial futura de la ciudad de Chone.

Fuente: Elaboración propia

Anexo A9. Subcuencas que definen la red de drenaje pluvial de la ciudad de Chone

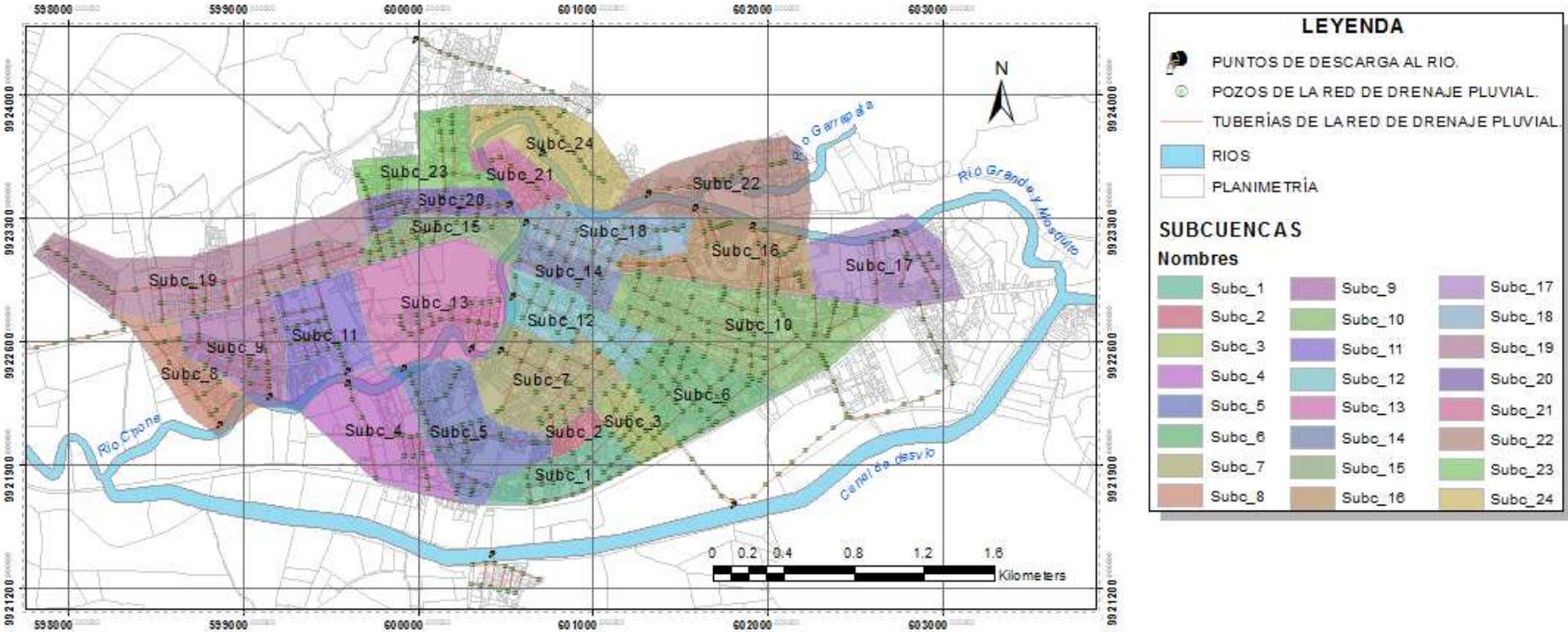


Figura A9.1. Subcuencas que definen la red de drenaje pluvial de Chone.

Fuente: (Cabrera, et al., 2016)

Anexo A9. Subcuencas o áreas de drenaje que aportan escurrimiento a los pozos.

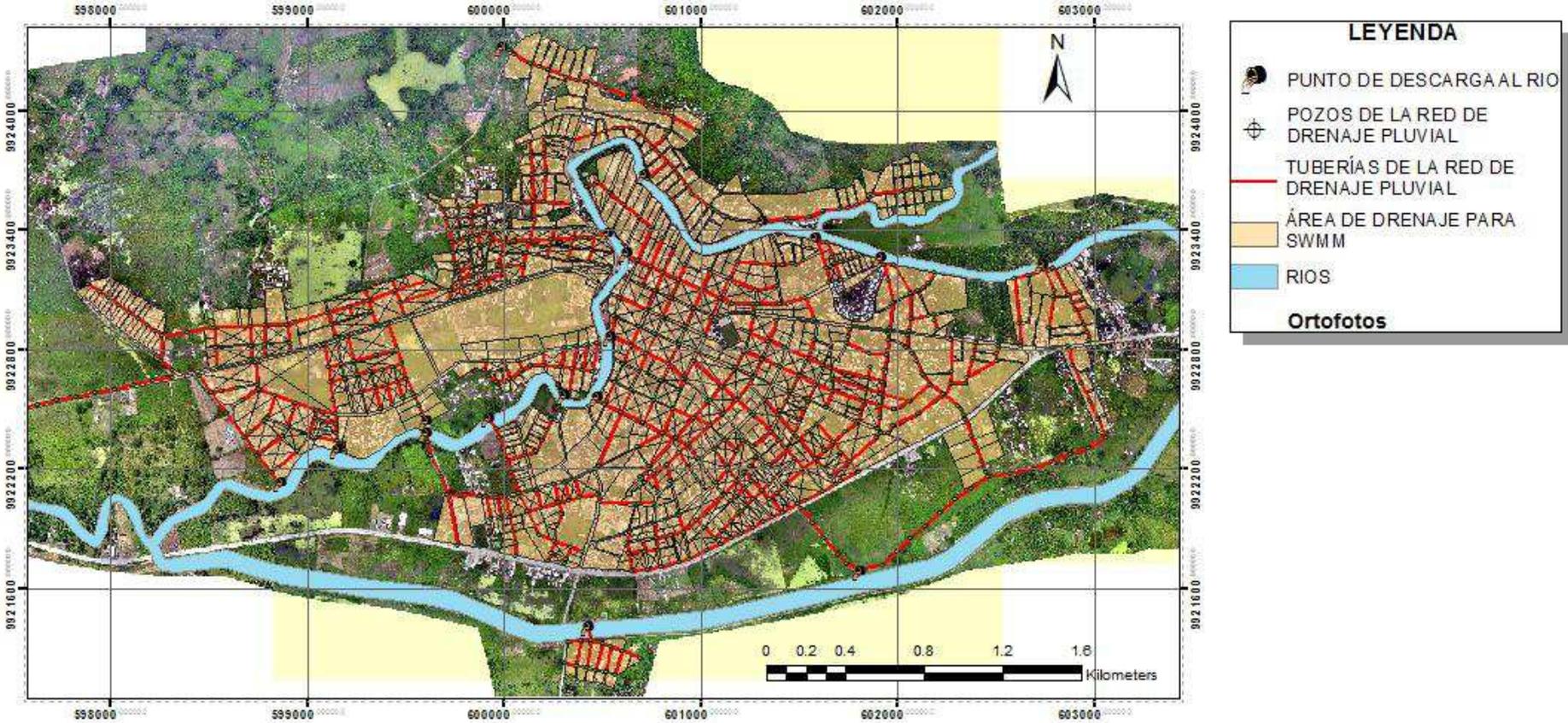


Figura A9.1. Subcuencas o área de drenaje que aportan escurrimiento a los pozos. Información para el modelo SWMM.

Fuente: Elaboración propia

Anexo A10. Mapa de valores de rangos de CN para cada área de drenaje.

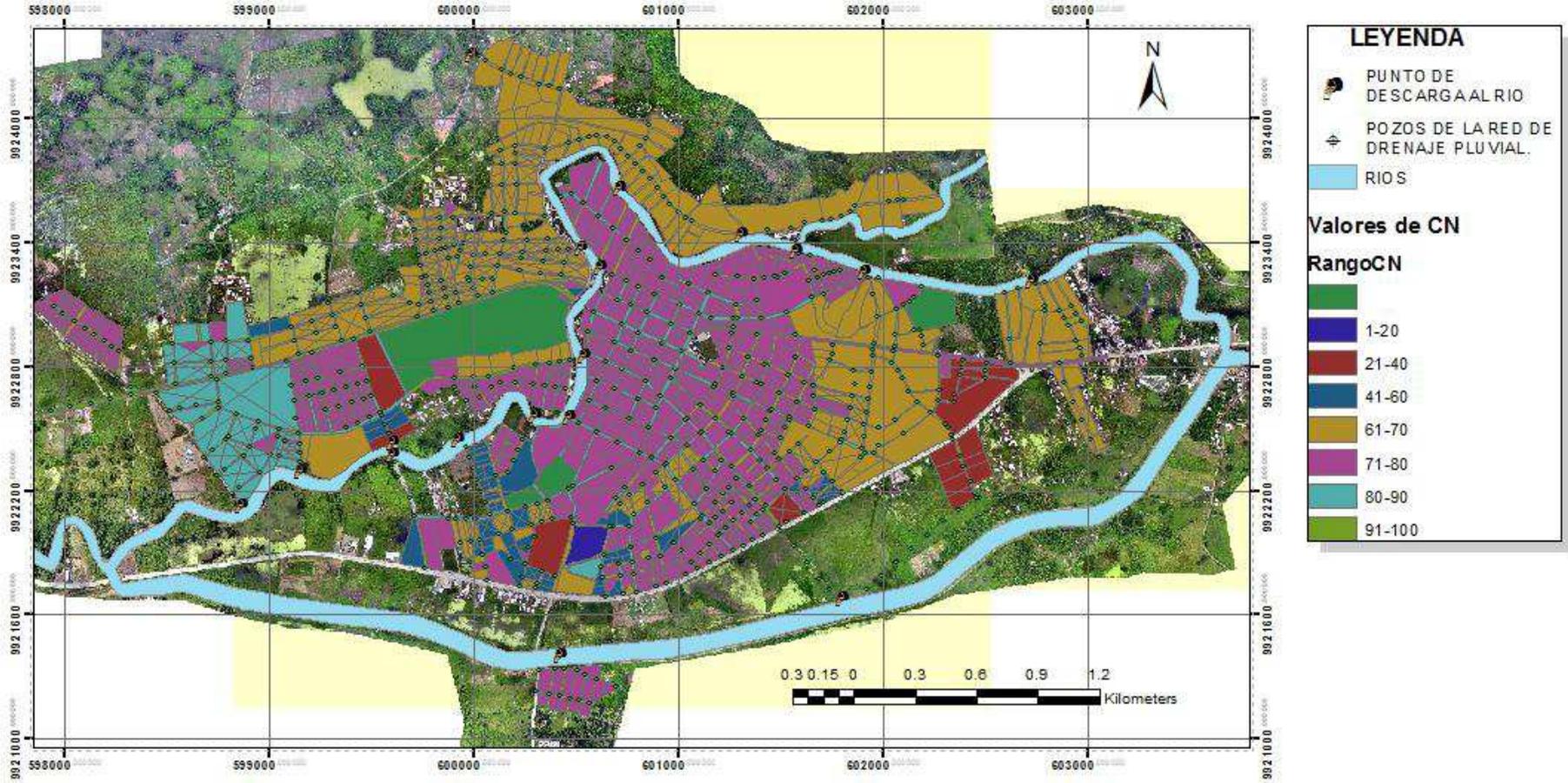


Figura A10.1. Mapa de valores de rangos de CN para cada área de drenaje.

Fuente: Elaboración propia

Anexo A11. Procedimiento para cargar en el programa Autodesk Storm and Sanitary Analysis ASSA, la información necesaria de la red para el modelo en SWMM, proveniente de ArcGIS.

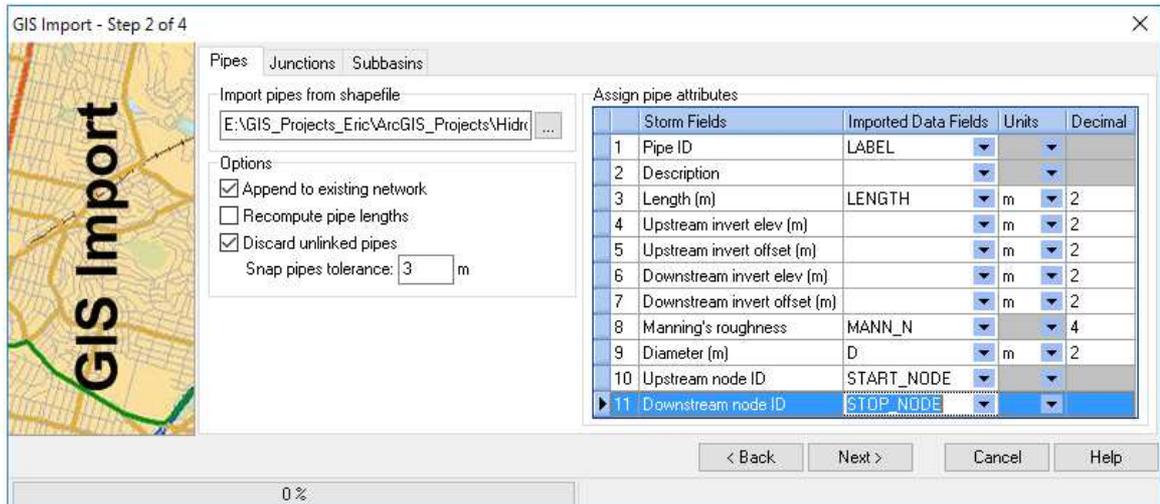


Figura A11.1. Ventana para la entrada de las tuberías al programa ASSA provenientes de ArcGIS.

Fuente: Elaboración propia

En este caso es importante plantear que debe existir una relación topológica coherente entre las tres informaciones básicas (tuberías, pozos y subcuencas), por ejemplo: obsérvese que para cada tubería se debe conocer cuáles son sus nodos (pozos) que la limitan, e incluso la dirección del flujo, ya que se definen los parámetros *Upstream node ID* y *Downstream node ID*.

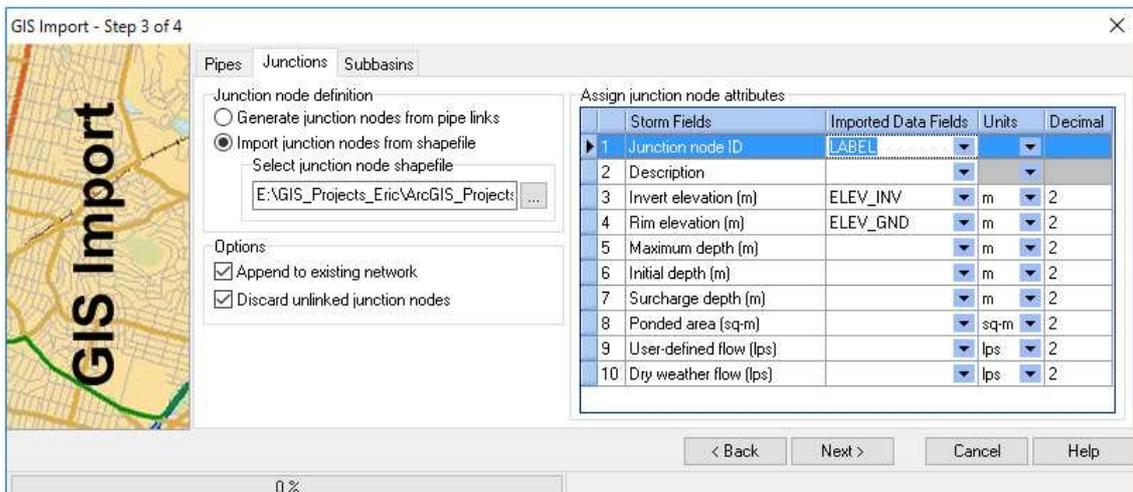


Figura A11.2. Ventana para la entrada de los pozos al programa ASSA provenientes de ArcGIS.

Fuente: Elaboración propia

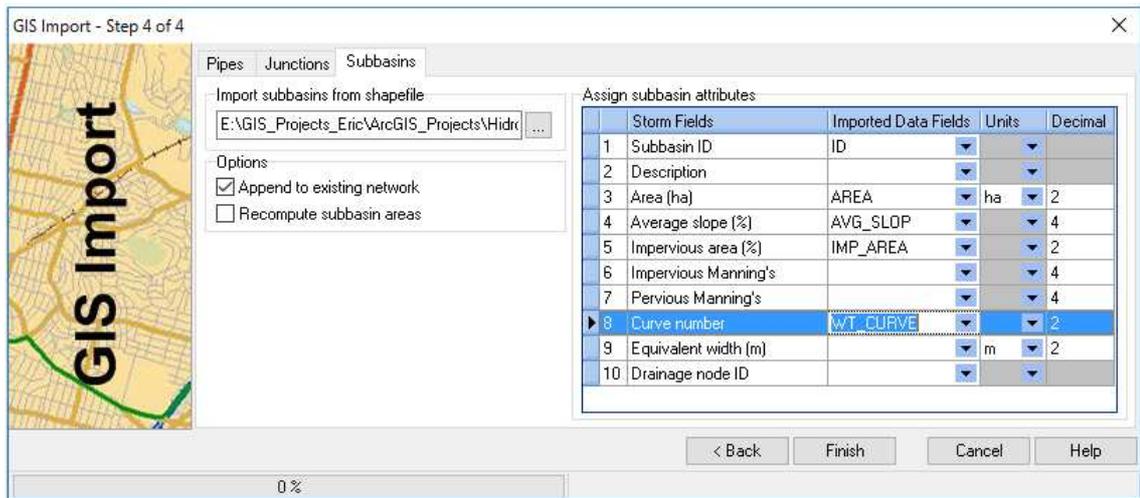


Figura A11.2. Ventana para la entrada de los pozos al programa ASSA provenientes de ArcGIS.

Fuente: Elaboración propia

Anexo A12. Selección de parámetros por defecto de las subcuencas, pozos y tuberías en SWMM 5.1

A esta ventana se accede por medio de *Project/Defaults...*

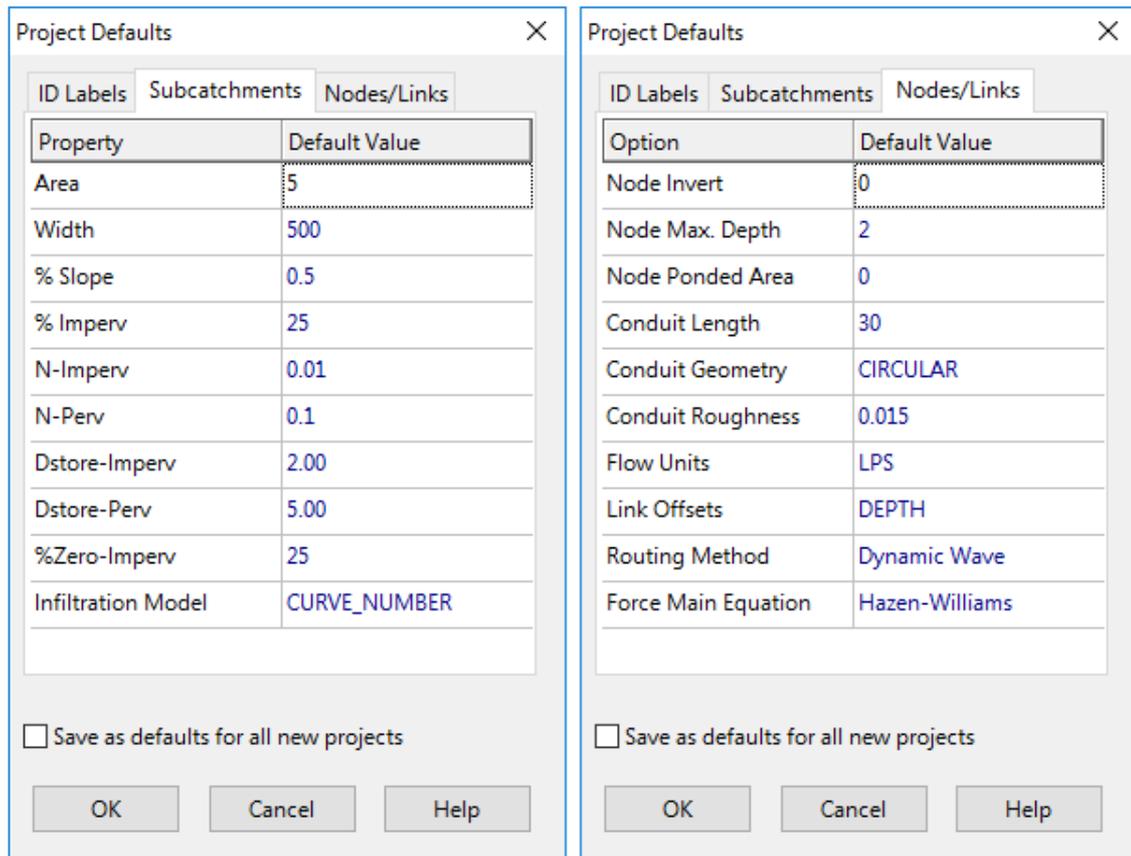


Figura A12.1. Ventana para la selección de parámetros hidrológicos e hidráulicos para el modelo SWMM 5.1.

Fuente: Elaboración propia

Anexo A13. Visitas técnicas a la subcuenca Subc_12 para levantamiento de información.

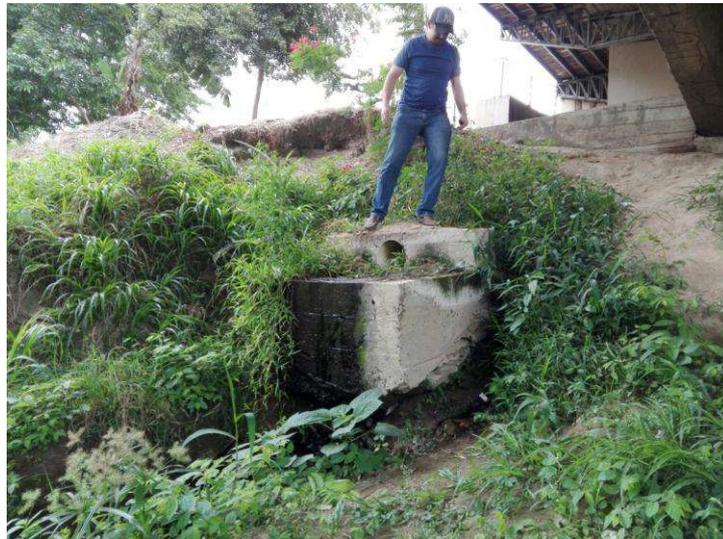


Figura A13.1. Punto de descarga al río, bajo el puente de Santa Martha.

Fuente: Proyecto de investigación.



Figura A13.2. Toma de coordenadas de registro pluviométrico.

Fuente: Proyecto de investigación.