



**Universidad de Valparaíso  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil**

**“Modelación de Sistemas Urbanos de Drenaje  
Sostenible (SUDS), usando SWMM 5.1”**

Por

**Jaime Mauricio Cortés Oyanedel**

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en  
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

**Profesor Guía: Rodrigo Concha Jopia**

Diciembre, 2014

**Universidad de Valparaíso  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil**



**“Modelación de Sistemas Urbanos de Drenaje  
Sostenible (SUDS), usando SWMM 5.1”**

**Por**

**Jaime Mauricio Cortés Oyanedel**

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en  
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

**Profesor Guía: Rodrigo Concha Jopia**

Diciembre, 2014

*A mis Padres y Familia por su apoyo...*

# ÍNDICE GENERAL

ÍTEM	Pág.
ÍNDICE DE TABLAS .....	7
ÍNDICE DE FIGURAS .....	9
ÍNDICE DE ECUACIONES .....	17
LISTA DE ABREVIATURAS O SIGLAS.....	18
<b>RESUMEN .....</b>	<b>19</b>
<b>CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>20</b>
1.1 Introducción .....	20
1.2 Objetivos.....	21
1.2.1 Objetivo General.....	21
1.2.2 Objetivos Específicos.....	21
1.3 Alcance.....	22
<b>CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO Y METODOLÓGICO .....</b>	<b>23</b>
2.1 Introducción .....	23
2.2 Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS).....	24
2.2.1 Antecedentes .....	24
2.2.2 Tipología de SUDS .....	26
2.3 Manual de Drenaje Urbano .....	27
2.3.1 Antecedentes .....	27
2.3.2 Objetivos del manual .....	28
2.3.3 Clasificación de los SUDS .....	29
2.4 Modelo de Simulación SWMM 5.1 .....	30
2.4.1 Introducción .....	30
2.4.2 LID Control.....	32
2.5 Tipos de SUDS a Analizar .....	38
2.5.1 Antecedentes.....	38
2.5.2 Jardín de Lluvias ( <i>Bio-Retention Cell</i> ) .....	39
2.5.3 Zanja de infiltración ( <i>Infiltration Trench</i> ).....	41
2.5.4 Canal vegetativo ( <i>Vegetative Swale</i> ) .....	42

2.5.5	Estanques de almacenamiento (Retention Ponds) .....	44
2.5.6	Laguna de almacenamiento .....	46
<b>CAPÍTULO 3: ANÁLISIS Y RESULTADOS .....</b>		<b>48</b>
3.1	Introducción .....	48
3.2	Jardín de lluvia ( <i>Bio- Retension Cell</i> ) .....	48
3.2.1	Ejemplo de diseño de jardín de lluvia del Manual de Drenaje Urbano 48	
3.2.2	Modelación del jardín de lluvia en SWMM 5.1 .....	49
3.2.3	Resultados y Análisis, SUDS jardín de lluvia .....	55
3.3	Zanja de Infiltración ( <i>Infiltration Trench</i> ).....	62
3.3.1	Ejemplo de Diseño de Zanja de Infiltración del Manual de Drenaje Urbano.....	63
3.3.2	Modelación de zanja de infiltración en SWMM 5.1 .....	64
3.3.3	Resultados y Analisis, SUDS Zanja de Infiltración.....	69
3.4	Canal Vegetativo ( <i>Vegetative swale</i> ) .....	76
3.4.1	Ejemplo de diseño de canal vegetativo del Manual de Drenaje Urbano	77
3.4.2	Modelación del Canal Vegetativo en SWMM 5.1 .....	78
3.4.3	Resultados y Análisis, SUDS Canal Vegetativo.....	82
3.5	Estanque de Almacenamiento ( <i>Retention Ponds</i> ).....	88
3.5.1	Ejemplo de diseño de estanque de almacenamiento del Manual de Drenaje Urbano .....	88
3.5.2	Modelación de estanque de almacenamiento en SWMM 5.1 .....	89
3.5.3	Análisis y Resultados, SUDS Estanque de Almacenamiento .....	95
3.6	Laguna de Almacenamiento .....	101
3.6.1	Ejemplo de diseño de laguna de almacenamiento del Manual de Drenaje Urbano .....	101
3.6.2	Modelación de Laguna de almacenamiento en SWMM 5.1 .....	102
3.6.3	Análisis y Resultados, SUDS laguna de almacenamiento .....	108
<b>CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LOS SUDS FRENTE A UNA SIMULACIÓN CONTINUA.....</b>		<b>113</b>
4.1	Introducción .....	113
4.2	Descripción del proyecto.....	115
4.2.1	Desarrollo del proyecto .....	115
4.2.2	SWMM 5 .....	119

4.3 Implementación de SUDS.....	125
4.3.1 Descripción .....	125
4.3.2 Elección de los SUDS.....	125
4.3.3 Análisis de la cuenca en estudio sin SUDS. ....	131
4.3.4 Análisis de los SUDS .....	135
5.1.1 Conclusiones de la simulación continua. ....	157
<b>CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS .....</b>	<b>158</b>
5.1 Conclusiones .....	158
5.2 Comentarios .....	159
Referencias Bibliográficas .....	160
ANEXOS.....	161

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>ITEM</b>		<b>Pág.</b>
<b>Tabla 3.1</b>	: Espesores de diseño del jardín de lluvia del Manual de Drenaje Urbano	48
<b>Tabla 3.2</b>	: Área aportante para cada jardín de lluvia en SWMM 5.1	49
<b>Tabla 3.3</b>	: Curva IDF La Serena, periodo de retorno de 2 años.	50
<b>Tabla 3.4</b>	: Propiedades de la Superficie del Jardín de Lluvia	51
<b>Tabla 3.5</b>	: Propiedades de la capa suelo del Jardín de Lluvia	52
<b>Tabla 3.6</b>	: Propiedades de la capa de almacenamiento del Jardín de Lluvia	53
<b>Tabla 3.7</b>	: Resumen de resultados de SWMM 5.1, del Jardín de Lluvia.	55
<b>Tabla 3.8</b>	: Dimensiones de la zanja de infiltración diseñada en el ejemplo	63
<b>Tabla 3.9</b>	: Área aportante para zanja de infiltración, en SWMM 5.1.	64
<b>Tabla 3.10</b>	: Curva IDF Viña del Mar, periodo de retorno de 2 años.	65
<b>Tabla 3.11</b>	: Propiedades de la Superficie de la zanja de infiltración.	66
<b>Tabla 3.12</b>	: Propiedades de la capa de almacenamiento de zanja de infiltración.	67
<b>Tabla 3.13</b>	: Resume de datos entregados por SWMM 5.1, del LID zanja de infiltración.	70
<b>Tabla 3.14</b>	: Recomendaciones y diseño del canal vegetativo del ejemplo del M.D.U	77
<b>Tabla 3.15</b>	Datos del diseño del canal vegetativo del manual.	77
<b>Tabla 3.16</b>	: Curva IDF Puerto Montt, periodos de retorno de 2, 10 y 100 años.	78
<b>Tabla 3.17</b>	: Áreas de cuecas aportantes, áreas de cada canal.	80
<b>Tabla 3.18</b>	: Propiedades de la Superficie del Canal vegetativo.	81
<b>Tabla 3.19</b>	: Datos entregados por la simulación en SWMM 5.1 del LID zanja vegetativa, con T= 2 años.	83
<b>Tabla 3.20</b>	: Datos entregados por la simulación en SWMM 5.1 del LID zanja vegetativa, con T= 10 años.	84
<b>Tabla 3.21</b>	: Datos de Diseño del estanque de almacenamiento	88

<b>Tabla 3.22</b>	: Tiempo de permanencia del agua dentro del estanque	88
<b>Tabla 3.23</b>	: Superficie del condominio a ingresar en SWMM 5.1.	89
<b>Tabla 3.24</b>	: Curvas IDF Curicó, periodos de retorno de 10 y 100 años.	91
<b>Tabla 3.25</b>	: Datos de diseño de la laguna de almacenamiento	101
<b>Tabla 3.26</b>	: Tiempo de permanencia del agua dentro de la laguna	102
<b>Tabla 3.27</b>	: Superficie donde está ubicado el condominio, laguna de almacenamiento.	103
<b>Tabla 3.28</b>	: Curvas IDF Los Ángeles, periodos de retorno de 10 y 100 años.	104
<b>Tabla 4.1</b>	: Valores Obtenidos de la lluvia diseño.	115
<b>Tabla 4.2</b>	: Datos para obtener caudal aportante.	117
<b>Tabla 4.3</b>	: Datos para corroborar la igualdad entre volumen de escorrentía y área de cuenca aportante.	117
<b>Tabla 4.4</b>	: Datos de las subcuencas para ser ingresados en SWMM 5.	119
<b>Tabla 4.5</b>	: Datos de los colectores para ser ingresados en SWMM 5.	120
<b>Tabla 4.6</b>	: Datos de las cámaras para ser ingresados en SWMM 5.	120
<b>Tabla 4.7</b>	: Resumen de datos de las cámaras 2 y 11.	122
<b>Tabla 4.8</b>	: Datos del nuevo colector propuesto.	
<b>Tabla 4.9</b>	: Datos de las tres cuencas.	127
<b>Tabla 4.10</b>	: Datos de pérdidas de aguas de las cámaras n° 2 y 11, con área aportante.	133
<b>Tabla 4.11</b>	: Datos de las cámaras n° 2 Y 11, con jardín de lluvia y sin SUDS.	141
<b>Tabla 4.12</b>	: Datos de las cámaras n° 2 y 11, en jardín de lluvia modificado.	143
<b>Tabla 4.13</b>	: Tabla de datos de las cámaras anegadas, zanja de infiltración con tormenta de diseño.	152
<b>Tabla 4.14</b>	: Datos de la cámara n° 2, con caudal de entrada producido por cuenca 3.	154

# ÍNDICE DE FIGURAS

ITEM		PAG.
<b>Figura 2.1</b>	: Cambios inducidos por el desarrollo urbano en la transformación lluvia-escorrentía.	23
<b>Figura 2.2</b>	: Triángulo de Sostenibilidad en el drenaje Urbano.	25
<b>Figura 2.3</b>	: Hidrogramas de cuenca sin SUDS y con SUDS.	
<b>Figura 2.4</b>	: Portada del Manual de Drenaje Urbano.	28
<b>Figura 2.5</b>	: Modelo conceptual del sistema de drenaje urbano.	31
<b>Figura 2.6</b>	: Disposición de objetos visuales en SWMM 5.1.	32
<b>Figura 2.7</b>	: Ventana de editor LID Control en SWMM 5.1.	33
<b>Figura 2.8</b>	: Ejemplo de Bio-Retentions Cell (Jardín de Lluvia).	34
<b>Figura 2.9</b>	: Representación conceptual de una unidad LID.	34
<b>Figura 2.10</b>	: Representación de la ecuación de balance de masa en cada capa del LID.	35
<b>Figura 2.11</b>	: LID incorporado dentro de la cuenca existente.	37
<b>Figura 2.12</b>	: LID creado en una subcuenca aparte.	38
<b>Figura 2.13</b>	: Sección tipo de jardín de Lluvia.	39
<b>Figura 2.14</b>	: Típico Jardín de Lluvia, como parte de un jardín de mayor tamaño.	40
<b>Figura 2.15</b>	: Zanja de Infiltración en una pequeña depresión en un jardín, alimentada por la superficie.	41
<b>Figura 2.16</b>	: Esquema de Zanja De Infiltración.	42
<b>Figura 2.17</b>	: Ejemplos de canales vegetativos.	43
<b>Figura 2.18</b>	: Esquema de Canal Vegetativo.	43
<b>Figura 2.19</b>	: Canal Vegetativo de sección trapezoidal, con gradas de control y vegetación nativa del sector, ubicado al costado de carretera.	44
<b>Figura 2.20</b>	: Estanque de almacenamiento de aguas lluvias en Valle Norte, Santiago.	45
<b>Figura 2.21</b>	: Esquema de estanque de almacenamiento con elementos principales.	46
<b>Figura 2.22</b>	: Laguna de Almacenamiento Piedra Roja, Colina.	47
<b>Figura 2.23</b>	: Esquema de Laguna de almacenamiento con elementos principales.	47

<b>Figura 3.1</b>	: Esquema del Jardín de Lluvia diseñado.	49
<b>Figura 3.2</b>	: Interfaz de representación de modelación de jardín de lluvia en SWMM 5.1.	50
<b>Figura 3.3</b>	: Gráfico curva IDF La Serena, periodo de retorno 2 años.	50
<b>Figura 3.4</b>	: LID Control Jardín de Lluvia, propiedades ingresadas a capa superficie ( <i>surface</i> ).	51
<b>Figura 3.5</b>	: LID Control Jardín de Lluvia, propiedades ingresadas a capa Suelo ( <i>soil</i> ).	52
<b>Figura 3.6</b>	: LID Control Jardín de Lluvia, propiedades ingresadas a capa de almacenamiento ( <i>storage</i> ).	53
<b>Figura 3.7</b>	: Ventana de edición de Desagüe Inferior ( <i>Underdrain</i> ), con datos en cero.	54
<b>Figura 3.8</b>	: Procedimiento de conexión de Lids control “jardín” con cuenca “lids_suds_jardin”.	54
<b>Figura 3.9</b>	: Gráfico de Tiempo vs Altura de agua en la superficie.	56
<b>Figura 3.10</b>	: Gráfico Tiempo vs altura de agua en la superficie del jardín de lluvia.	56
<b>Figura 3.11</b>	: Gráfico de Tiempo vs Volumen unitario en cámara de almacenamiento.	57
<b>Figura 3.12</b>	: Gráfico de hidrogramas de entrada y salida en SUDS jardín de lluvia.	58
<b>Figura 3.13</b>	: Gráfico de Tiempo vs altura de agua, en jardín de lluvia para una área de 80 m <sup>2</sup> .	59
<b>Figura 3.14</b>	: Gráfico de Tiempo vs altura de agua en la superficie, con variación de espesor de capa de suelo vegetal.	59
<b>Figura 3.15</b>	: Gráfico de Tiempo vs caudal escorrentía superficial, con variación de espesor de la capa suelo vegetal.	60
<b>Figura 3.16</b>	: Gráfico de Tiempo vs altura de agua en superficie y permanencia del agua en el tiempo, variación de conductividad hidráulica en capa de suelo vegetal.	61
<b>Figura 3.17</b>	: Gráfico de Tiempo vs caudal <i>escorrentía</i> superficial, variación de conductividad hidráulica saturada en capa de suelo vegetal.	62
<b>Figura 3.18</b>	: Esquema de zanja de infiltración, con cajas Atlantis más relleno granular.	63

<b>Figura 3.19</b>	: Interfaz de representación de modelación de zanja de infiltración en SWMM 5.1.	64
<b>Figura 3.20</b>	: Gráfico de Curva IDF Viña del Mar, periodo de retorno 2 años.	65
<b>Figura 3.21</b>	: Hietograma concentrada al centro, T= 2 años, zanja.	66
<b>Figura 3.22</b>	: LID Control Zanja de infiltración, propiedades ingresadas a ventana de datos capa superficie ( <i>surface</i> ).	67
<b>Figura 3.23</b>	: LID Control Zanja de infiltración, propiedades ingresadas a ventana de datos capa de almacenamiento ( <i>storage</i> ).	68
<b>Figura 3.24</b>	: Ventana de datos de Desagüe Inferior ( <i>Underdrain</i> ), con datos en cero.	68
<b>Figura 3.25</b>	: Procedimiento de conexión de Lids control zanja con cuenca "lids_suds_zanja".	69
<b>Figura 3.26</b>	: Gráfico de Tiempo vs Volumen unitario en cámara de almacenaje, zanja de infiltración.	70
<b>Figura 3.27</b>	: Gráfico de Tiempo vs Runoff superficial en zanja de infiltración.	71
<b>Figura 3.28</b>	: Gráfico de hidrogramas de entrada y salida de SUDS zanja de infiltración.	72
<b>Figura 3.29</b>	: Gráfico de Tiempo vs Volumen unitario, con sección nueva en zanja de infiltración.	73
<b>Figura 3.30</b>	: Gráfico de Tiempo vs Escorrentía superficial con variación de relación de vacíos en zanja de infiltración.	73
<b>Figura 3.31</b>	: Gráfico de Tiempo vs Escorrentía superficial con variación de tasa de infiltración de suelo natural en zanja de infiltración.	74
<b>Figura 3.32</b>	: Gráfico de Tiempo vs Volumen unitario en cámara de almacenaje con comparación entre índices de vacíos, zanja de infiltración.	75
<b>Figura 3.33</b>	: Gráfico de Tiempo vs Runoff superficial en cámara de almacenaje con comparación entre índices de vacíos, zanja de infiltración.	76
<b>Figura 3.34</b>	: Esquema de sección transversal de canal vegetativo.	77
<b>Figura 3.35</b>	: Gráfico de Curvas IDFs de periodo de retorno de 2, 10, 100 años de la ciudad de Puerto Montt.	78
<b>Figura 3.36</b>	: Ventana de datos de Pluviometro ( <i>Rain Gage</i> ) y Hietogramas de cada periodo de retorno respectivamente.	79
<b>Figura 3.37</b>	: Ventana de datos de modelación de canal vegetativo en SWMM 5.1.	80
<b>Figura 3.38</b>	: Ventana de datos de Lids control canal vegetativo ( <i>vegetative swale</i> ), propiedades ingresadas a capa superficie ( <i>surface</i> ).	81

<b>Figura 3.39</b>	: Ventanas de datos. Procedimiento de conexión de Lids control “canal vegetativo” con cuenca “lids canal T2”.	82
<b>Figura 3.40</b>	: Hidrogramas de entrada y de salida, Canal Vegetativo, T= 2 años.	86
<b>Figura 3.41</b>	: Hidrogramas de entrada y salida, SUDS Canal Vegetativo, T= 10 años.	86
<b>Figura 3.42</b>	: Hidrogramas de entrada y salida, SUDS Canal Vegetativo, T= 100 años.	87
<b>Figura 3.43</b>	: Esquema corte transversal de estanque de retención.	88
<b>Figura 3.44</b>	: Representación de estanque de almacenamiento con área aportante “Cuenca Habitacional”, en SWMM 5.1.	90
<b>Figura 3.45</b>	: Gráfico de Curvas IDF, ciudad de Curicó con periodo de retorno de 10 y 100 años.	91
<b>Figura 3.46</b>	: Hietograma concentrada al centro, T= 10 años, estanque.	92
<b>Figura 3.47</b>	: Hietograma concentrada al centro, T= 100 años, estanque.	92
<b>Figura 3.48</b>	: Ventana de datos de Storage Unit Estanque, con propiedades ingresadas.	93
<b>Figura 3.49</b>	: Ventana de datos de Storage Curve Viewer, mostrando curva de almacenamiento del estanque.	93
<b>Figura 3.50</b>	: Ventana de datos de Orifice “orificio de fondo”, estanque.	93
<b>Figura 3.51</b>	: Ventana de datos de Orifice “orificio de fondo”, estanque.	94
<b>Figura 3.52</b>	: Ventana de datos de weir vertedero, estanque.	94
<b>Figura 3.53</b>	: Gráfico de altura de agua y volumen vs tiempo de estanque de retención, T= 10 años.	95
<b>Figura 3.54</b>	: Gráfico de altura de agua y volumen vs tiempo de estanque de retención, T= 100 años.	96
<b>Figura 3.55</b>	: Hidrogramas de entrada y salida en estanque de almacenamiento, con T= 10 años.	98
<b>Figura 3.56</b>	: Hidrogramas de entrada y salida en estanque de almacenamiento, con T= 100 años.	98
<b>Figura 3.57</b>	: Caudales de salida de los orificios de fondo, de cámara y vertedero, estanque de almacenamiento, con T= 10 años.	99
<b>Figura 3.58</b>	: Caudales de salida de los orificios de fondo, de cámara y vertedero, estanque de almacenamiento, con T= 100 años.	99

<b>Figura 3.59</b>	: Gráfico de Tiempo vs altura de agua, con variación de la tasa de infiltración para T= 100 años.	100
<b>Figura 3.60</b>	: Esquema corte transversal de laguna de retención.	102
<b>Figura 3.61</b>	: Representación de la laguna de almacenamiento con área aportante “Cuenca Habitacional”.	103
<b>Figura 3.62</b>	: Gráfico de Curvas IDF, ciudad de Los Ángeles con periodo de retorno de 10 y 100 años.	104
<b>Figura 3.63</b>	: Hietograma concentrada al centro, T= 10 años, laguna.	105
<b>Figura 3.64</b>	: Hietograma concentrada al centro, T= 100 años, laguna.	105
<b>Figura 3.65</b>	: Ventana de datos de Storage Unit laguna, laguna.	106
<b>Figura 3.66</b>	: Ventana de datos de Storage Curve Viewer, mostrando curva de almacenamiento de la laguna.	106
<b>Figura 3.67</b>	: Ventana de datos de Orifice “orificio de fondo”, laguna.	106
<b>Figura 3.68</b>	: Ventana de datos de Orifice “orificio cámara”, laguna.	107
<b>Figura 3.69</b>	: Ventana de datos de weir vertedero, laguna.	107
<b>Figura 3.70</b>	: Gráfico de altura de agua y volumen vs tiempo, laguna de almacenamiento, T= 10 años.	108
<b>Figura 3.71</b>	: Gráfico de altura de agua y volumen vs tiempo, laguna de almacenamiento, T= 100 años.	109
<b>Figura 3.72</b>	: Hidrogramas de entrada y salida en laguna de almacenamiento, con T= 10 años.	110
<b>Figura 3.73</b>	: Hidrogramas de entrada y salida en laguna de almacenamiento, con T= 100 años.	111
<b>Figura 3.74</b>	: Caudales de salida de los orificios de fondo, de cámara y vertedero, laguna de almacenamiento, con T= 10 años.	112
<b>Figura 3.75</b>	: Caudales de salida de los orificios de fondo, de cámara y vertedero, laguna de almacenamiento, con T= 100 años.	112
<b>Figura 4.1</b>	: Mapa de ubicación del proyecto, sector Miraflores, Viña del Mar.	113
<b>Figura 4.2</b>	: Representación de las áreas estudiadas en el proyecto.	114
<b>Figura 4.3</b>	: Gráfico de Hietograma de tormenta de diseño.	115
<b>Figura 4.4</b>	: Gráfico de Hidrograma unitario de entrada	118
<b>Figura 4.5</b>	: Representación de las áreas subdivididas.	118

<b>Figura 4.6</b>	: Hidrograma unitario de entrada en cámara n° 2, ingresado en SWMM 5.	121
<b>Figura 4.7</b>	: Interfaz gráfica de trabajo de SWMM 5, con el área en estudio.	122
<b>Figura 4.8</b>	: Ventana de resultado, del perfil longitudinal del colector entrado en presión y con cámaras inundadas.	123
<b>Figura 4.9</b>	: Ventana de resultado, del perfil longitudinal del nuevo colector diseñado sin entrar en presión.	124
<b>Figura 4.10</b>	: Ventana de resultado, del perfil longitudinal del colector Lusitania con aporte de escorrentía solo de las áreas pequeñas.	126
<b>Figura 4.11</b>	: Mapa de las tres cuencas, en la área de estudio.	127
<b>Figura 4.12</b>	: Interfaz gráfica de trabajo de SWMM 5.1, con las cuencas modeladas.	127
<b>Figura 4.13</b>	: Representación de las terrazas con SUDS, Jardín de Lluvia y Zanja de Infiltración.	128
<b>Figura 4.14</b>	: Gráfico de Precipitación continua, periodo Mayo – Octubre 2014, estación Rodelillo.	130
<b>Figura 4.15</b>	: Gráfico de Evaporación media mensual, estación Jardín Botánico.	131
<b>Figura 4.16</b>	: Interfaz con la área aportante dividida en 3 cuencas conectada a la cámara n° 2.	131
<b>Figura 4.17</b>	: Hidrograma de entrada a la cámara n° 2, proveniente de la cuenca aportante.	132
<b>Figura 4.18</b>	: Hidrogramas de entrada en la cámara n° 2, sin SUDS, con simulación continua.	134
<b>Figura 4.19</b>	: Ventana de resultados, del perfil longitudinal, del colector lusitania, sin SUDS, con simulación continua.	134
<b>Figura 4.20</b>	: Ventana de resultados, del perfil longitudinal, del colector lusitania, sin SUDS, con simulación continua.	137
<b>Figura 4.21</b>	: Ventana de datos, propiedades de la capa de suelo del Jardín de Lluvia.	137
<b>Figura 4.22</b>	: Ventana de datos, propiedades de la capa de almacenamiento del Jardín de Lluvia.	138
<b>Figura 4.23</b>	: Esquema del jardín de lluvia a analizar.	138
<b>Figura 4.24</b>	: Gráfico de Tiempo vs Altura de agua en la superficie en jardín de lluvia.	139

<b>Figura 4.25</b>	: Hidrogramas de entrada y de salida de la cuenca SUDS Jardín.	140
<b>Figura 4.26</b>	: Ventana de resultado, del perfil longitudinal del colector, cámaras nº 2 y 11 anegadas, con tormenta de diseño en jardín de lluvia.	140
<b>Figura 4.27</b>	: Hidrogramas de entrada y de salida de la cuenca SUDS jardín de lluvia modificado.	142
<b>Figura 4.28</b>	: Hidrograma de entrada en la cámara nº 2, con dos máximos caudales.	142
<b>Figura 4.29</b>	: Gráfico de Tiempo vs Altura de agua en superficie de Jardín de Lluvia, con simulación continua.	144
<b>Figura 4.30</b>	: Hidrogramas de entrada y de salida de la cuenca SUDS jardín, con simulación continua.	145
<b>Figura 4.31</b>	: Ventana de resultados, del perfil longitudinal del colector Lusitania sin entrar en carga, con simulación continua.	145
<b>Figura 4.32</b>	: Hidrogramas de entrada en cámara 2 del colector Lusitania, con simulación continua.	146
<b>Figura 4.33</b>	: Esquema de zanja de infiltración a analizar	148
<b>Figura 4.34</b>	: Ventana de datos, propiedades de la superficie de la zanja de infiltración.	148
<b>Figura 4.35</b>	: Ventana de datos, propiedades de la capa de almacenamiento de la zanja de infiltración.	149
<b>Figura 4.36</b>	: Gráfico de Tiempo vs Volumen unitario, zanja de infiltración, con tormenta de diseño.	150
<b>Figura 4.37</b>	: Gráfico de Tiempo vs Escorrentía superficial en zanja de infiltración, con tormenta de diseño.	150
<b>Figura 4.38</b>	: Hidrogramas de entrada y de salida de la cuenca SUDS zanja, con tormenta de diseño.	151
<b>Figura 4.39</b>	: Ventana de resultados, del perfil longitudinal del colector Lusitania, zanja de infiltración con tormenta de diseño.	151
<b>Figura 4.40</b>	: Hidrograma de entrada en la cámara 2 en zanja de infiltración, con tormenta de diseño.	152
<b>Figura 4.41</b>	: Hidrogramas de entrada y de salida de la cuenca SUDS Zanja, zanja de infiltración modificada.	153
<b>Figura 4.42</b>	: Hidrograma de entrada a la cámara nº 2, producido por la cuenca 3, con SUDS zanja de infiltración modificada.	154

<b>Figura 4.43</b>	: Gráfico de Tiempo vs Altura de agua en cámara de almacenaje, zanja de infiltración modificada con simulación continúa.	155
<b>Figura 4.44</b>	: Hidrogramas de entrada y de salida de la cuenca SUDS zanja modificada con simulación continua.	156
<b>Figura 4.45</b>	: Ventana de resultados, del perfil longitudinal del colector Lusitania, zanja de infiltración modificada, con simulación continua.	155
<b>Figura 4.46</b>	: Hidrogramas de entrada en la cámara nº 2, zanja de infiltración con simulación continua.	157

# ÍNDICE DE ECUACIONES

<b>ITEM</b>	<b>Pag.</b>
<b>Ecuación 2.1</b> : Balance de masa en la capa de superficie.	35
<b>Ecuación 2.2</b> : Balance de masa en la capa de suelo.	35
<b>Ecuación 2.3</b> : Balance de masa en la capa de almacenamiento.	35
<b>Ecuación 2.4</b> : Ecuación clásica de Green-Ampt.	36
<b>Ecuación 2.5</b> : Ley de Darcy.	36
<b>Ecuación 4.1</b> : Método Racional Modificado.	116
<b>Ecuación 4.2</b> : Fórmulas Texas High Way.	116
<b>Ecuación 4.3</b> : Fórmula de área de trapecio	117
<b>Ecuación 4.4</b> : Volumen de Captura para jardín de lluvia	135
<b>Ecuación 4.5</b> : Altura de depresión jardín de lluvia	136
<b>Ecuación 4.6</b> : Volumen de captura para zanja de infiltración	147
<b>Ecuación 4.7</b> : fórmula de profundidad de zanja	147

## LISTA DE ABREVIATURAS O SIGLAS

CD= coeficiente de duración

CD<sub>t</sub>= Coeficiente de duración en el tiempo t.

DGA = Dirección General de Aguas

DOH = Dirección de Obras Hidráulicas

IDF= Intensidad, Duración, Frecuencia

LID = *Low Impact Development*

M.D.U = Manual de Drenaje Urbano

MINVU = Ministerio de Vivienda y Urbanismo

MOP = Ministerio de Obras Públicas

pag. = Pagina

SUDS = Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible

SWMM = *Storm Water Management Mode*

T = Periodo de retorno

t= tiempo

## RESUMEN

Los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS), son un nuevo tipo de infraestructura que abarca lo urbano, hidráulico y paisajista. Cuyo objetivo es el control de la escorrentía superficial producido por eventos de precipitación sobre la ciudad y poblados, a través de la captación, infiltración, retención, transporte y almacenamiento. Tienen su origen en el aumento de las superficies impermeables del suelo, este incremento produce un aumento de los volúmenes y caudales máximos de la escorrentía, además disminución de la infiltración y recarga de acuíferos.

En este trabajo de título se estudió la comparación de los SUDS: jardín de lluvia, zanja de infiltración, canal vegetativo, estanque de almacenamiento y laguna de almacenamiento los cuales son descrito en diseño, dimensionamiento y su ejemplo respectivo en el Manual de Drenaje Urbano de la Dirección Obras Hidráulicas del MOP. La comparación se realizó usando el programa SWMM 5.1, donde se modelaron los SUDS, ante esto se propuso como objetivo principal de este estudio contrastar la metodología de dimensionamiento de los SUDS sugeridos en manual respecto a la modelación numérica de estos en SWMM 5.1 y posterior evaluar los resultados obtenidos. Los SUDS fueron modelados a partir de los datos obtenidos de cada ejemplo de los 5 SUDS del manual.

En el capítulo 3, se analizan los resultados obtenidos de cada SUDS modelado; como por ejemplo para los casos de los SUDS jardín de lluvia y zanja de infiltración, el primero se analizó la altura del agua acumulada en la superficie del jardín donde se concluyó que el jardín de lluvia presenta problemas de retención del agua de lluvia provocando desborde y al contrastarlo con el ejemplo del manual, en el documento el jardín de lluvia fue diseñado para que retenga todo el caudal de escorrentía producido por el área aportante. Para el SUDS zanja de infiltración los resultados obtenidos de la modelación mostraron que la capacidad de almacenar completamente la escorrentía no se cumple, solo pudiendo almacenar la mitad de su capacidad. De los resultados obtenidos de las modelaciones de los SUDS, se pudo determinar que el diseño y dimensionamiento de estos en los ejemplos del Manual de Drenaje Urbano no cumplen los requerimientos para los que fueron diseñados.

A demás en el capítulo 4, se procedió a realizar una evaluación del desempeño de los SUDS frente a una simulación con registros continuos de precipitación, se estudió la evaluación del desempeño de los SUDS en la zona urbana de la cuenca de la calle Lusitania, ubicada en Miraflores, Viña del Mar, Región de Valparaíso. Los SUDS analizados fueron jardín de lluvia y zanja de infiltración, los cuales fueron diseñados con la metodología entregada por el manual, los resultados obtenidos mostraron que estos SUDS quedaron sobredimensionados en su capacidad de almacenar y retardar la escorrentía superficial frente a una simulación continua de precipitaciones.

Del análisis realizado al contrastar los SUDS del manual con el programa, se propone la utilización del programa SWMM 5.1, como respaldo al diseño, dimensionamiento y análisis de los SUDS.

# CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

## 1.1 Introducción

Los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) nacieron en la década de los 70' en los Estados Unidos y luego se extendieron a Australia, a fines de los 90', y posteriormente a Europa. Los SUDS son un nuevo tipo de infraestructura que busca mejorar el funcionamiento y desarrollo de las ciudades en términos de control de la escorrentía superficial. Así, los SUDS pueden definirse como elementos integrantes de la infraestructura urbano-hidráulico-paisajística, cuyo objetivo es la disposición segura y eficiente de la escorrentía provocada por los eventos de precipitación sobre las ciudades, poblados y asentamientos humanos en general, a través de la captación, infiltración, retención, transporte y almacenamiento. Con esto se logra, por ejemplo, reducir los potenciales efectos de anegamiento en zonas urbanas [1].

Los SUDS tienen su origen en el aumento de las superficies impermeables del suelo, asociado al creciente desarrollo urbano. Donde inicialmente habían suelos naturales (agrícolas, forestales, zona de pastizales, humedales, etc.). El efecto impermeabilizante de la urbanización produce un aumento de los volúmenes de la escorrentía, un aumento de los caudales máximos de escorrentía, una reducción en el tiempo de ocurrencia de esos caudales máximos, y una disminución en la infiltración y en la recarga de acuíferos. Esta alteración de las condiciones naturales no sólo incrementa los eventos de inundación urbana y sus impactos directos sobre la población, sus bienes materiales y la infraestructura, sino que también se traducen en impactos radicales, pero más silenciosos, sobre los cursos y cuerpos de aguas receptores, su estabilidad geomorfológica y los ecosistemas que en ellos se desarrollan [2].

En Chile, durante el año 1996, se publicó una guía de diseño denominada “*Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Iluvias en Sectores Urbanos. Guía de Diseño*”, elaborado por el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU) [3]. Esta guía fue el primer intento en indicar y desarrollar metodologías en el diseño de las técnicas alternativas para el control de escorrentía en zonas urbana. En la actualidad el Ministerio de Obras Públicas (MOP), ha publicado el “*Manual de Drenaje Urbano*”, documento que muestra también estimaciones formales en el control de la escorrentía. Este manual reinterpreta el rol relevante que tienen las obras como un todo en el sistema de drenaje de un núcleo urbano [4].

El Manual de Drenaje Urbano indica diferentes SUDS, clasificándolos; en sistema de infiltración, sistemas de transporte y sistemas de retención. Al mismo tiempo el manual realiza una descripción, detalla un procedimiento de diseño y dimensionamiento a cada SUDS. Estos procedimientos para diseñar y dimensionar son simplificados pues consideran la generación y producción de escorrentía como un proceso estático en el tiempo (se utilizan caudales máximos). A su vez, el manual indica que el estudio y análisis del comportamiento hidrológico e hidráulico de las infraestructuras de drenaje urbano pueden ser abordados mediante modelación computacional.

Entonces cabe preguntarse, ¿Qué tan certeras son las recomendaciones en el diseño de los SUDS indicados en el Manual de Drenaje Urbano, sin la utilización de una modelación computacional de los SUDS?

Mediante este trabajo de título se pretende dar respuesta a esta pregunta realizando diferentes modelaciones computacionales a los SUDS utilizando el software SWMM 5.1, y contrastar los resultados entre ellos.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo General**

Contrastar y evaluar los métodos de dimensionamiento de los SUDS sugeridos en el Manual de Drenaje Urbano respecto a la modelación numérica de estos con SWMM 5.1.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

Los objetivos específicos del estudio son:

- Aplicar metodologías de diseño del Manual de Drenaje Urbano en el dimensionamiento de algunos SUDS, los cuales serán: jardines para lluvia, zanjas de infiltración, canales vegetales y elementos de almacenamiento (estanques y lagunas).
- Modelar estos SUDS (jardines para lluvia, zanjas de infiltración, canales vegetales y elementos de almacenamiento (estanques y lagunas), con el software SWMM 5.1.
- Analizar los resultados de los modelos respecto a las recomendaciones dadas en el Manual de Drenaje Urbano del MOP.
- Evaluar la metodología de diseño de los SUDS propuestos por el Manual de Drenaje Urbano frente a una simulación continua de precipitación.

## 1.3 Alcance

- Los SUDS a analizar serán los siguientes; jardín para lluvia (*Bio-Retention Cell*), zanja de infiltración (*Infiltration Trench*), canal vegetativo (*Vegatative Swale*), elementos de almacenamiento que serán dos a analizar; estanques de almacenamiento (*Retention Ponds*) y laguna de almacenamiento.
- La modelación de los SUDS en SWMM 5.1, serán los referidos en el Manual de Drenaje Urbano.
- Para realizar la modelación computacional de los SUDS con el software SWMM 5.1, se ocuparán los ejemplos respectivos desarrollados en el Manual de Drenaje Urbano.
- La evaluación de los SUDS a largo plazo se realizarán con una serie temporal de precipitación, registrada en la ciudad de Concepción (registros cada 15 minutos), o en su defecto con lluvias registradas en la zona (Gran Valparaíso), en términos de horarios (datos que serán obtenidos de la Dirección General de Aguas, D.G.A.).

# CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO Y METODOLÓGICO

## 2.1 Introducción

El crecimiento urbanístico y el desarrollo de la infraestructura han generado un aumento de las superficies impermeables en las ciudades, lo cual ha llevado a un desarrollo de las infraestructuras de drenaje y saneamiento de una ciudad, tendiendo a canalizar y controlar las aguas residuales producidas por la escorrentía de lluvias tendiendo a limitar el riesgo de inundaciones [1]. El creciente desarrollo urbano ha dado lugar a los sistemas convencionales de saneamiento y drenaje, basados en colectores su objetivo es evacuar lo más posible las escorrentías generadas por las lluvias hacia el medio receptor.

El crecimiento urbano genera a su vez problemáticas o efectos negativos debido al aumento de zonas impermeables en las ciudades modificando los flujos naturales del ciclo del agua. La reducción de espacios naturales con vegetación reduce en primera instancia la interceptación natural y la evapotranspiración [1]. El aumento de la impermeabilidad de las zonas donde antes eran zonas naturales, produce una reducción de la infiltración y posterior recarga de acuíferos.

Cuando los índices de urbanización superan las planificaciones iniciales, lo cual que genera que los sistemas convencionales de saneamiento y drenaje colapsen debido a deficiente diseño, provocando inundaciones de carácter local en puntos más bajos de la ciudad [2]. Estas inundaciones se producen por la generación de volúmenes de escorrentía mayores, provocando acumulación de gran cantidad de agua lluvia en un periodo corto de tiempo, el dispositivo de drenaje no es capaz de gestionar el volumen acumulado, ya sea por tener un diseño inferior al requerido o por falta de mantenimiento.

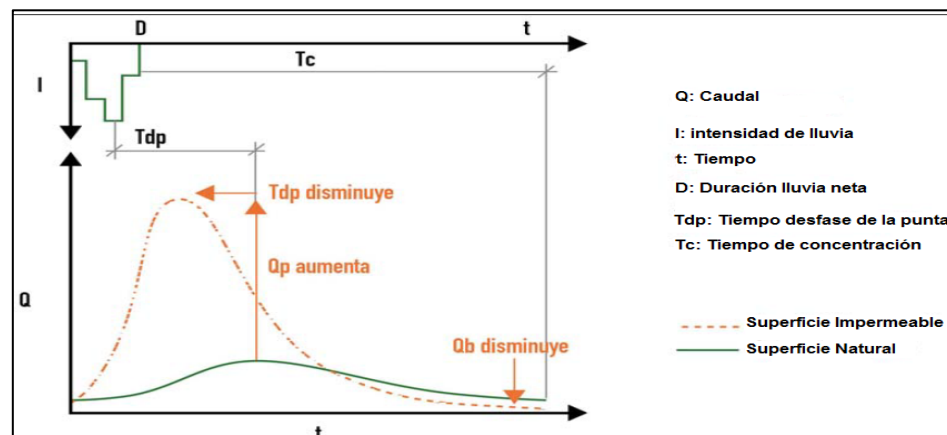


Figura 2.1 – Cambios inducidos por el desarrollo urbano en la transformación lluvia-escorrentía.  
(Fuente: de [1]).

## 2.2 Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS)

### 2.2.1 Antecedentes

Debido a la necesidad de afrontar los problemas ocasionados por el efecto impermeabilizador de las urbes, se buscó gestionar de mejor manera los aspectos hidrológicos, medioambientales y sociales, que como era antes con la forma convencional. Así nació o se implementó el término de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS).

Los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenibles son conocidos con numerosas denominaciones, Según [2], recopiló unas listas con las diferentes denominaciones a nivel mundial:

- SUDS (*Sustainable Urban Drainage Systems*)
- BMPs (*Best Management Practices*)
- MPC (Mejores Prácticas de Control)
- BPAs (Buenas Prácticas Ambientales)
- TEDUS (Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible)
- LID (*Low Impact Development*)
- WSUD (*Water Sensitive Urban Design*)
- Diseño Urbano Sensible al Agua

Los SUDS podrían definirse como elementos integrantes de la infraestructura (Urbano-Hidráulico-Paisajística) [1]. La misión de los SUDS es captar, filtrar, retener, transportar, almacenar e infiltrar al terreno el agua. Su objetivo es minimizar los impactos del desarrollo urbanístico en cuanto a la cantidad y la calidad de la escorrentía, restaurando el ciclo natural del agua y manteniendo la hidrología local, integrando el paisajismo y el valor social.

Los objetivos generales de los SUDS serían los siguientes:

- Proteger los sistemas naturales: proteger y mejorar el ciclo del agua en entornos urbanos.
- Integrar el tratamiento de las aguas de lluvia en el paisaje: maximizando el servicio a la ciudadanía mejorando el paisaje.
- Proteger la calidad del agua: protegiendo la calidad de las aguas receptoras de escorrentías urbanas.
- Reducir volúmenes de escorrentía y caudales punta: reducir caudales punta procedente de zonas urbanizadas mediante elementos de retención.
- Incrementar el valor agregado minimizando los costos: minimizar el costo de las infraestructuras de drenaje al mismo tiempo que aumenta el valor del entorno.

Todos los objetivos de los SUDS, son representados por el “Triángulo de la Sostenibilidad” (Figura 2.2). El triángulo de sostenibilidad representa que todos los objetivos tengan la misma importancia en el diseño de la solución [5].

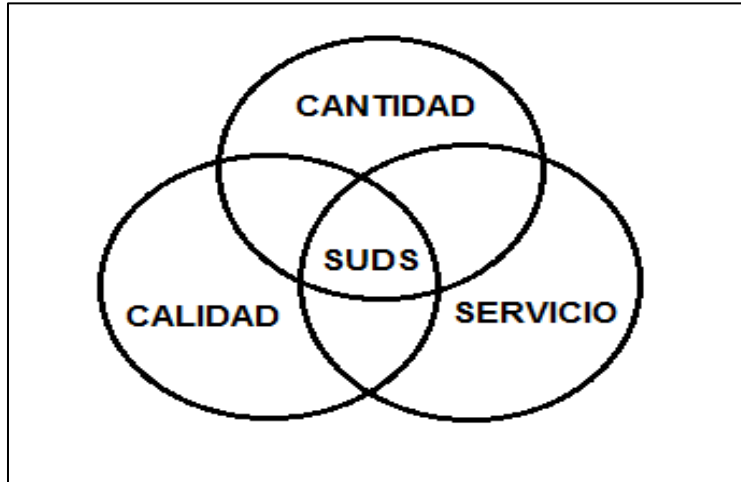
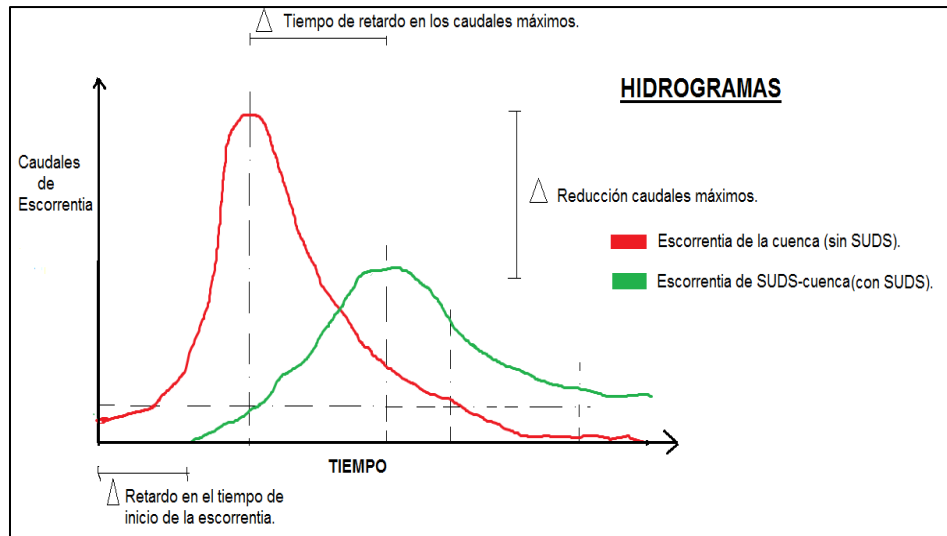


Figura 2.2 – Triángulo de Sostenibilidad en drenaje Urbano. (Adaptado de [2]).

El triángulo de sostenibilidad en el drenaje urbano, consiste en considerar equilibradamente en el diseño de los SUDS aspectos relacionados con la cantidad de agua, su calidad y el servicio que ofrece a la sociedad, donde da lugar a un conjunto de técnicas que proporcionan solución adecuada y duradera [2].

Uno de los objetivos más importante de los SUDS, es la reducción de volúmenes de escorrentía y de caudales punta, lo cual consiste básicamente que la escorrentía originada en las zonas desarrolladas no supere a la existente en condiciones anteriores al desarrollo urbano.

En la figura 2.3, se representa el funcionamiento hidrológico de una cuenca antes y después de implementado un SUDS. El hidrograma de color rojo representa a la cuenca después al desarrollo urbano sin la implantación de un SUDS, donde se aprecia un elevado caudal máximo en un corto tiempo de concentración, además se aprecia que la escorrentía superficial comienza al comienzo de la tormenta. Se puede observar en el hidrograma de color verde una notable disminución en el peak del caudal máximo, un retardo de ocurrencia del peak de caudal máximo respecto al hidrograma anterior, retardo del tiempo de concentración de la cuenca lo que ocasiona un retardo en el tiempo de inicio de la escorrentía y por último se aprecia del hidrograma de color verde que los caudales de escorrentía van disminuyendo más lento en el tiempo, lo que favorece la descarga paulatina al alcantarillado no produciendo inundaciones en sectores bajos de las ciudades.



**Figura 2.3 – Hidrogramas de cuenca sin SUDS y con SUDS.**

## 2.2.2 Tipología de SUDS

A la hora de clasificar los SUDS, existen múltiples clasificaciones en la literatura, atendiendo a su forma de funcionar, al tipo de sistema que se emplea. De acuerdo a lo señalado por [2], propone la siguiente clasificación para los SUDS:

- Medidas Preventivas:
  - ✓ Legislación.
  - ✓ Educación.
  - ✓ Programación económica.
- Sistemas de Infiltración:
  - ✓ Superficies permeables.
  - ✓ Pozos y zanjas de infiltración.
  - ✓ Depósitos de infiltración.
- Sistemas de transporte permeable:
  - ✓ Drenes filtrantes o drenes franceses
  - ✓ Cunetas verdes.
- Sistemas de tratamiento pasivo
  - ✓ Estanques de retención.
  - ✓ Humedales artificiales.

### 2.2.2.1 Medidas preventivas

Las medidas preventivas o también llamadas medidas no estructurales, se definen como cualquier consideración a nivel de planeamiento que evite que se produzcan los problemas asociados a la escorrentía superficial.

Estas medidas engloban la cantidad de escorrentía, planteando la reducción de superficies impermeables, división de las cuencas urbanas para evitar concentrar grandes volúmenes.

A su vez estas medidas previenen por una parte la contaminación del agua, reduciendo las fuentes potenciales de contaminación, la limpieza frecuente de superficies para reducir la acumulación de contaminante, evitar el arrastre de sedimentos, mantenimiento de los sistemas construidos, entre otros.

### 2.2.2.2 Sistemas de infiltración

Estos sistemas están diseñados para la recepción directa del agua de lluvia y capturar la escorrentía superficial de aguas lluvias provenientes de áreas impermeables donde las retienen e infiltrarlas en el suelo natural. Proceso que puede durar de horas a días para que la escorrentía se infiltre en el terreno [5].

Dentro de este sistema se encuentran:

- ✓ Superficies permeables
- ✓ Pozos de infiltración
- ✓ Zanjas de infiltración
- ✓ Jardines de lluvia (*bio-retention cell*) y
- ✓ Depósitos de detención.

## 2.3 Manual de Drenaje Urbano

### 2.3.1 Antecedentes

El Manual de Drenaje Urbano es un instrumento elaborado el 2013 por la Dirección de Obras Hidráulicas (DOH) perteneciente al Ministerio de Obras Públicas (MOP) del Gobierno de Chile, con el apoyo del Banco Mundial.

La historia del drenaje urbano a nivel mundial muestra una evolución en la experiencia durante los últimos 40 años, donde se inicia con la definición y desarrollo de medidas estructurales y no estructurales, como se dijo anteriormente orientadas a controlar el exceso de escorrentía producida por las urbanizaciones y minimizar el riesgo de inundaciones y posteriores efectos nefastos sobre la ciudad. Chile no ha quedado atrás de la experiencia mundial, comenzando con la

construcción de redes de aguas lluvias separadas de aguas servidas, gracias a esto fue posible comprender y regular los efectos de la calidad y cantidad de escorrentía urbana superficial aguas abajo, sobre los efectos en la ecología y geomorfología de los cursos y cuerpos receptores.

En el año 1996 se realizó un paso importante publicándose la guía de diseño *Técnicas Alternativas para soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos*, elaborada por el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU), del Gobierno de Chile. En el país hoy ya existen ejemplos de sistemas de drenaje urbano, en el año 2013 se ejecutaba un proyecto por parte del MOP del Parque La Aguada, el cual integró obras de almacenamiento y control de crecidas, logró el desarrollo de áreas verdes [4].

El Manual permitió la actualización de las técnicas y diseños de la guía publicada 1996 por el MINVU y además dio énfasis en el rol relevante de los sistemas urbanos de drenaje, ya no como técnicas alternativas.

En la actualidad la Ley 19.525 es la que asigna al Estado de Chile la misión de velar que en las ciudades y poblados existan sistemas de drenaje urbano, los cuales tienen por objetivo regular en forma eficiente la escorrentía provocada por lluvias sobre ciudades y asentamientos humanos, minimizando los efectos sobre la población, infraestructura y el medioambiente. La ley regula los organismos del estado involucrados, dando obligaciones para desarrollar los procesos del drenaje urbano, para este caso el Ministerio de Obras Públicas (MOP) y el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU), quienes están a cargo de distintos componentes de estos sistemas, (el sistema primario correspondiente al drenaje de la escorrentía superficial y el sistema secundario receptor (alcantarillado) de los volúmenes de escorrentía, respectivamente) [4].

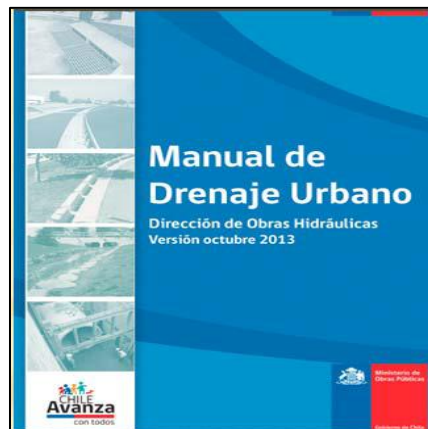


Figura 2.4 – Portada del Manual de Drenaje Urbano. (Fuente: de [7])

### 2.3.2 Objetivos del manual

El principal objetivo del manual, es servir como referencia principal de consulta en el desarrollo de todas las etapas del ciclo de vida de los proyectos de drenaje urbano.

El manual pretende que sea una herramienta eficaz, fácil de uso y estandarización de las técnicas de diseño, orientación en el diseño y revisión de soluciones de los distintos problemas que se presentan en drenaje urbano. El documento es orientado a proyectistas, constructores, urbanizadores, especialistas y cualquier persona o entidad que desarrolle proyectos o trabajos de drenaje de aguas lluvias en zonas urbanas.

### 2.3.3 Clasificación de los SUDS

En el capítulo 6 “Diseño Hidráulico de Obras” del volumen 2 del Manual de Drenaje Urbano, se presentan los detalle de los distintos tipos de SUDS a seleccionar, su diseño y antecedentes necesarios para el dimensionamiento de la obra de cada uno de los elementos que forman parte de la obra misma y su funcionamiento hidráulico. Además presenta las ventajas e inconvenientes de cada obra. En la mayoría de los obras de SUDS se incluyen ejemplos y una planilla de cálculo para el dimensionamiento inicial.

Las obras incluidas en el manual están directamente relacionadas con el drenaje de aguas lluvias. El Manual clasifica a los SUDS en:

- ✓ Infiltración:
  - Desconexión de áreas impermeables
  - Techos verdes
  - Franjas filtrantes
  - Jardines de aguas lluvias
  - Estanques de infiltración
  - Zanjas de infiltración
  - Pozos de infiltración
  - Pavimentos porosos
  - Pavimentos celulares
  
- ✓ Almacenamiento:
  - Elementos de almacenamiento local
  - Estanques
  - Lagunas
  - Obras de almacenamiento subterráneo
  
- ✓ Conducción y transporte superficial:
  - Sumideros
  - Canaletas y bajadas de agua
  - Zanjas con vegetación
  - Canales superficiales de pasto
  - Canales con vegetación
  - Canales revestidos
  - Caídas y disipadores de energía
  
- ✓ Conducción y transporte subterráneo:
  - cámaras de inspección
  - tubos o colectores de pequeño diámetro y
  - colectores de gran tamaño
  
- ✓ Plantas de bombeo

- ✓ Obras especiales y anexas:
  - Válvulas y compuertas
  - Sedimentadores
  - Vertederos de rebase
  - Sifones
  - Rompecargas y rejas
  
- ✓ Obras en redes unitarias:
  - Aliviaderos de tormenta
  - Estanques de retención
  - Sumideros sifónicos y
  - Elementos de ventilación

## 2.4 Modelo de Simulación SWMM 5.1

### 2.4.1 Introducción

El modelo de gestión de aguas pluviales SWMM (*Storm Water Management Model*) de la Agencia de protección del Medioambiente de los Estados Unidos (*USEPA, U.S. Environmental Protection Agency*), es un modelo numérico que permite simular el comportamiento hidrológico-hidráulico, principalmente desarrollado para el estudio, análisis y diseño de sistemas de drenaje urbanos, tanto en términos de cantidad de agua como en la calidad de la misma [8].

SWMM 5.1 posee varias capacidades y aplicaciones que fueron descritos por [9]:

- **Capacidades hidrológicas**
  - Precipitación variable en tiempo y espacio.
  - Simulación de la evaporación.
  - Acumulación y derretimiento de nieve.
  - Encharcamiento en la superficie de la cuenca.
  - Infiltración hacia las capas sub-superficiales.
  - Generación de la escorrentía superficial.
  
- **Capacidades hidráulicas**
  - Manejo de redes de drenaje de tamaño ilimitado.
  - Diferentes secciones transversales para los conductos.
  - Modelación de bombes, reguladores de flujo, depósitos de retención.
  - Permite la incorporación de flujos externos.
  - Modelación de diferentes tipos de flujo: remansos, entrada en carga, inversión del flujo, entre otros.

- Modelación en régimen permanente y no permanente.
- **Capacidades en calidad de la escorrentía**
  - Acumulación de contaminantes (*Buildup*) sobre la superficie de la cuenca.
  - Lavado y arrastre de contaminantes (*Washoff*) de la cuenca.
  - Propagación de los contaminantes a través de la red de drenaje.
  - Aplicación de funciones de tratamiento en diversos puntos de la red (ejemplo: depósitos antiDSU).
- **Aplicaciones más comunes**
  - Diseño y dimensionamiento de los componentes de un sistema de drenaje.
  - Construcción y estudio de modelos de cuencas urbanas.
  - Control de descargas desde sistemas unitarios o separativos.
  - Evaluación de BMPs, SUDSs ó LIDs para cumplir con objetivos de sostenibilidad ambiental.

El programa SWMM 5.1 considera el sistema de drenaje como una colección de elementos y flujos diversos dentro de módulos o capas. Cada capa representa diversos procesos hidrológicos o hidráulicos, en la figura 2.5 se muestra el esquema del modelo conceptual.

La primera capa es la atmosférica, donde se genera la precipitación que cae sobre la capa Terreno. Este proceso es representado por el objeto *Rain Gages* (pluviómetro).

La segunda capa es la de terreno, recibe la precipitación proveniente de la capa atmosférica en forma de lluvia o nieve. En esta capa se representan los procesos hidrológicos de infiltración y escorrentía superficial. El agua infiltrada una parte se mantiene en el terreno y otra fracción es enviada hacia la capa de aguas subterráneas. El proceso de escorrentía superficial es enviado en forma de flujo hacia la capa de transporte. Los dos procesos son representados por el objeto *Subcatchments* (subcuenca).

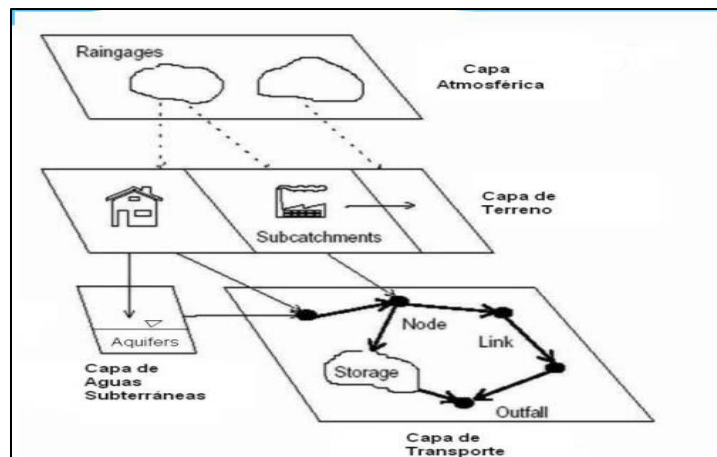


Figura 2.5 – Modelo conceptual del sistema de drenaje urbano

La capa de aguas subterráneas recibe la infiltración proveniente de la capa terreno, una parte del agua infiltrada la transfiere hacia la capa de transporte. La capa de aguas subterráneas es representada por objetos *Aquifers* (acuífero).

La capa de transporte, representa a la red de drenaje, compuestos por cauces naturales, conductos, bombas, reguladores de flujo y por elementos de almacenamiento. Esta capa es representada por objetos tipo *Node* (nodo) y *Link* (conector).

SWMM 5.1 considera dos tipos de objetos; los visuales y los no visuales, que representan los procesos hidrológicos e hidráulicos.

- **Objetos Visuales:** representan diversos elementos que componen el sistema de drenaje, y pueden ser visualizados en la interfaz de usuario de SWMM 5.1.
- **Objetos No Visuales:** diversas clases de datos no visuales en la interfaz de SWMM 5.1, los cuales describen procesos adicionales necesarios en la modelización.

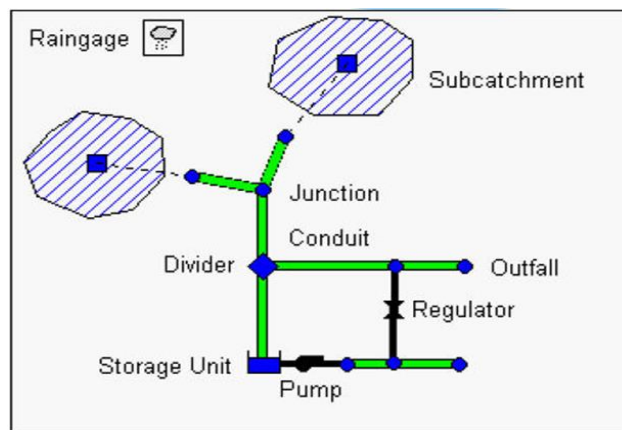


Figura 2.6– Disposición de objetos visuales en SWMM 5.1

## 2.4.2 LID Control

### Antecedentes

En las últimas versiones de SWMM 5, viene incorporado el objeto LID Controls “Controles de Desarrollo de bajo Impacto” (*Low Impact Development*), que sirven para modelar el comportamiento hidrológico. Donde el usuario puede elegir siete tipos de LID controls, los cuales son los siguientes:

- **Pavimento permeable** (*Permeable pavement*)
- **Jardines de lluvia** (*Bio-Retentions Cell*)
- **Techos verdes** (*Green roofs*)
- **Jardín de lluvia** (*Rain gardens*)
- **Barriles de lluvia** (*Rain barrels*)
- **Zanjas de infiltración** (*Infiltration trenches*)
- **Canales vegetativos** (*Vegetative swales*)

Los 7 LIDs Controls se pueden combinar y representar con precisión dentro un área de estudio para determinar su eficacia en la gestión de las aguas lluvias y desbordes de alcantarillas combinadas.

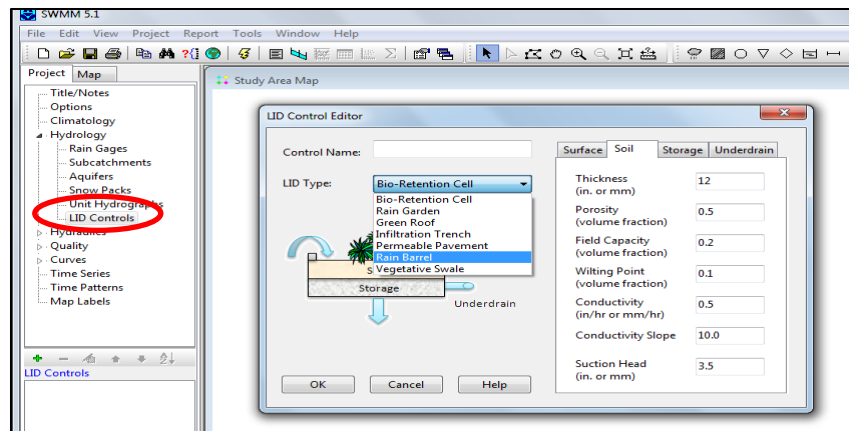


Figura 2.7 – Ventana de editor LID Control en SWMM 5.1.

#### 2.4.2.1 Modelo conceptual de un Proceso de LID

Para entender mejor el funcionamiento de un LID, se usará como ejemplo el LID controls *Bio-Retentions Cell* (figura 2.8), el cual servirá como modelo general para describir los otros tipos de LID.

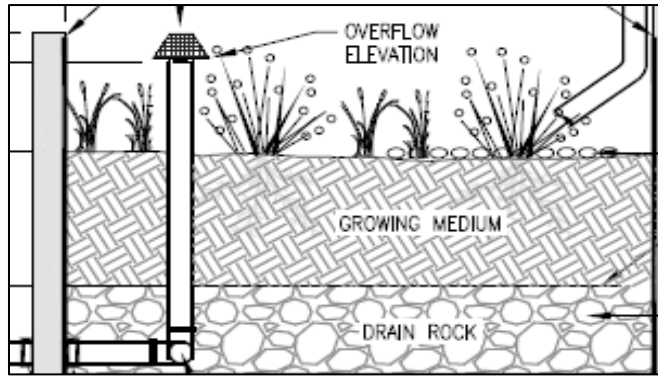


Figura 2.8 – Ejemplo de *Bio-Retentions Cell* (Jardín de lluvia).

Un LID conceptualmente puede ser remplazado por un número de capas verticales como se muestra en la figura 2.9.

Según [12], la capa superficial (*Surface zone*) recibe tanto la lluvia directa (*Rainfall*) como la escorrentía (*Runon*) de otras áreas, se pierde agua a través de la infiltración en la capa de suelo (*Soil zone*), además por evapotranspiración (ET) del agua almacenada en la depresión, captada por la vegetación y por desborde (*Overflow*).

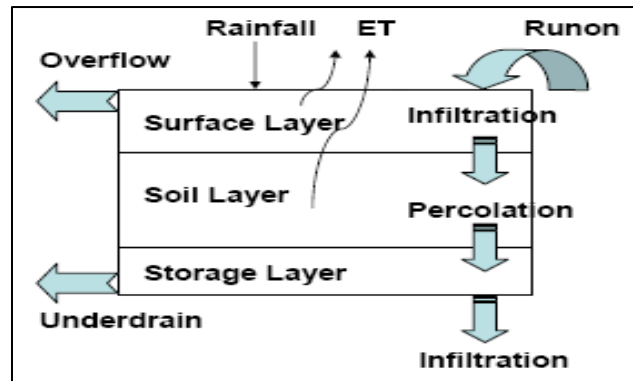


Figura 2.9 – Representación conceptual de una unidad LID (Fuente: de [10]).

La capa del suelo (*Soil zone*), contiene una mezcla de suelo modificado que puede apoyar el crecimiento vegetativo, que recibe de la infiltración de la superficie, y pierde agua a través de ET y por infiltración en la capa de almacenaje (*Storage zone*). La capa de almacenamiento consta de material granular, la capa recibe agua de la percolación de la zona de suelo y pierde agua por infiltración en el suelo natural subyacente o por flujo de salida a través de un sistema de desagüe inferior (*Underdrain*).

#### 2.4.2.2 Ecuaciones de balance de flujo

En el LID su rendimiento hidrológico puede ser modelado para resolver las ecuaciones de balance de masa, que expresan el cambio en el volumen de agua en cada una de las capas en el tiempo, como la diferencia entre la tasa de flujo de agua de entrada y la tasa de flujo de salida [10].

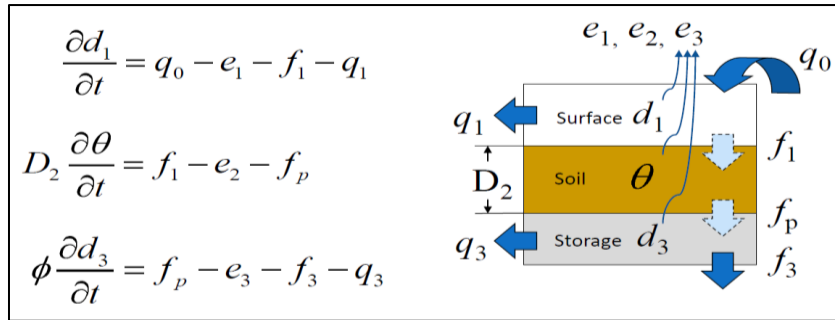


Figura 2.10 – Ecuaciones de balance de masa en cada capa del LID, (Fuente: de [10])

**Ecuación 2.1 – Balance de masa en la capa de superficie.**

$$\frac{\partial d_1}{\partial t} = q_0 - e_1 - f_1 - q_1$$

**Ecuación 2.2 – Balance de masa en la capa de suelo**

$$D_2 \frac{\partial \theta}{\partial t} = f_1 - e_2 - f_p$$

**Ecuación 2.3 – Balance de masa en la capa de almacenamiento**

$$\phi \frac{\partial d_3}{\partial t} = f_p - e_3 - f_3 - q_3$$

Dónde:

- $d_1$  : Profundidad del agua superficial estancada (m).
- $\theta$  : Contenido de humedad capa de suelo (m<sup>3</sup> / m<sup>3</sup>)
- $d_3$  : Profundidad del agua en la capa de almacenamiento (m)
- $q_0$  : Tasa RunOn superficie suministrada externamente (m / s)
- $q_1$  : Tasa de escorrentía superficial (m / s)
- $q_3$  : Tasa de salida de desagüe inferior (m / s)
- $e_1$  : Evapotranspiración de la superficie ET tasa (m / s)
- $e_2$  : Evapotranspiración de la capa del suelo ET tasa (m / s)
- $e_3$  : Evapotranspiración de la capa de almacenamiento ET tasa (m/s)
- $f_1$  : Tasa de infiltración superficial (m / s)
- $f_2$  : Tasa de percolación del suelo (m / s)
- $f_3$  : Tasa de infiltración del suelo nativo (m / s)
- $D_2$  : Profundidad conocida de la capa de suelo (m), y
- $\phi$  : Relación de vacíos de la capa de almacenamiento (m<sup>3</sup> / m<sup>3</sup>).

### 2.4.2.3 Descripción de los términos de flujos en la unidad LID

- **Flujo de Infiltración**

Las infiltraciones ( $f_1$  y  $f_2$ ), en las capas del LID son más convenientes de modelar con la ecuación de Green-Ampt.

#### Ecuación 2.4 – Ecuación clásica de Green-Ampt

$$f = K_{sat} \left( 1 + \frac{(\phi - \theta)(d + \psi)}{F} \right)$$

Dónde:

- f : Tasa de infiltración ( $f_1$  o  $f_2$ ) (m / s),
- $K_{sat}$ : Conductividad hidráulica saturada (m / s),
- $\phi$  : Porosidad del suelo (m<sup>3</sup> / m<sup>3</sup>),
- $\theta$  : Contenido inicial de humedad del suelo (m<sup>3</sup> / m<sup>3</sup>),
- d : Profundidad del agua estancada (m),
- $\psi$  : Tensión de succión en la parte delantera de mojado (m), y
- F : Volumen de infiltración acumulada (m).

- **Flujo de Percolación**

La tasa de percolación del agua a través de la capa saturada del suelo ( $f_p$ ) como función del contenido de humedad, puede ser modelada usando la ley de Darcy.

#### Ecuación 2.5 – Ley de Darcy

$$f_p = K(\theta) \left( 1 + \frac{\psi(\theta)}{D} \right)$$

$$K = K_{sat} \exp(-(\phi - \theta)HCO)$$

Dónde:

- K : Conductividad hidráulica
- $\psi$  : Tensión capilar
- $\phi$  : Porosidad
- $\theta_{FC}$  : Capacidad de campo

$\theta$  : Contenido inicial de humedad del suelo  
HCO : Coeficiente derivado de la curva de retención de humedad  
D : Espesor de la capa de suelo.

#### 2.4.2.4 Representación de los LID

Los objetos LIDs Controls deben ser asociados a un objeto subcuenca, para que tengan una función dentro del análisis hidrológico en SWMM 5.1.

Existen dos enfoques diferentes para ubicar los SUDS dentro de una subcuenca:

- **Localizar los SUDS dentro de una subcuenca ya existente que reemplace a una porción del área de la misma, ocupando un área real dentro de ella.**

En la figura 2.11, se muestra el LID reemplazando una porción de la subcuenca, donde extrae la escorrentía de la zona permeable (*Pervious*) e impermeable (*Impervious*), posteriormente la escorrentía producida por la subcuenca se dirige a un nodo.

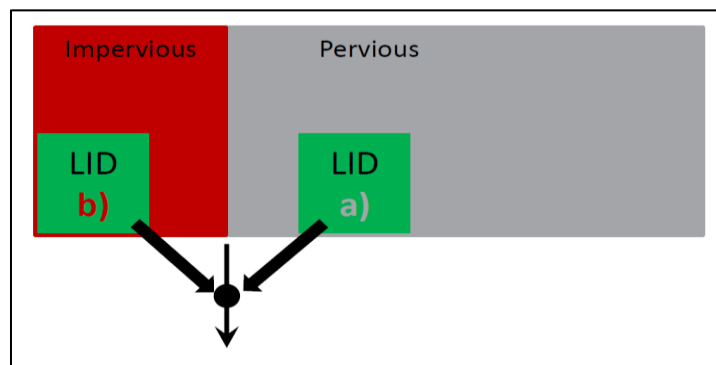


Figura 2.11 – LID incorporado dentro de la cuenca existente, (Fuente: de [11])

- **Crear una nueva Subcuenca dedicada exclusivamente al desarrollo del SUDS.**

En la figura 2.12, se muestra el LID incorporado 100% en la subcuenca, donde recibe la escorrentía de la zona permeable (*Pervious*) e impermeable (*Impervious*) de la subcuenca aportante, posterior la escorrentía producida por el LID se dirige a un nodo.

- ✓ Este método va a ser utilizado en la modelación de los SUDS de los ejemplos del Manual de Drenaje Urbano en SWMM 5.1. Además va ser utilizado en la modelación de los SUDS en el análisis con simulación continúa.

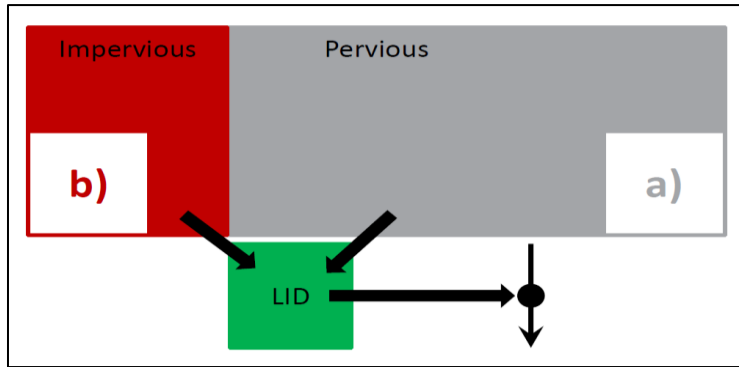


Figura 2.12 – LID creado en una subcuenca aparte, (Fuente: de [11])

## 2.5 Tipos de SUDS a Analizar

### 2.5.1 Antecedentes

Para realizar este estudio, se desarrollaran los SUDS que el software SWMM 5.1 tiene incorporados como LIDs Control y además los SUDS que pueden ser modelados directamente en el programa.

Estos LIDs Control elegidos de SWMM 5.1, serán contrastados con los SUDS del Manual de Drenaje Urbano que contengan ejemplos, para poder realizar la modelación de estos sistemas de drenaje urbano con estos mismos ejemplos.

Por lo tanto, los SUDS a desarrollar y analizar son los siguientes cinco:

- SUDS del manual que serán analizados como LIDs Control en SWMM 5.1.
  - ✓ Jardín de Lluvias (*Bio-Retention Cell*).
  - ✓ Zanja de Infiltración (*Infiltration Trench*).
  - ✓ Canal Vegetativo (*Vegetative Swale*).
- SUDS del manual que serán analizados en forma directa en SWMM 5.1.
  - ✓ Estanques de Almacenamiento (*Retention Ponds*).
  - ✓ Laguna de Almacenamiento.

## 2.5.2 Jardín de Lluvias (*Bio-Retention Cell*)

### 2.5.2.1 Descripción

Los Jardines de Lluvia se engloban dentro de los sistemas de drenaje urbano sostenible en la sección de sistemas de infiltración, estos jardines de lluvia son pequeñas obras de retención que captan la escorrentía superficial producida por techos y/o terrazas y otras áreas impermeables (estacionamientos, calles), cuyo principal objetivo es reducir y retardar los volúmenes de escorrentía (flujo superficial de las aguas), almacenándolo e infiltrándolo en el suelo.

El Manual de Drenaje Urbano realiza una descripción de este SUDS, donde el jardín es una obra de fácil realización, ocupa poco espacio, económicamente son de bajo costo, utilizados en casas, predios o industrias, donde se mejora el paisajismo del lugar.

Los jardines de lluvia están compuestos por tres capas horizontales, las cuales son apreciables en la figura 2.13.

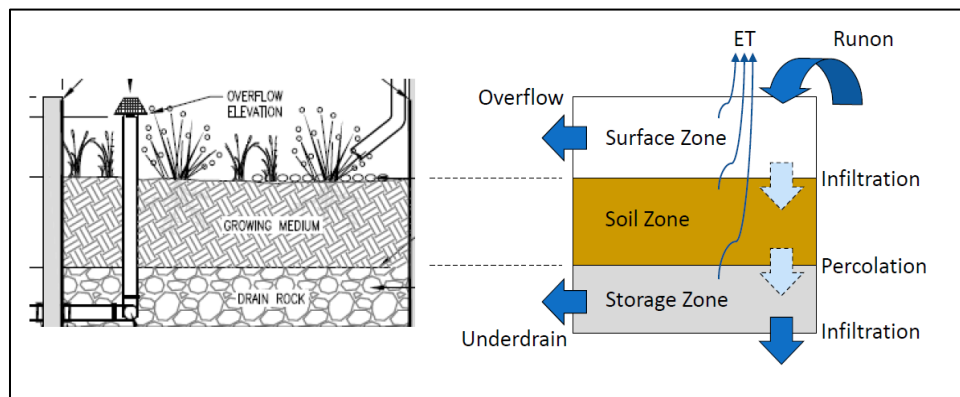


Figura 2.13 - Sección tipo de jardín de Lluvia, (Fuente: de [6]).

A partir de la sección tipo de la Figura 2.13, las tres capas que conforman el sistema son las siguientes:

- Capa Superficial
- Capa de Suelo
- Capa de Almacenamiento

#### ➤ Capa superficial

La Capa Superficial (*Surface Zone*), corresponde a la superficie de la tierra del Jardín de Lluvias que recibe directamente la precipitación y la escorrentía de áreas situadas aguas arriba, esta capa como también en los SUDS Zanja de Infiltración y Canal Vegetativo, almacena el exceso de entradas de agua (*Runon*) y genera una salida (*Overflow*) que o bien fluyen aguas abajo, o bien entra en la red de drenaje a través la capa de suelo por medio de la infiltración.



**Figura 2.14 - Típico Jardín de Lluvia, como parte de un jardín de mayor tamaño, (Fuente: de [4]).**

De la Figura 2.14, se aprecia la depresión superficial, principal característica de la capa superficial, rodeado por los bordes del jardín donde almacena los volúmenes de exceso de aguas.

#### ➤ **Capa de suelo**

La capa de Suelo (*Soil Zone*), corresponde al estrato de suelo apto para el desarrollo de las raíces y crecimiento de las plantas, formado principalmente por suelo natural y mezcla de suelo vegetal (compost) más arena en bajo porcentaje.

En esta capa se producen los procesos; de infiltración del agua que se almacena en la superficie del jardín y del proceso de percolación del agua infiltrada a la capa de suelo hacia la capa de almacenaje (Figura 2.13).

La vegetación asociada al jardín, por ejemplo de Figura 2.14, el manual aconseja que sea principalmente endémica de la zona donde se está implementando la obra, esto se debe que las plantas nativas se adaptan a las condiciones del ambiente del sector, como a sus precipitaciones y condiciones de sequedad.

#### ➤ **Capa de almacenamiento**

La capa de almacenamiento (*Storage Zone*), corresponde a la capa inferior del sistema de drenaje, está formado principalmente por un lecho de roca triturada o de grava que facilita el almacenamiento del agua.

En esta capa se producen, el almacenamiento del agua que percola de la capa de suelo y el proceso de infiltración del agua almacenada hacia el suelo natural que bordea a la capa inferior.

## 2.5.3 Zanja de infiltración (*Infiltration Trench*)

### 2.5.3.1 Descripción

Las Zanjas de Infiltración se engloban dentro de los sistemas de drenaje urbano sostenible en la sección de sistemas de infiltración, estas zanjas de infiltración son obras longitudinales, están conformadas por una depresión soterrada de geometría rectangular rellena de material drenante con un alto índice de huecos, con profundidades variables, que reciben el agua en toda su longitud, interceptando el flujo superficial o desde redes de conductos de una tormenta. El agua ingresada en la zanja se almacena temporalmente en su interior y posteriormente es evacuada mediante infiltración al subsuelo [4].



Figura 2.15 – Zanja de infiltración un jardín, alimentada por la superficie, (Fuente: [4]).

Se recomienda que la zanja de infiltración se ubiquen inmediatas a las zonas impermeables tales como ejemplo: sectores estrechos de pasajes, bandejones centrales de calles, fondos de patios, bordes de estacionamientos.

En algunos proyectos las zanjas de infiltración son cubiertas de manera de emplear la superficie para otros fines, como veredas, paseos o estacionamientos. Estas zanjas son alimentadas desde un extremo, donde emplean para ello una tubería perforada a lo largo de la parte superior.

La zanja de infiltración posee dos capas que conforman el sistema de drenaje (Figura 2.16), las cuales son las siguientes:

- Capa Superficie.
- Capa de Almacenamiento.

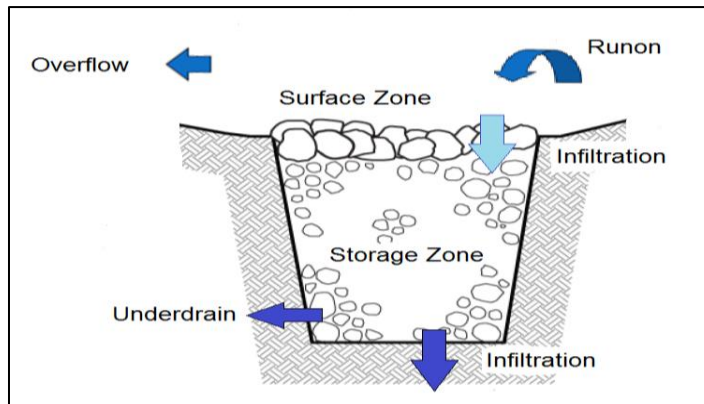


Figura 2.16 – Esquema de Zanja De Infiltración.

### ➤ Capa superficial

La Capa superficial (*Surface Zone*), corresponde a la superficie granular de la Zanja de Infiltración que recibe directamente la precipitación y la escorrentía de áreas situadas aguas arriba, esta capa como también en los SUDS jardín de lluvias y canal vegetativo, almacena el exceso de entradas de agua (*Runon*) y genera una salida (*Overflow*) que o bien fluyen aguas abajo, o bien entra en la red de drenaje a través de la capa de almacenamiento por medio de la infiltración (Figura 2.16).

### ➤ Capa de Almacenamiento

La capa de almacenamiento (*Storage Zone*), corresponde a la capa más importante del sistema de drenaje, está formado principalmente por un lecho de roca triturada o de grava que facilita el almacenamiento del agua.

En esta capa se producen, el almacenamiento del agua que infiltra a través de la grava y el proceso de infiltración del agua almacenada hacia el suelo natural que bordea a la capa (Figura 2.16).

## 2.5.4 Canal vegetativo (Vegetative Swale)

### 2.5.4.1 Descripción

Los canales vegetativos se agrupan dentro de los sistemas de drenaje urbano sostenible, en la sección de sistemas de transporte, estos canales vegetativos funcionan como vías de drenaje y transporte. Están diseñados en forma similar a un canal, con forma trapezoidal en su sección transversal, pero con densa vegetación y pendiente longitudinal baja, lo que, favorece la conducción lenta del agua y con una baja altura de escurrimiento facilitando la sedimentación y evitando erosión.

Además a estos canales vegetativos se pueden instalar bermas y diques pequeños, para favorecer la disminución de la velocidad de escurrimiento favoreciendo la sedimentación y la infiltración.

Principalmente los canales vegetativos son usados en el reemplazo de las cunetas de las calles y los colectores en las etapas iniciales de la urbanización.



Figura 2.17 – Ejemplos de canales vegetativos. (Fuente: de [4]).

#### ➤ Beneficios del canal vegetativo

Dentro los beneficios que entregan los canales vegetativos se pueden mencionar los siguientes [12]:

- Mejora de la calidad del agua.
- Reducción del volumen de escorrentía y la tasa de
- Aumento de la recarga de aguas subterráneas.
- Mejora estética.
- Más rentable que la tubería.
- Significativamente más lenta tasa de transporte de escorrentía en comparación con tuberías.

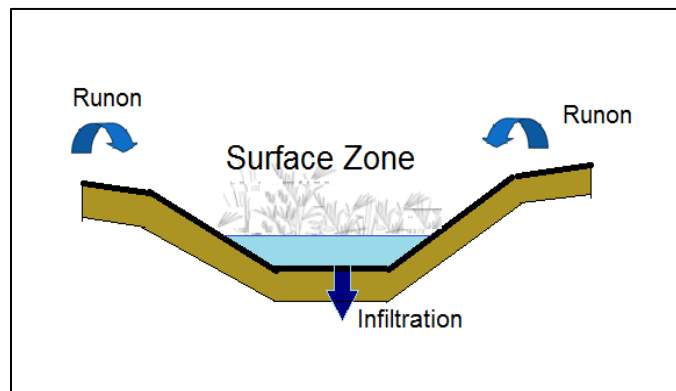


Figura 2.18 – Esquema de Canal Vegetativo

El canal vegetativo posee una sola capa que conforma el sistema de drenaje (Figura 2.18), la cual es la siguiente:

- Capa Superficie.

➤ **Capa superficial**

La Capa Superficial (*Surface Zone*), corresponde a la superficie del canal vegetativo, donde escurre lentamente el agua de lluvia proveniente principalmente de las zonas aledañas (calzadas, sitios residenciales), (Figura 2.18).

La vegetación que se ocupa para esta capa, el manual aconseja que sea principalmente endémica de la zona donde se está implementando la obra, esto se debe que las plantas nativas se adaptan a las condiciones del ambiente del sector, como a sus precipitaciones y condiciones de sequedad. El agua de lluvia al transitar de manera lenta por el canal, se produce el proceso de infiltración del agua en el suelo.



Figura 2.19 – Canal Vegetativo de sección trapezoidal, con gradas de control y vegetación nativa del sector, ubicado al costado de carretera. (Fuente: adaptado de [13]).

## 2.5.5 Estanques de almacenamiento (Retention Ponds)

### 2.5.5.1 Descripción

Los Estanques de Almacenamiento se engloban dentro de los sistemas de drenaje urbano sostenible, en la sección de sistemas de almacenamiento.

También llamados estanques de retención superficial, se diseñan de manera que se vacíen totalmente después de un periodo corto una vez que termine la tormenta, para zonas donde las precipitaciones son más reducidas estos estanques la mayor parte del tiempo se encontrarán vacíos o secos, además estos estanques se pueden considerar del tipo secos.

Los estanques de almacenamiento se localizan a la salida de un predio o de una urbanización en un área verde y a la entrada de la red primaria.

El objetivo principal de estos estanques es reducir los caudales máximos hacia aguas abajo, provocando una regulación de las crecidas, ocasionando una disminución del caudal máximo de salida del estanque en comparación con el que entra al estanque [4]. Como se dijo anteriormente, en zonas donde no llueve permanentemente el estanque va a permanecer seco la mayor parte del tiempo, por lo que, en esas zonas el estanque es utilizado con fines secundarios para el uso público, como por ejemplo: utilización de área verde (paisajismo), deportivo y otros usos.



**Figura 2.20 – Estanque de almacenamiento de aguas lluvias en Valle Norte, Santiago. (Fuente: de [4]).**

Los estanques de almacenamiento como son una obra para almacenar, no están formados por capas de infiltración como los SUDS anteriores, sino que están formados por una serie de elementos básicos que se encuentran en la superficie, estos elementos que forman al estanque son los siguientes:

- Entrada
- Disipador de energía (opcional)
- Sedimentador (opcional)
- Zona compatible con otros usos
- Canal de flujos bajos
- Zona inferior
- Obra de descarga
- Vertedero de seguridad y
- Conexión a la red drenaje

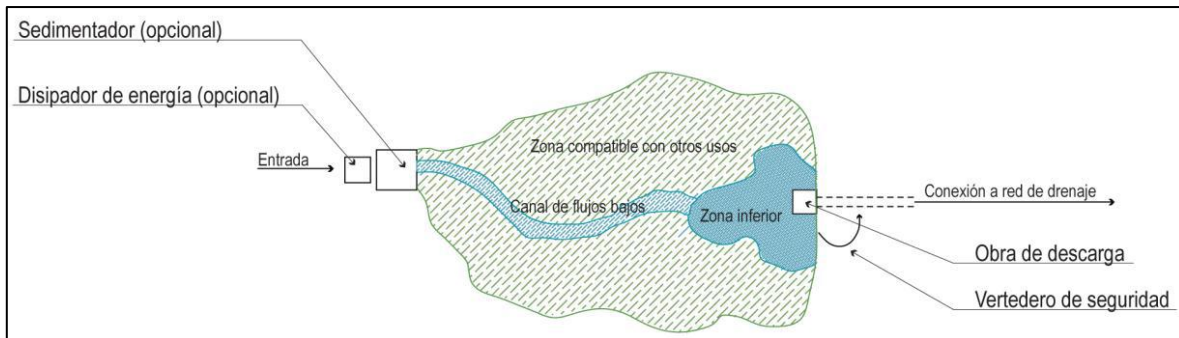


Figura 2.21 – Esquema de estanque de almacenamiento con elementos principales, (Fuente: de [4]).

## 2.5.6 Laguna de almacenamiento

### 2.5.6.1 Descripción

Las lagunas de Almacenamiento se engloban dentro de los sistemas de drenaje urbano sostenible, en la sección de sistemas de almacenamiento.

Las lagunas de almacenamiento, llamadas también lagunas de retención mantienen un volumen permanente ocupado por agua, este volumen almacenado es remplazado total o parcialmente durante las lluvias.

El objetivo principal de las lagunas de retención es captar y retener un volumen de agua determinado para almacenar el volumen de captura y las tormentas más frecuentes, similar como los estanques de almacenamiento [4], este SUDS requiere la alimentación de un flujo continuo durante los periodos entre tormentas o en temporadas secas para recircular el volumen de agua permanente y/o rellenar el agua evaporada o infiltrada. Para cumplir con este objetivo de disminuir los caudales máximos, estas lagunas de almacenamiento deben instalarse aguas debajo de una zona urbanizada.

Las lagunas de almacenaje pueden emplearse en conjunto con otros SUDS, para el control de aguas lluvias. Las lagunas de almacenamiento al ser un sistema final del proceso de reducción de caudales máximos, necesitan un amplio espacio para poder realizar los tratamientos correspondientes. Por ello se localizan en parques y bosques, posibilitando de esta manera la generación de paisajes urbanos verdaderamente naturalizados por la presencia del agua y la vegetación.



Figura 2.22 – Laguna de almacenamiento Piedra Roja, Colina, (Foto V. Flores, Fuente: de [4]).

Las lagunas como los estanques de almacenamiento son obras de almacenaje que no están formados por capas de infiltración como los SUDS anteriores, sino que están formados por una serie de elementos básicos que se encuentran en la superficie, estos elementos que forman a la laguna son los siguientes:

- Entrada
- Disipador de energía (opcional)
- Sedimentador (opcional)
- Zona de Inundación
- Zona laguna permanente
- Cámara de descarga
- Vertedero de seguridad y
- Conexión a la red drenaje

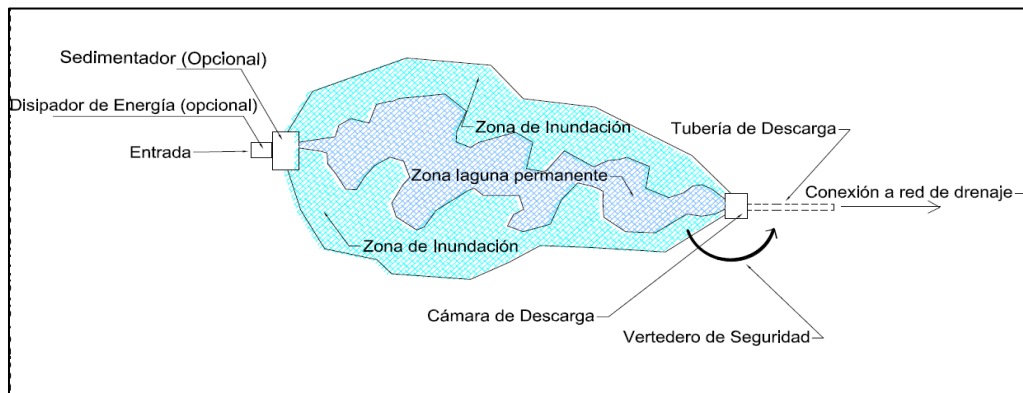


Figura 2.23 – Esquema de Laguna de almacenamiento (Fuente: adaptado de [4]).

# CAPÍTULO 3: ANÁLISIS Y RESULTADOS

## 3.1 Introducción

En este capítulo se contrastarán los SUDS mencionados en el Manual de Drenaje Urbano con los resultados obtenidos de las simulaciones de los SUDS en SWMM 5.1.

Además se mostrará el procedimiento, diseño y dimensionamiento de cada SUDS descrito en el capítulo 2. Posteriormente a cada SUDS se describirá el procedimiento de modelación e ingresos de datos a SWMM 5.1.

Los resultados obtenidos de cada simulación de SUDS serán analizados y posteriormente estos resultados serán contrastados con el diseño y dimensionamiento de cada SUDS del Manual de Drenaje Urbano.

Al final de cada comparación de SUDS se realizarán las conclusiones y comentarios necesarios.

## 3.2 Jardín de lluvia (*Bio- Retension Cell*)

El ejemplo de jardín de lluvias entregado en Manual de Drenaje Urbano será contrastado por la simulación computacional en SWMM 5.1

### 3.2.1 Ejemplo de diseño de jardín de lluvia del Manual de Drenaje Urbano

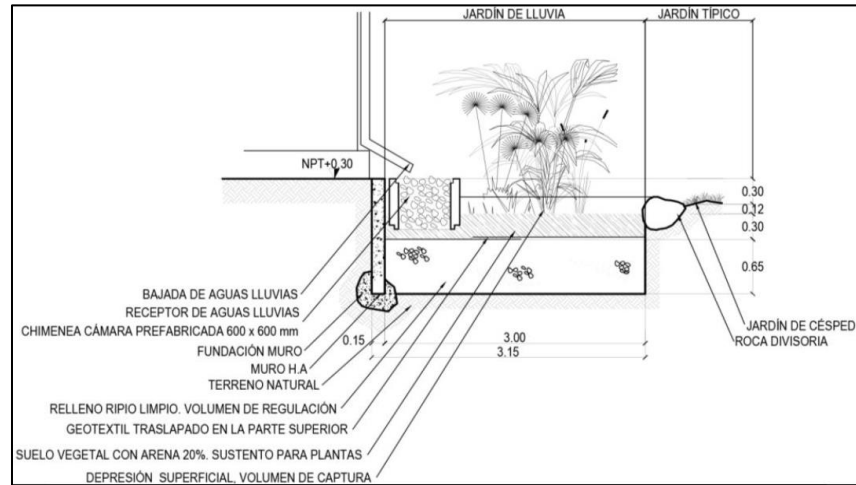
En la siguiente tabla se muestran los datos de los espesores del ejemplo de diseño del jardín de lluvia. Para mayor información del ejemplo dirigirse al manual.

**Tabla 3.1 – Espesores de diseño del jardín de lluvia del Manual de Drenaje Urbano.**

Capas del Jardín de Lluvia	Manual de Drenaje Urbano
Depresión superficial	12 cm
Capa de Suelo Natural	30 cm
Capa de Almacenaje	65 cm

El tiempo de permanencia del agua sobre el suelo del jardín de lluvia, calculado por el manual es de 9.8 horas.

- **Esquema de jardín de lluvia**



**Figura 3.1 - Esquema del Jardín de Lluvia diseñado. (Fuente: de [4])**

### 3.2.2 Modelación del jardín de lluvia en SWMM 5.1

Para realizar la modelación del jardín de lluvia en SWMM 5.1, se ocupó el mismo ejemplo mostrado en Manual de Drenaje Urbano, ocupando los mismos datos de diseño del jardín de lluvia. A continuación se nombrarán los datos ingresados a SWMM 5.1, para obtener un buen análisis:

#### 3.2.2.1 Propiedades a ingresar

- **Áreas Aportantes**

Para modelar el área aportante del jardín de lluvia, como anteriormente se mencionó se ocupará un techo de 400 m<sup>2</sup> y el área del jardín en sí.

**Tabla 3.2 - Área aportante para cada jardín de lluvia en SWMM 5.1**

Área aportante	M2
Área total imp. (TECHOS) (m2)	400
Área del jardín (m2)	40
Área impermeable + área jardín (m2)	440

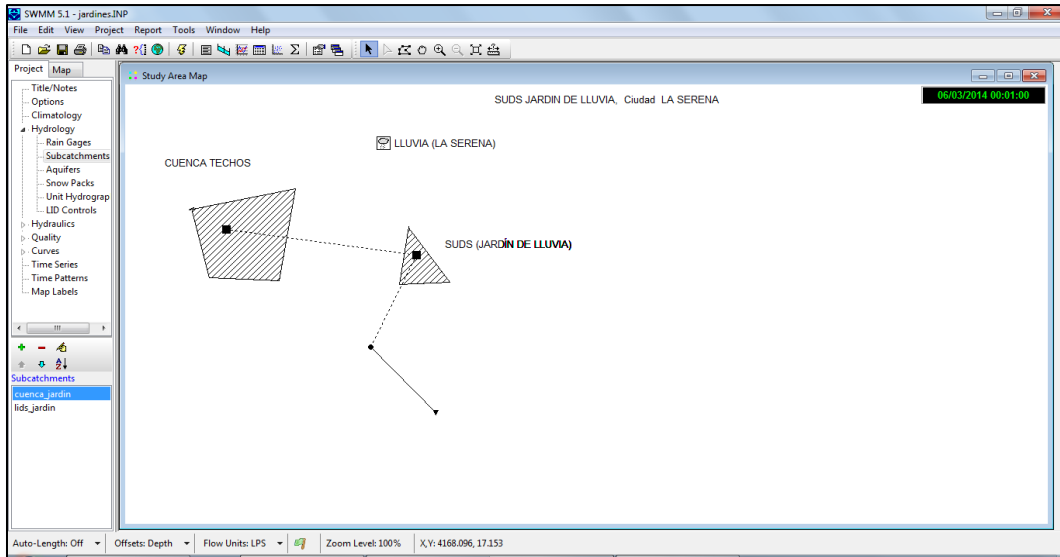


Figura 3.2 - Interfaz de representación de modelación de jardín de lluvia en SWMM 5.1.

- **Precipitación**

- a) **Tormenta de diseño**

Para estimar la precipitación a ingresar a la modelación, se utilizó la curva IDF de la ciudad de La Serena con periodo de retorno de 2 años del Manual de Drenaje Urbano.

Tabla 3.3 - Curva IDF La Serena, periodo de retorno de 2 años.

Curva IDF La Serena, T= 2 años.										
(Horas)	1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
I (mm/hrs)	3.97	3.44	2.91	2.60	2.18	2.06	1.81	1.62	1.34	1.10

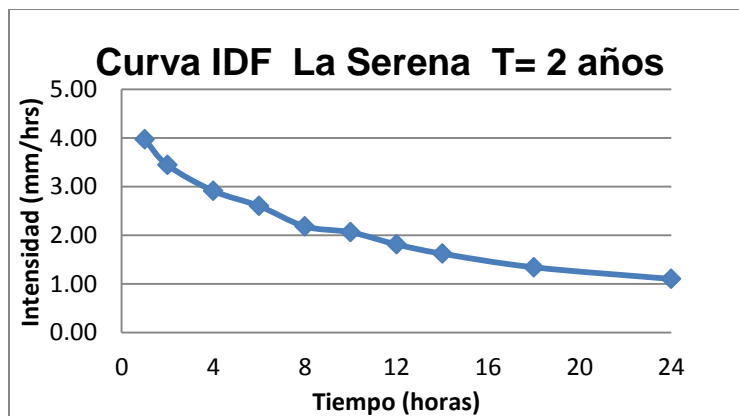


Figura 3.3 - Gráfico curva IDF La Serena, periodo de retorno 2 años.

### 3.2.2.2 SUDS jardín de lluvia (*Bio-Retention Cell*)

El Lids Control de jardín de lluvia posee cuatro ventanas a llenar, como se mencionó anteriormente son: Superficie (*Surface*), Suelo (*Soil*), Almacenamiento (*Storage*) y Desagüe Inferior (*Underdrain*), los cuales serán detallados a continuación.

- **Superficie (*Surface*)**

Tabla 3.4 - Propiedades de la Superficie del Jardín de Lluvia

Superficie ( <i>Surface</i> )	Datos
Altura berma ( <i>berm height</i> )	120 mm
Fracción volumen vegetativo ( <i>vegetation volume fraction</i> )	0.1
Rugosidad superficie (Mannings n) ( <i>surface roughness</i> )	0.13
Pendiente superf. ( <i>surface slope</i> )	0%

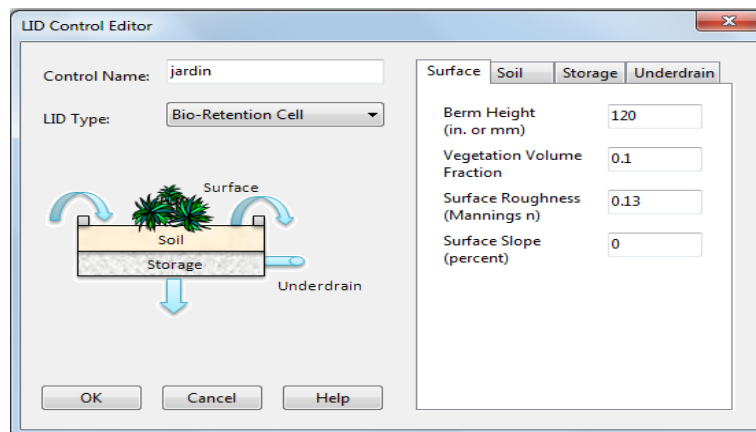


Figura 3.4 - LID Control jardín de lluvia, propiedades ingresadas a capa superficial (*surface*).

La estimación de los datos para la capa superficial fueron los siguientes:

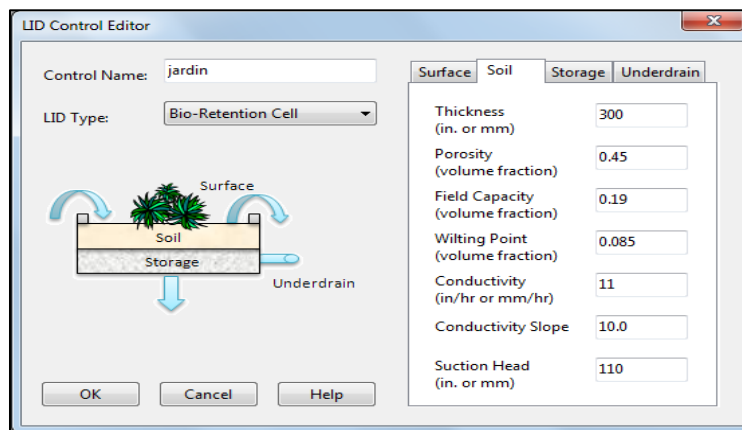
- ✓ Altura de berma: La altura de berma es la misma del ejemplo del manual, 120 mm de profundidad.
- ✓ Fracción de volumen vegetativo: Corresponde al volumen ocupado por los tallos y las hojas de las plantas, para este caso se estimó una fracción de 0.1. Valores de rango varía de 0.1 a 0.2.
- ✓ Rugosidad superficie: Se estimó un coeficiente de Manning de 0.13.
- ✓ Pendiente superficie: La pendiente del jardín es de 0%.

- **Suelo (Soil)**

El suelo a modelar será un franco arenoso con materia orgánica, que es apto para el desarrollo de las raíces de las plantas, los datos fueron obtenidos de SWMM.

**Tabla 3.5 - Propiedades de la capa suelo del Jardín de Lluvia**

<b>Suelo Vegetativo (soil)</b>	<b>Datos</b>
Espesor capa suelo ( <i>thickness</i> )	300 mm
Porosidad ( <i>porosity</i> )	0.45
Capacidad de campo ( <i>fiel capacity</i> )	0.19
Punto de marchitez ( <i>wilting point</i> )	0.085
Conductividad hidráulica ( <i>conductivity</i> )	11 mm/hr
Pendiente conductividad ( <i>conductivity slope</i> )	10
Altura de succión ( <i>suction head</i> )	110 mm



**Figura 3.5 - LID Control jardín de lluvia, propiedades ingresadas a capa de suelo (soil).**

La estimación de los datos para la capa de suelo fueron los siguientes:

- ✓ Espesor capa suelo: El espesor de la capa de suelo es la misma del ejemplo del manual, la cual es de 300 mm.
- ✓ Porosidad: Fracción de espacios vacíos presentes en el suelo, cuyo valor es 0.45.
- ✓ Capacidad de campo: Relación del volumen de agua en los poros con el volumen total después de que el suelo haya sido completamente drenado, cuyo valor de  $\theta$  es de 0.19.
- ✓ Punto de marchitez: Volumen de agua de los poros en relación al volumen total de un suelo bien seco en el que sólo queda agua tan fuertemente retenida que no puede ser captada por las plantas, cuyo valor es de 0.085.

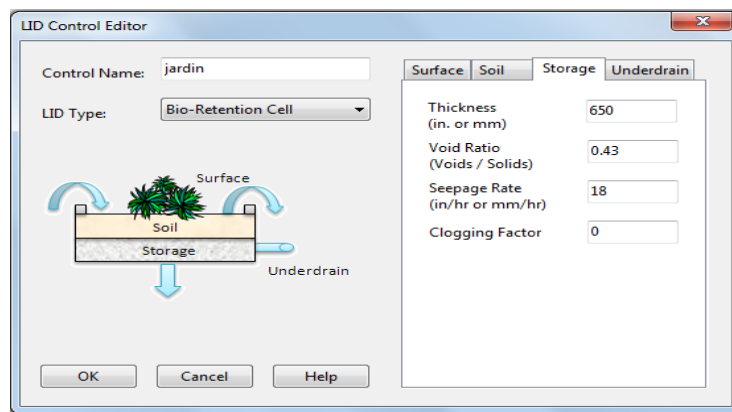
- ✓ Conductividad hidráulica: Para suelo completamente saturado es de 11 mm/hrs.
- ✓ Pendiente conductividad: Se adopta para este tipo de suelo un valor de 10. Rango varía desde 5 a 15.
- ✓ Altura de succión: valor medio de succión capilar del suelo a lo largo del frente húmedo, se estimó un valor de 110 mm.

- **Almacenamiento (Storage)**

La capa de almacenamiento a modelar va ser la misma del ejemplo del manual. Capa formada por gravilla y grava.

**Tabla 3.6 - Propiedades de la capa de almacenamiento del Jardín de Lluvia**

<b>Almacenamiento (Storage)</b>	<b>Datos</b>
Espesor capa drenaje ( <i>thickness</i> )	650 mm
Relación de vacíos ( <i>void ratio</i> )	0.43
Tasa de infiltración ( <i>seepage rate</i> )	18 mm/hr
Factor de colmatación ( <i>clogging factor</i> )	0



**Figura 3.6 - LID Control jardín de lluvia, propiedades ingresadas a capa de almacenamiento (storage).**

La estimación de los datos para la capa de almacenamiento fueron los siguientes:

- ✓ Espesor capa de drenaje: El espesor de la capa de almacenamiento es la misma del ejemplo del manual, la cual es de 650 mm.
- ✓ Relación de vacíos: Volumen de espacios vacíos en relación con el volumen de sólidos en la capa, cuyo valor es 0.43, se obtuvo este valor del dato de porosidad igual a 0.3, entregado por el manual en el ejemplo.
- ✓ Tasa de infiltración: Velocidad a la que se infiltra en el suelo original por debajo de la capa de almacenamiento, cuyo valor es de 18 mm/hrs.
- ✓ Factor de colmatación: Para jardín de lluvia no corresponde asignar dato.

- **Desagüe Inferior (Underdrain)**

Para este ejemplo no se considera desagüe de descarga.

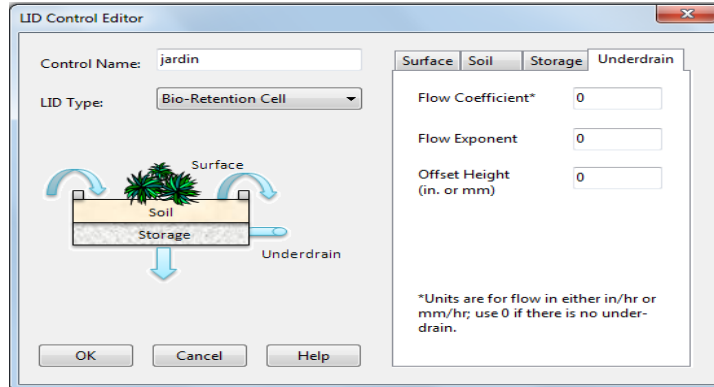


Figura 3.7 - Ventana de edición de desagüe inferior (*Underdrain*), con datos en cero.

- **Cuenca Lids Suds Jardín**

Una vez ingresado los parámetros a las capas del Lid Control de jardín de lluvia. Se procede a conectar la cuenca Lids\_SUDS\_Jardín con el Lid Control llamado jardín.

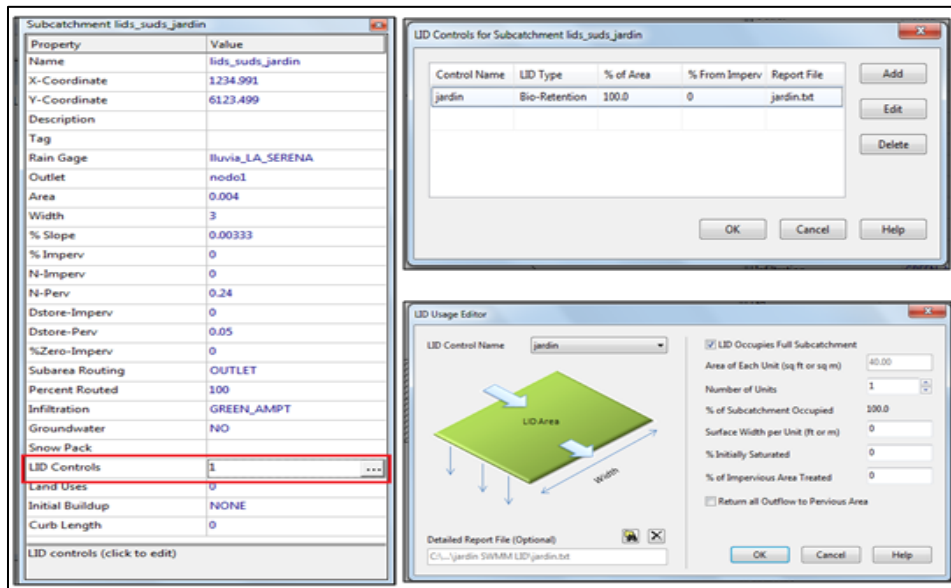


Figura 3.8 - Procedimiento de conexión de Lids control “jardín” con cuenca “lids\_suds\_jardin”.

### 3.2.3 Resultados y Análisis, SUDS jardín de lluvia

Los resultados obtenidos de la simulación y posterior comparación con el ejemplo de jardín de lluvia del Manual de Drenaje Urbano.

En la tabla 3.7, se muestra el reporte para el LID control, proyecto *LID Unit: jardin in Subcatchment lids\_jardin*, realizado por SWMM 5.1. De la tabla se puede apreciar que el valor máximo alcanzado para la altura del agua en superficie (*Surface Depth*) fue de 120 mm.

La tabla completa de los resultados entregado por SWMM 5.1 para el LID control Jardín de lluvia se mostrará en Anexos.

**Tabla 3.7 – Resumen de resultados de SWMM 5.1, del Jardín de Lluvia.**

SWMM5 LID Report File										
Project:										
LID Unit: jardin in Subcatchment lids_jardin										
Elapsed	Total	Total	Surface	Soil	Bottom	Surface	Drain	Surface	Soil/	Storage
Time	Inflow	Evap	Infil	Perc	Infil	Runoff	Outflow	Depth	Pave	Depth
Hours	mm/hr	mm/hr	mm/hr	mm/hr	mm/hr	mm/hr	mm/hr	mm	Moist	mm
	máximo	máximo	máximo	máximo	máximo	máximo	máximo	máximo	máximo	máximo
	valor	valor	valor	valor	valor	valor	valor	valor	valor	valor
	<b>110.79</b>	<b>0</b>	<b>11</b>	<b>10.68</b>	<b>10.69</b>	<b>5.59</b>	<b>0</b>	<b>120</b>	<b>0.45</b>	<b>2.96</b>

Se procederá a analizar por puntos específicos.

#### 3.2.3.1 Altura de berma en la superficie

En el ejemplo del Manual, la profundidad de la depresión superficial del jardín fue diseñada para almacenar el volumen de captura, que corresponde a 3.52 m<sup>3</sup>, lo cual para determinar la altura de berma de la superficie se efectuó a realizar la razón de volumen de captura por el área del jardín dando como altura de berma de 8.8 cm y consideraron una altura total de 12 cm de berma por revancha. En el gráfico 3.9, la altura máxima de la berma es alcanzada

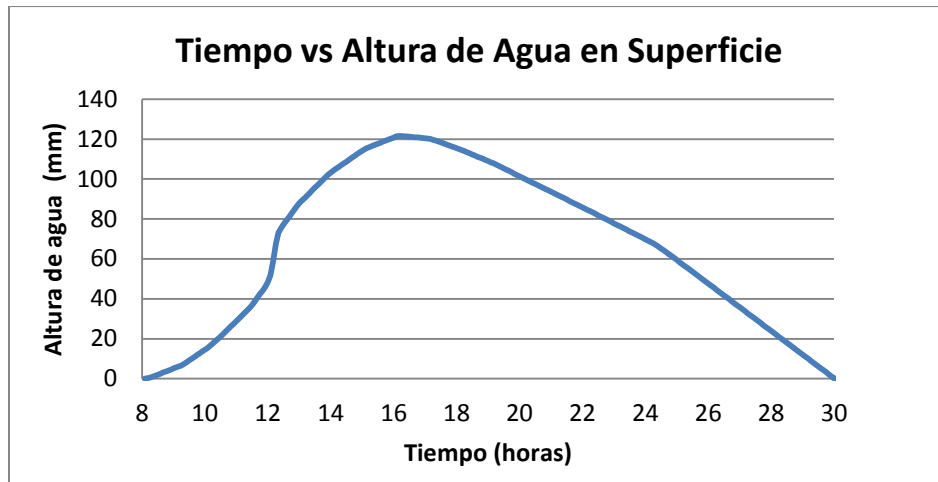


Figura 3.9 – Gráfico de Tiempo vs Altura de agua en la superficie.

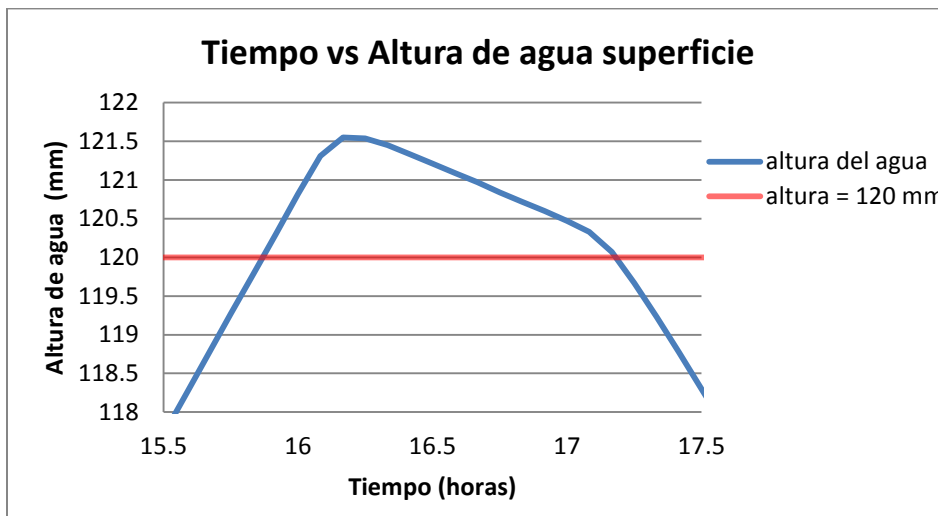


Figura 3.10 - Gráfico Tiempo vs altura de agua en la superficie del jardín de lluvia.

En la figura 3.10, se muestra la altura del agua de un máximo de 121.5 mm. La altura de la berma es de 120 mm lo que provoca desborde del agua en el jardín de lluvia. El gráfico representa el caso si el jardín de lluvia tuviese una berma de 130 mm.

### 3.2.3.2 Tiempo con agua en el jardín

El Manual de Drenaje Urbano define a este tiempo, como el tiempo máximo de vaciado que demora el estanque en infiltrar el volumen total almacenado en la superficie del jardín, este tiempo depende de la capacidad de infiltración que tenga el suelo vegetal. Y recalca que este tiempo sea inferior a 24 horas para evitar daños permanentes a la vegetación del jardín de lluvia. El ejemplo de jardín de lluvia del manual, calcula el tiempo de permanencia del agua en 9.8 horas.

- ✓ Tiempo con agua en el jardín: al analizar el gráfico de la imagen 3.9, se aprecia que la permanencia del agua sobre el jardín es de 22 horas lo cual es muy superior a las 9.8 horas calculadas por el manual en el ejemplo de jardín de lluvia.

### 3.2.3.3 Volumen unitario en estrato inferior (capa de almacenamiento)

En el ejemplo del Manual, este estrato inferior fue diseñado para almacenar el volumen de regulación de una tormenta de 2 años, cuya capacidad es de  $7.73 \text{ m}^3$  y, el espesor de esta capa es de 65 cm, donde se consideró una porosidad de 0.3.

A continuación se muestra en el gráfico 3.11 el comportamiento de que tiene el volumen almacenado durante el tiempo de simulación. Se aprecia que el máximo almacenaje es de 2.96 mm de altura por unidad de área, el área en planta del jardín de lluvia es de  $40 \text{ m}^2$ , por lo que el volumen máximo almacenado es de  $0.12 \text{ m}^3$  (120 litros).

El máximo volumen alcanzado en la cámara de almacenamiento fue de  $0.12 \text{ m}^3$ , este volumen es muy bajo al volumen de diseño que es de  $7.73 \text{ m}^3$ , el diseño de la capa de almacenamiento está sobredimensionado.

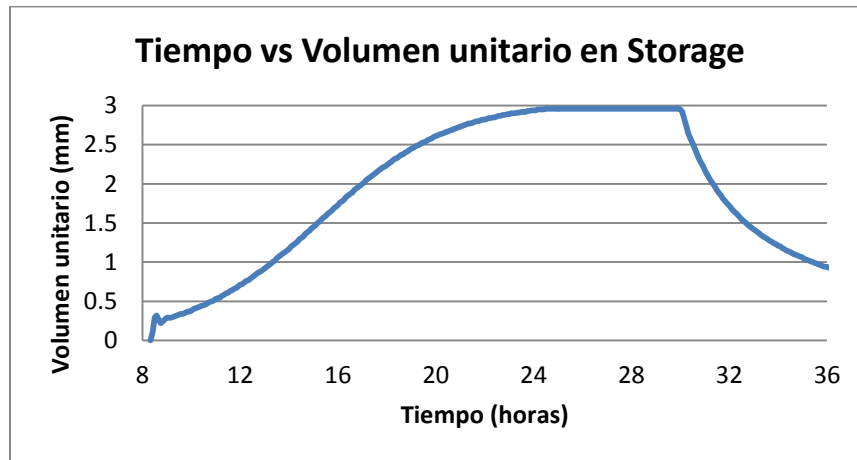


Figura 3.11 – Gráfico de Tiempo vs Volumen unitario en cámara de almacenamiento.

### 3.2.3.4 Caudal de entrada y salida.

El jardín de lluvia fue diseñado para capturar todo el escurrimiento ocasionado por los techos del edificio de oficina, esto se refiere que el jardín no provocará escurrimiento superficial aguas abajo del jardín. En el capítulo 2 se mencionó que uno de los objetivos de los SUDS es controlar los volúmenes de crecidas y reducir los volúmenes de salida.

Entonces se analizará este objetivo, del gráfico de la figura 3.12, se aprecia que el hidrograma de entrada (línea de color rojo) es semejante a la tormenta de diseño, alcanzando un

máximo caudal de entrada de 1.15 l/s. El hidrograma de salida (línea de color verde), tiene un máximo caudal de salida de 0.05 l/s.

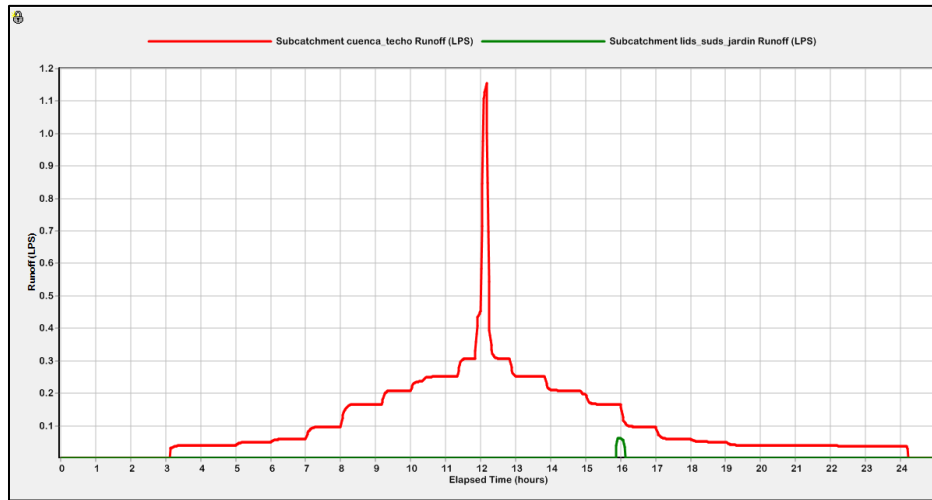


Figura 3.12 - Gráfico de hidrogramas de entrada y salida en SUDS jardín de lluvia.

En conclusión:

- El jardín de lluvia como SUDS cumple con el objetivo de retardar los volúmenes de crecida hacia aguas abajo, se logra apreciar que el caudal de salida es mucho más pequeño que de entrada y teniendo un desfase de 4 horas en su caudal máximo. Pero este SUDS no está cumpliendo con el diseño y dimensionamiento dispuesto por el Manual de Drenaje Urbano.

### 3.2.3.5 Se plantearán propuesta para poder mejorar las condiciones de diseño del ejemplo de jardín de lluvia.

Propuestas:

- ✓ Cambio de área del jardín de lluvia.
- ✓ Variación del espesor de la capa de suelo vegetal
- ✓ Variación en la conductividad hidráulica saturada de la capa de suelo vegetal

- **Cambio de área del jardín**

Se propone cambio de área del jardín de lluvia a 80 m<sup>2</sup> que es el doble del propuesto por el Manual de Drenaje Urbano.

En la figura 3.13, se aprecia la altura máxima alcanzada por el agua que corresponde a 27 mm y un tiempo de permanencia de 585 minutos que equivalen a 9.75 horas, lo cual cumple con las condiciones de diseño del ejemplo de jardín de lluvia del Manual de Drenaje Urbano.

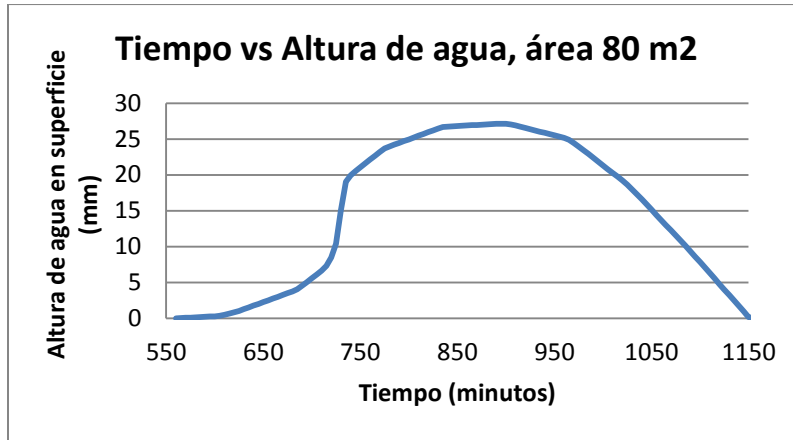


Figura 3.13 – Gráfico de Tiempo vs altura de agua, en jardín de lluvia para una área de 80 m<sup>2</sup>.

- **Variación del espesor de la capa de suelo vegetal**

El estrato de suelo vegetal es de 30 cm de espesor donde las raíces de las plantas del jardín se desarrollen. Para la variación del espesor del estrato de suelo vegetal se tomó como base el espesor de diseño de 30 cm. Los espesores a analizar son: 50, 100, 200, 300, 400, 500, 1000 y 3000 mm. Se recalca que las propiedades del suelo natural van a ser las mismas para todos los espesores a analizar.

a) **Altura de agua y permanencia del agua sobre la superficie.**

Se analizará el efecto que tiene la variación del espesor de la capa de suelo vegetal en la altura de agua sobre la superficie y la permanencia del agua sobre la superficie del jardín.

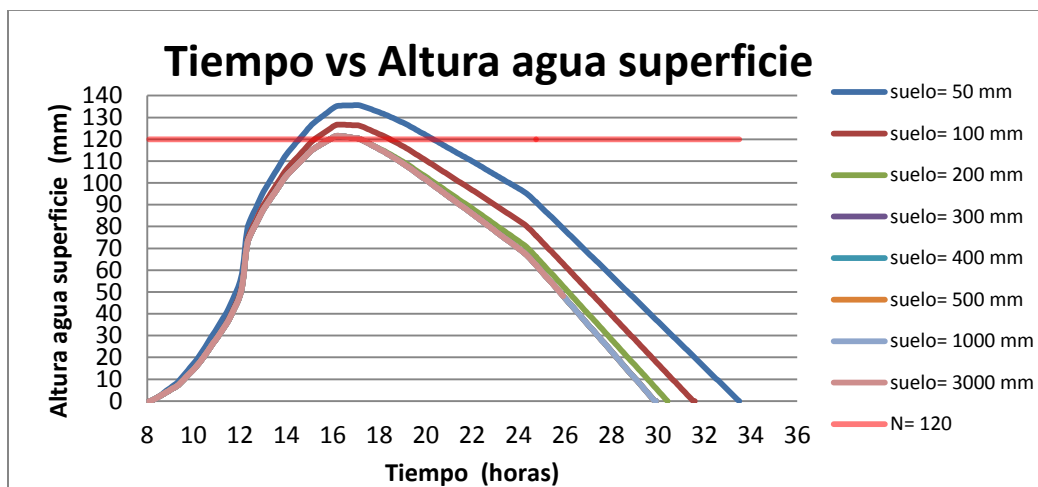


Figura 3.14 - Gráfico de Tiempo vs altura de agua en la superficie, con variación de espesor de capa de suelo vegetal.

De la figura 3.14, se aprecia en el gráfico que las 8 curvas de espesores tienen la misma forma, las primeras 12 horas las 8 curvas son idénticas, las restantes horas comienzan a separarse.

La línea roja horizontal muestra la altura que tiene la berma del jardín de lluvia que es de 120 mm, corresponde a la altura máxima que puede llegar el agua, desde ese punto hacia arriba el agua se desborda.

Los suelos de espesor de 50 y 100 mm, provocan un aumento de la altura del agua, llegando como máximo a 135 mm y 128 respectivamente y, produce que el agua permanezca más tiempo sobre la superficie alrededor de 26 horas, ocasionando asfixia a las raíces de la plantas.

Los espesores de 200 hasta el de 3000 mm, las curvas muestran un comportamiento semejante y sin variación entre ellos a lo largo del tiempo, la permanencia del agua sobre la superficie es de 22 horas aproximadamente.

### b) Caudal en la superficie.

Se analizará el efecto que tiene la variación del espesor de la capa de suelo vegetal en el caudal escorrentía superficial en el jardín de lluvia.

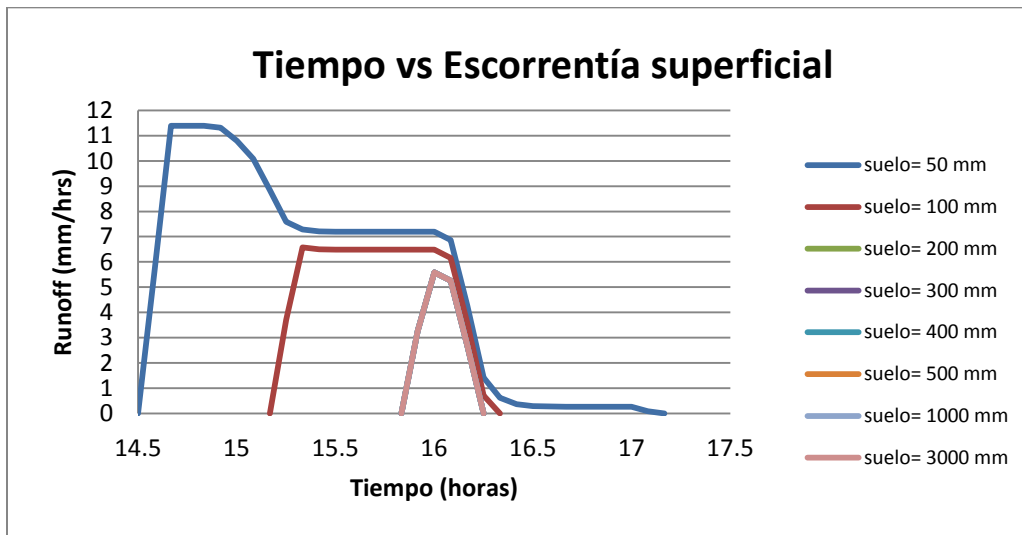


Figura 3.15 - Gráfico de Tiempo vs caudal superficial, con variación de espesor de la capa suelo vegetal.

De la figura 3.15, se aprecia que para el espesor de 50 mm se produce un mayor caudal con peak de 11.4 mm/hrs, Para el espesor de 100 mm el peak de caudal es de 6.5 mm/hrs,

Para los espesores de 200 a 3000 mm, se aprecia que estas curvas se encuentran sobrepuestas unas sobre la otra. Estas curvas muestran un peak de 5.6 mm/hrs.

En conclusión:

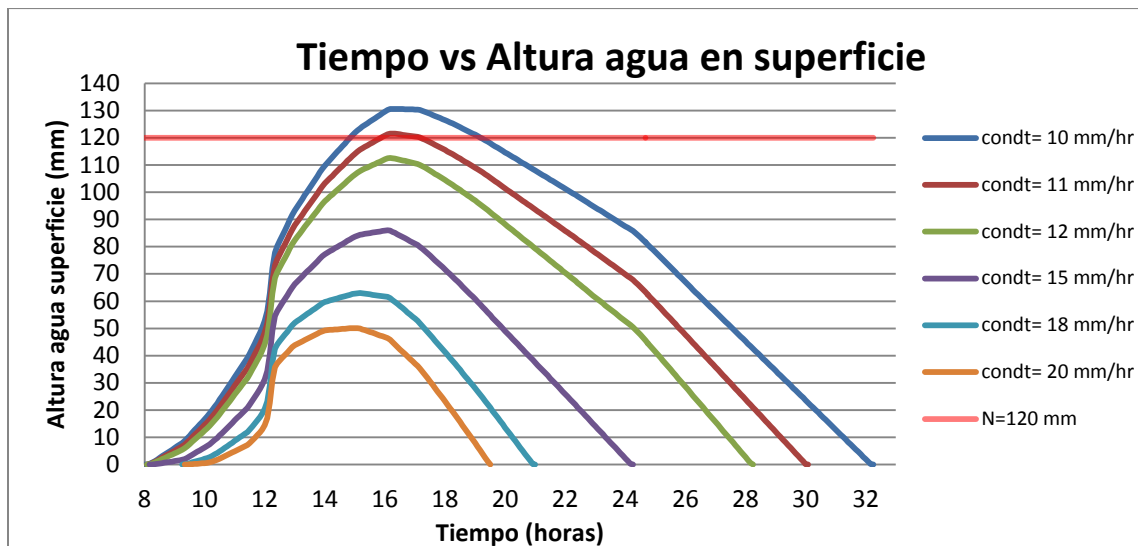
- Se aprecia que al variar los espesores de 200 a 3000 mm de suelo vegetal la producción de caudal va ser idéntica, pero en menor tiempo de ocurrencia y en menor cantidad que las curvas de los espesores de 50 y 100 mm.

- **Variación en la conductividad hidráulica saturada de la capa de suelo vegetal.**

La conductividad hidráulica saturada correspondiente al suelo vegetal del ejemplo es de 11 mm/hrs. Las conductividades hidráulicas saturadas a analizar van a ser las siguientes: 10, 11, 12, 15, 18 y 20 mm/hrs. Las demás propiedades del suelo vegetal no serán modificadas y el espesor del suelo vegetal no es modificado, se mantiene en 300 mm de espesor.

**a) Altura de agua y permanencia del agua sobre la superficie.**

Se analizará el efecto que tiene la variación de la conductividad hidráulica saturada, en la altura de agua sobre la superficie y la permanencia del agua sobre la superficie del jardín.



**Figura 3.16 - Gráfico de Tiempo vs altura de agua en superficie y permanencia del agua en el tiempo, variación de conductividad hidráulica en capa de suelo vegetal.**

En la figura 3.16, se aprecia que las 6 curvas tienen aproximadamente la misma forma, en todas las curvas de conductividad hidráulica saturada el agua comienza en la hora 8 a acumularse en la depresión superficial del jardín de lluvia.

La curva roja representa el máximo valor que puede alcanzar el agua acumulada en la depresión de la superficie del jardín de lluvia, cuyo valor es de 120 mm, desde ese valor hacia arriba se produce desborde en el jardín.

La conductividad hidráulica de 10 y 11 mm/hr, alcanza la máxima altura de agua en la superficie de 130 y 120 mm, lo que significa que se está produciendo desborde del agua acumulada, provocando caudal superficial por 4 horas aproximadamente y el agua permanece por 24 horas sobre la superficie.

Las demás curvas no alcanzan la altura máxima de 120 mm, cada curva de conductividad hidráulica saturada va descendiendo a medida que se sube la conductividad hidráulica saturada.

En conclusión:

- Se aprecia que conductividades hidráulicas menores a 11 mm/hr, provocan un aumento de los niveles de altura de agua, ocasionando desborde del agua acumulada.
- Y para conductividades hidráulicas mayores a 11 mm/hrs, no se produce desborde del agua acumulada y además la permanencia del agua en el tiempo sobre la superficie, no supera las 24 horas como máximo para no asfixiar las raíces de las plantas.

#### b) Caudal en la superficie.

Se analizará el efecto que tiene la variación de la conductividad hidráulica saturada en el caudal (*Runoff*) superficial en el jardín de lluvia. Este caudal es producido cuando la berma del jardín es sobrepasado por el agua de lluvia captada.

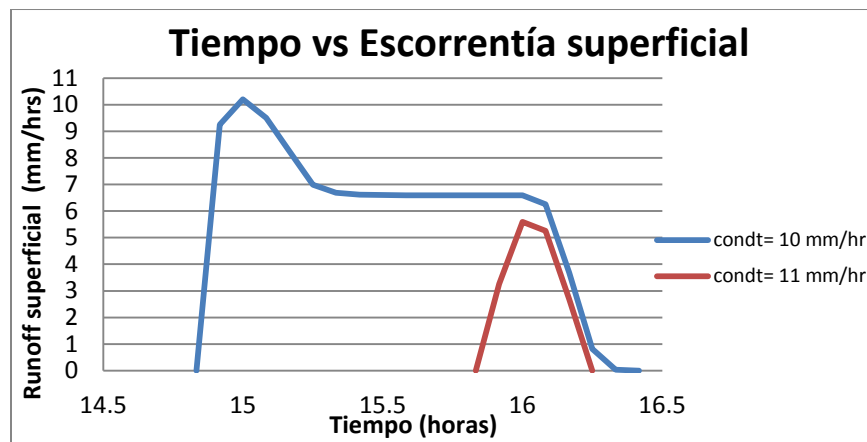


Figura 3.17 - Gráfico de Tiempo vs caudal superficial, variación de conductividad hidráulica saturada en capa de suelo vegetal.

De la figura 3.17, se aprecia que solamente para las conductividad hidráulica de 10 y 11 mm/hr, se produjo caudal superficial al producirse desborde del agua en jardín de lluvia.

En conclusión:

- Solamente se producirá caudal superficial para las conductividades hidráulicas de 10 y 11 mm/hr, manteniendo el espesor de 300 mm en la capa de suelo vegetal.

### 3.3 Zanja de Infiltración (*Infiltration Trench*)

El ejemplo de zanja de infiltración entregado en Manual de Drenaje Urbano será contractado por la simulación computacional en SWMM 5.1

### 3.3.1 Ejemplo de Diseño de Zanja de Infiltración del Manual de Drenaje Urbano

En la siguiente tabla se muestran los datos de la sección del ejemplo de diseño de la zanja de infiltración. Para mayor información del ejemplo dirigirse al manual.

Tabla 3.8 – Dimensiones de la zanja de infiltración diseñada en el ejemplo del manual.

Datos Zanja	Valor
Altura zanja (h)	3 m
Largo zanja (l)	65 m
Base zanja (b)	1 m
Área filtrante	396 m <sup>2</sup>

- Esquema de zanja de infiltración.

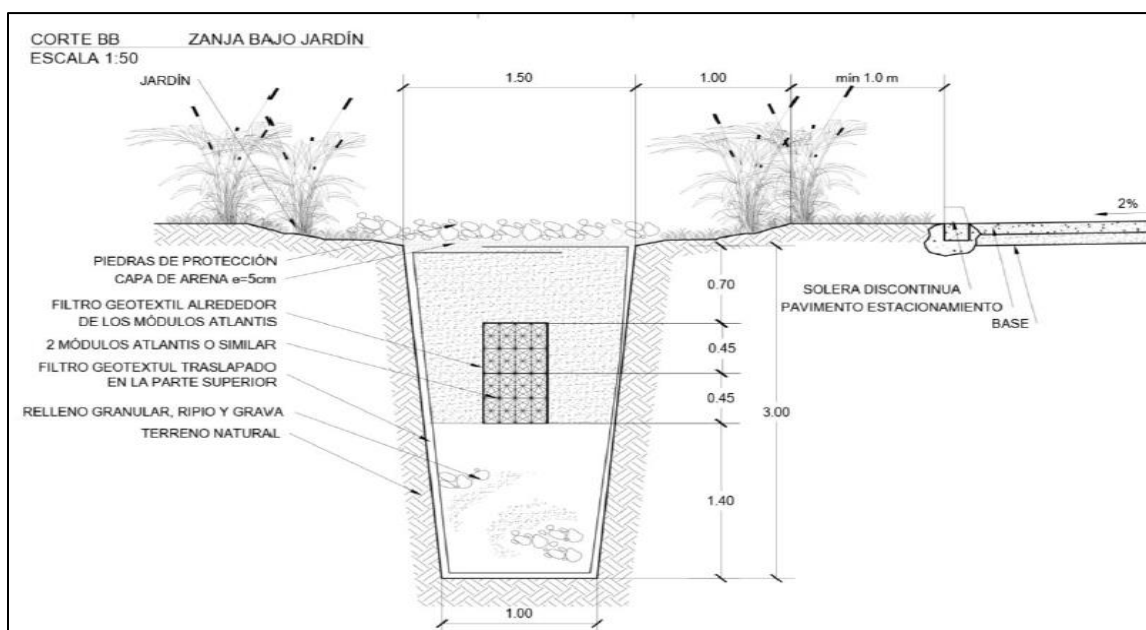


Figura 3.18 - Zanja de infiltración, con cajas Atlantis más relleno granular. (Fuente: de [4]).

### 3.3.2 Modelación de zanja de infiltración en SWMM 5.1

Para realizar la modelación de la zanja de infiltración en SWMM 5.1, se ocupó el mismo ejemplo mostrado en Manual de Drenaje Urbano, ocupando los mismos datos de diseño de la zanja de infiltración.

A continuación se nombrarán los datos ingresados a SWMM 5.1, para obtener un buen análisis:

#### 3.3.2.1 Antecedentes

- **Áreas Aportantes**

El área aportante de la zanja de infiltración, corresponde a 2120 m<sup>2</sup> comprendidos en:

Tabla 3.9 - Área aportante para zanja de infiltración, en SWMM 5.1.

Área aportante	Total
Área techos (m2)	800
Área patios pavim. (m2)	300
Área estacion. (m2)	1020
Área total imper. (m2)	2120

El área aportante total va ser de 2120 m<sup>2</sup> los cuales corresponderán a la cuenca aportante y además la zanja en si será un área aportante.

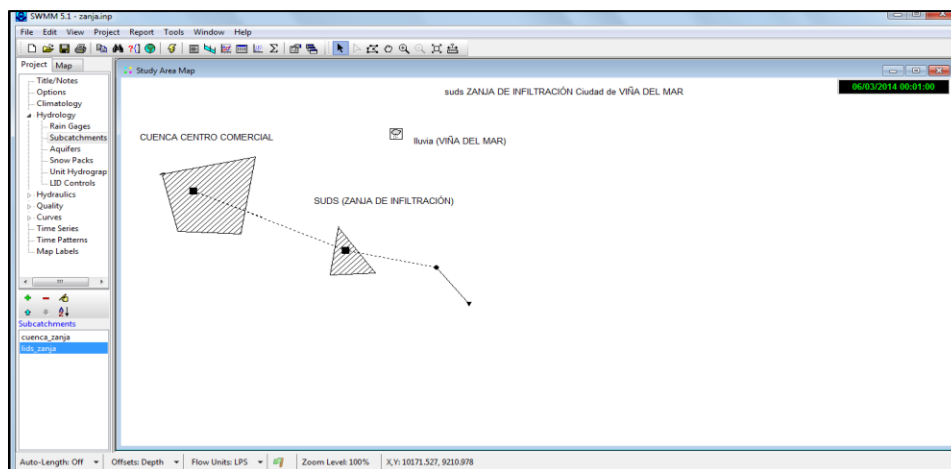


Figura 3.19 - Interfaz de representación de modelación de zanja de infiltración en SWMM 5.1.

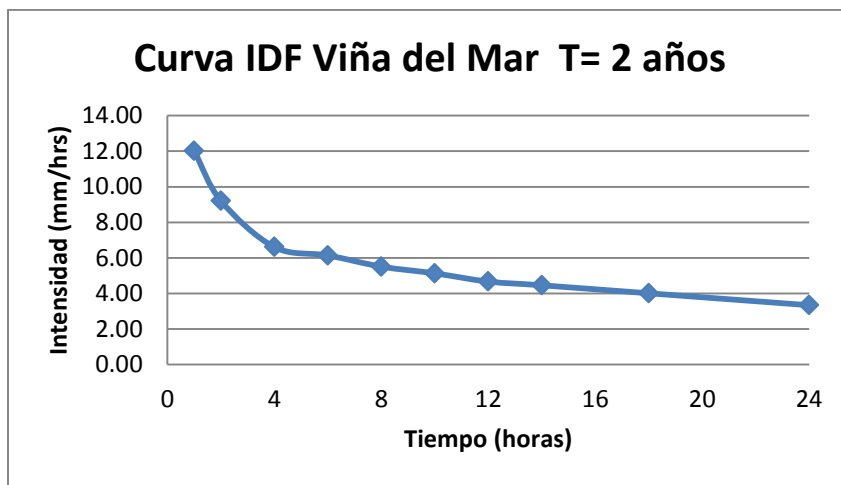
- **Precipitación**

- a) **Tormenta de Diseño**

Para estimar la precipitación a ingresar a la modelación, se utilizó la curva IDF de la ciudad de Viña del Mar, con periodo de retorno de 2 años del Manual de Drenaje Urbano.

**Tabla 3.10 - Curva IDF Viña del Mar, periodo de retorno de 2 años.**

Curva IDF Viña del Mar, T= 2 años										
Horas	1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
I (mm/hrs)	12.02	9.21	6.61	6.14	5.51	5.13	4.67	4.46	4.01	3.34



**Figura 3.20 - Gráfico de Curva IDF Viña del Mar, periodo de retorno 2 años.**

- b) **Hietograma de Tormenta de Diseño**

Tormenta de diseño concentrada al centro, con método bloque alternado de la ciudad de Viña del Mar realizado con la curva IDF de T= 2 años, la intensidad máxima es de 33.195 mm/hr, precipitación total en 24 horas es de 80.16 mm. Hietograma ver en Anexos.

Obtenido la tormenta de diseño de la ciudad de Viña del Mar, se procede a ingresarla al programa SWMM 5.1.

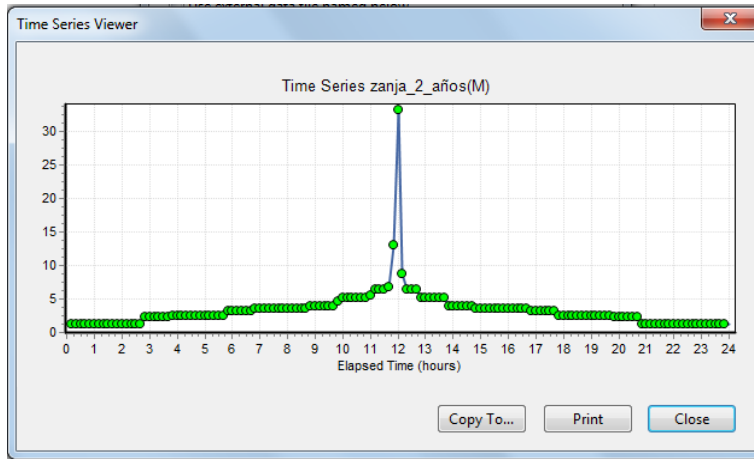


Figura 3.21 - Hietograma concentrada al centro, T= 2 años, zanja.

Para la lluvia de diseño se adopto el formato de Intensidad, con intervalos de 10 minutos y duracion de 24 horas. La tormenta de diseño se ingreso en forma de Series de Tiempo (*TIMESERIES*) en pluviometro (*Rain Gage*).

### 3.3.2.2 SUDS zanja de infiltración (Infiltration Trench)

El LIDs Control de zanja de infiltración posee tres ventanas de datos a llenar, como se mencionó anteriormente son: Superficie (*Surface*), Almacenamiento (*Storage*) y Desagüe Inferior (*Underdrain*), los cuales serán detallados a continuación:

- Superficie (*Surface*)

Tabla 3.11 - Propiedades de la Superficie de la zanja de infiltración.

Superficie ( <i>Surface</i> )	Datos
Altura berma ( <i>berm height</i> )	0
Fracción volumen vegetativo ( <i>vegetation volume fraction</i> )	0
Rugosidad superficie (Mannings n) ( <i>surface roughness</i> )	0.011
Pendiente superf. ( <i>surface slope</i> )	0%

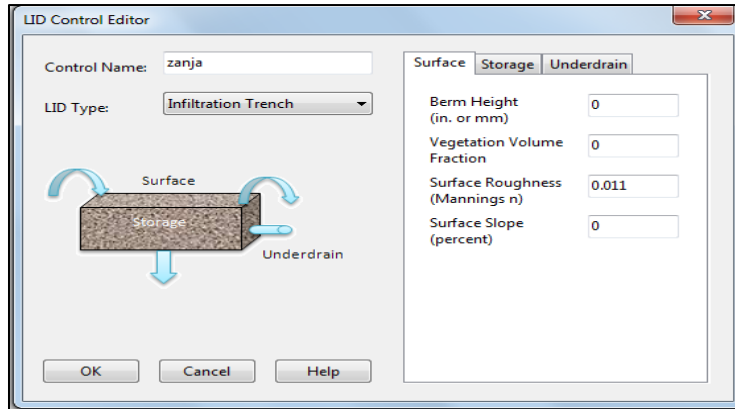


Figura 3.22 - LID Control Zanja de infiltración, propiedades ingresadas a ventana de datos capa superficie (*surface*).

La estimación de los datos para la capa superficie fueron los siguientes:

- ✓ Altura de berma: Para esta simulación de zanja de infiltración, no se estima altura de berma igual como en ejemplo del manual, cuyo valor es 0.
- ✓ Fracción volumen vegetativo: Corresponde al volumen ocupado por los tallos y las hojas de las plantas, para este caso el valor es 0, debido a la nula presencia de plantas en la superficie.
- ✓ Rugosidad superficie: Se estimó un coeficiente de Manning de 0.011, por presencia de gravas en la superficie.
- ✓ Pendiente superficie: La pendiente de la zanja es de 0%.

- **Almacenamiento (Storage)**

La capa de almacenamiento a modelar va ser la misma del ejemplo del manual. Capa formada por grava.

Tabla 3.12 - Propiedades de la capa de almacenamiento de zanja de infiltración.

<b>Almacenamiento (Storage)</b>	<b>Datos</b>
Espesor capa drenaje ( <i>thickness</i> )	3000 mm
Relación de vacíos ( <i>void ratio</i> )	0.43
Tasa de infiltración ( <i>seepage rate</i> )	22 mm/hr
Factor de colmatación ( <i>clogging factor</i> )	9.564

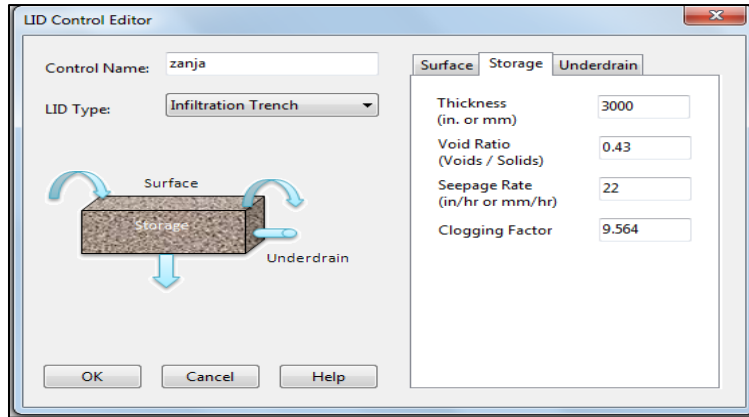


Figura 3.23 - LID Control Zanja de infiltración, propiedades ingresadas a ventana de datos capa de almacenamiento (*storage*).

La estimación de los datos para la capa de almacenamiento fueron los siguientes:

- ✓ Espesor capa de drenaje: El espesor de la capa de almacenamiento es la misma del ejemplo del manual, la cual corresponde a 3000 mm.
- ✓ Relación de vacíos: Volumen de espacios vacíos en relación con el volumen de sólidos en la capa, cuyo valor es 0.43, se obtuvo este valor del dato de porosidad de grava igual a 0.3, entregado por el manual en el ejemplo.
- ✓ Tasa de infiltración: Velocidad a la que se infiltra en el suelo original por debajo de la capa de almacenamiento, cuyo valor es de 22 mm/hrs.
- ✓ Factor de colmatación: El valor 9.564 se obtuvo de la fórmula que entrega SWMM, para el caso de zanja de infiltración y pavimentos porosos.

- **Desagüe Inferior (Underdrain)**

Para esta modelación de la zanja de infiltración no se considera desagüe de descarga igual como en el ejemplo del manual.

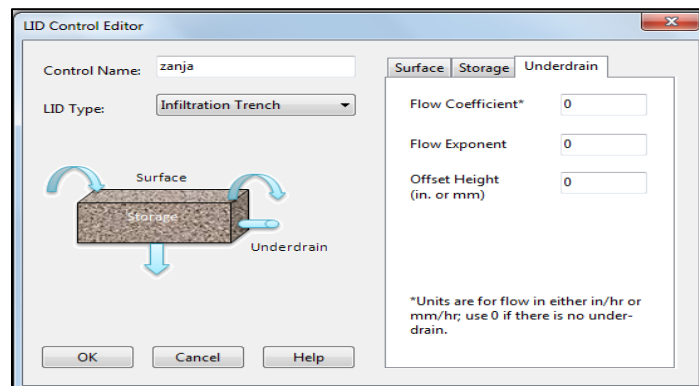


Figura 3.24 - Ventana de datos de Desagüe Inferior (*Underdrain*), con datos en cero.

- **Cuenca Lids Suds Zanja**

Una vez ingresado los parámetros a las capas del Lid Control de Zanja de Infiltración. Se procede a conectar la cuenca Lids\_SUDS\_Zanja con el Lid Control llamado zanja.

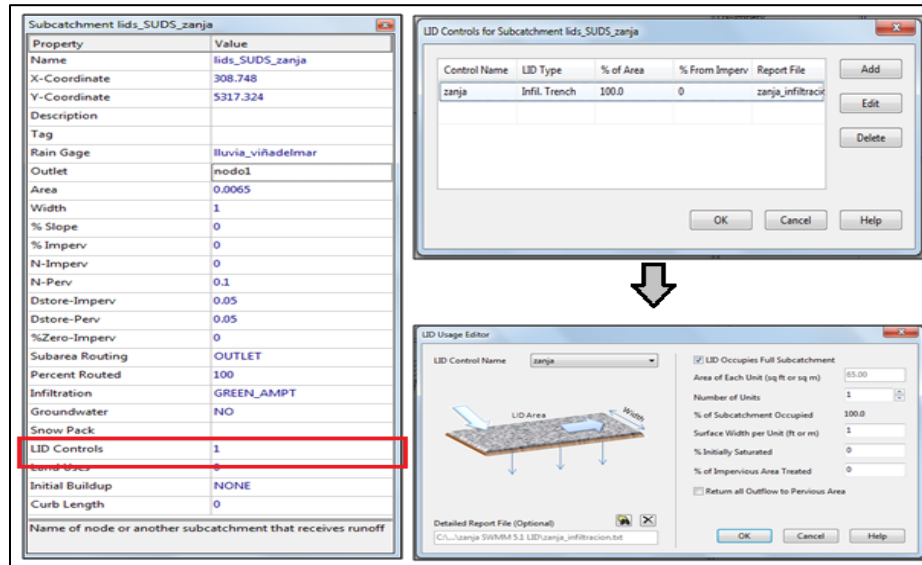


Figura 3.25 - Procedimiento de conexión de Lids control zanja con cuenca “lids\_suds\_zanja”.

### 3.3.3 Resultados y Analisis, SUDS Zanja de Infiltración

Los resultados obtenidos de la simulación y posterior comparación con el ejemplo de zanja de infiltración del Manual de Drenaje Urbano serán mostrados a continuación.

En la tabla 3.13, se muestra el reporte para el LID control, proyecto *LID Unit: zanja in Subcatchment lids\_SUDS\_zanja*, realizado por SWMM 5.1.

Se mostrarán sólo los valores maximos obtenidos de las propiedades del LID control, donde se puede apreciar que el valor maximo alcanzado para la altura del agua en la cámara de almacenamiento (*Storage Depth*) fue de 3000 mm y la escorrentia superficial fue de 1067 mm/hr.

La tabla completa de los resultados entregado por SWMM 5.1 para el LID control zanja se mostrará en el Anexo.

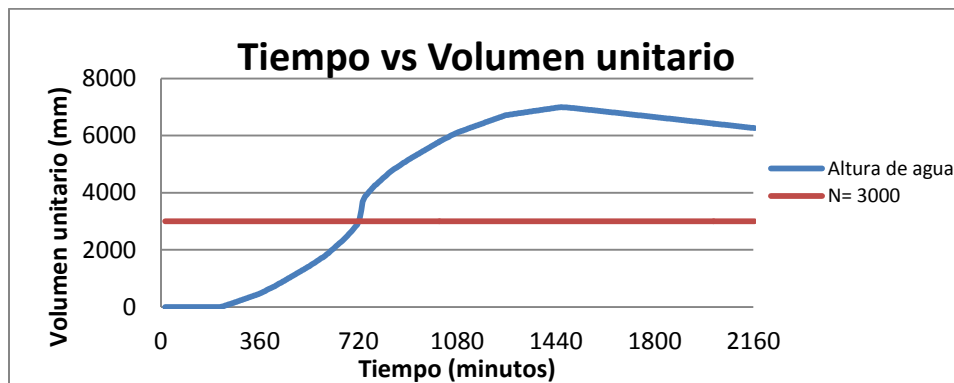
**Tabla 3.13 - Resume de datos entregados por SWMM 5.1, del LID zanja de infiltración.**

SWMM5 LID Report File										
Project:										
LID Unit: zanja in Subcatchment lids_SUDS_zanja										
Elapsed Time Hours	Total Inflow mm/hr	Total Evap mm/hr	Surface Infil mm/hr	Soil Perc mm/hr	Bottom Infil mm/hr	Surface Runoff mm/hr	Drain Outflow mm/hr	Surface Depth mm	Soil/Pave Moist	Storage Depth mm
	<b>Máximo valor</b>	<b>Máximo valor</b>	<b>Máximo valor</b>	<b>Máximo valor</b>	<b>Máximo valor</b>	<b>Máximo valor</b>	<b>Máximo valor</b>	<b>Máximo valor</b>	<b>Máximo valor</b>	<b>Máximo valor</b>
	1085.9	0	392.99	0	21.98	1066.98	0	0	0	3000

### 3.3.3.1 Volumen de almacenamiento en cámara de almacenamiento (*Storage*)

El manual considera este volumen como el volumen de regulación necesario para el control de crecidas, lo determina gráficamente como la máxima diferencia entre el volumen acumulado afluente y el volumen acumulado infiltrado.

Entonces como se menciono anteriormente en el diseño de la zanja, el volumen máximo de almacenamiento corresponde a 77.96 m<sup>3</sup>. Las dimensiones de la zanja son 3 m de alto por 1 m de ancho.



**Figura 3.26 - Gráfico de Tiempo vs Volumen unitario en cámara de almacenaje, zanja de infiltración.**

De la figura 3.26, se aprecia que la capacidad máxima de la zanja fue sobrepasada por más de 24 horas, llegando a una altura máxima de 7000 mm. La línea roja representa la profundidad máxima que tiene la zanja.

En conclusión:

- Se aprecia que la zanja no tiene la capacidad de almacenar la mitad de la tormenta de diseño para un periodo de retorno de 2 años.
- En la figura 3.25, la curva de altura de agua permanece por sobre del límite de los 3000 mm más allá del minuto 2160 (36 horas), esta curva representa en el caso hipotético, si la zanja tuviese una profundidad mayor a 7 m.

### 3.3.3.2 Caudal de entrada y salida de SUDS zanja de infiltración

En este punto se analizará la escorrentía superficial ocasionada por el rebalse de la zanja de infiltración diseñada. Y también se analizará los caudales de entrada y salida del SUDS zanja de infiltración.

En la figura 3.27, se aprecia que a las 12 horas (720 minutos) ocurre la máxima escorrentía alcanzando un máximo de 1067 mm/hr, luego el caudal decae hasta desaparecer después de la hora 24.

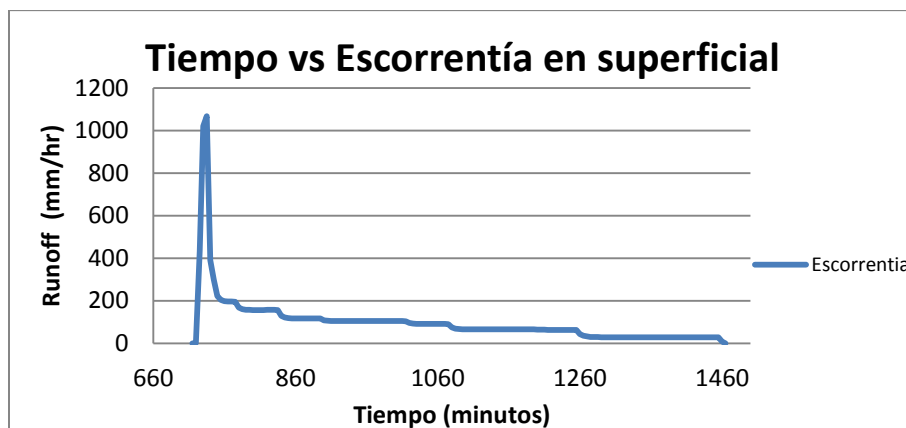


Figura 3.27 - Gráfico de Tiempo vs escorrentía superficial en zanja de infiltración.

En el gráfico de la figura 3.28, se muestran los hidrogramas de entrada y salida del SUDS Zanja de infiltración. Se puede apreciar que el hidrograma de entrada (línea de color rojo) es semejante a la tormenta de diseño, teniendo un máximo a las 12 horas de 19.45 l/s. El hidrograma de salida (línea de color verde), en la hora 12 comienza a producir escorrentía la zanja alcanzando un máximo de 19.30 l/s.

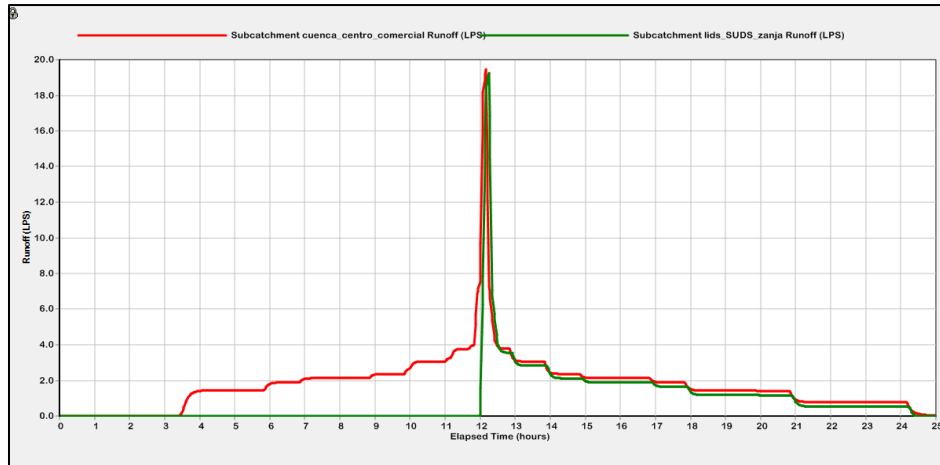


Figura 3.28 - Gráfico de hidrogramas de entrada y salida de SUDS zanja de infiltración.

En conclusión:

- De la figura anterior se aprecia que la zanja de infiltración en su diseño y dimensionamiento es sobrepasada en su capacidad de almacenar todo el volumen producido por el área aportante.
- La zanja de infiltración alcanza a almacenar solamente la mitad del volumen producido por la cuenca aportante.

### 3.3.3.3 Propuesta para poder mejorar las condiciones de diseño del ejemplo de zanja de infiltración

Propuesta:

- ✓ Cambio de ancho de sección de la zanja de infiltración.
- ✓ Variación de la relación de vacíos en la capa de almacenaje.
- ✓ Variación de la tasa de infiltración del terreno natural.

- **Cambio de ancho de sección de la zanja de infiltración.**

Se propone aumentar el ancho de la sección de la zanja en un metro quedando el ancho de 2 m, para evitar desborde de caudal en la zanja de infiltración. En la figura del gráfico 3.29, se muestra la variación de la altura del agua acumulada en el tiempo dentro de la zanja de infiltración modificada, la altura máxima del agua acumulada no alcanza a llegar al límite máximo de los 3000 mm de profundidad de la zanja de infiltración. Con esta propuesta de aumento de ancho de la zanja, se cumple con el objetivo de que la zanja de infiltración acumule totalmente el volumen de almacenaje.

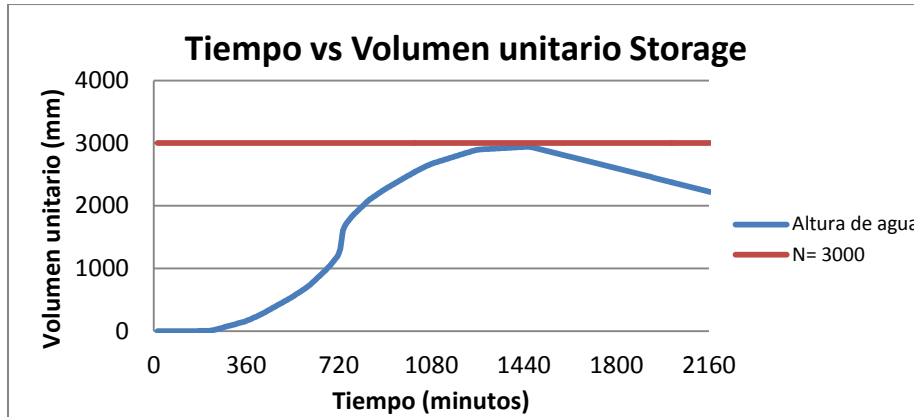


Figura 3.29 - Gráfico de Tiempo vs Volumen unitario, con sección nueva en zanja de infiltración.

- **Variación de la relación de vacíos en la capa de almacenaje.**

Se analizará la variación de la relación de vacíos en la capa de almacenaje, para visualizar posibles cambios en el almacenaje de agua dentro de la zanja y efectos en parámetros del LID zanja. Las relaciones de vacíos a analizar serán las siguientes: 0.41, 0.42, 0.43, 0.44, 0.45, 0.50, 0.70 y 0.90. El índice de vacíos del ejemplo del Manual de la zanja de infiltración es de 0.43. Solamente se variará la relación de vacíos y ningún parámetro más.

**a) Escorrentía superficial**

Se analizará el efecto que tiene la variación de la relación de vacíos en la capa de almacenamiento en la escorrentía producida en superficie de la zanja de infiltración. En la figura 3.30, se aprecia que las curvas de escorrentías de relación de vacíos de 0.41 a 0.50 son semejantes desde el comienzo de desborde hasta el fin de la producción de escorrentía, solo son diferentes en el máximo alcanzado. La escorrentía máxima alcanzada fue de 1043 mm/hr para un  $e= 0.41$ , para las otras relaciones de vacíos el máximo disminuye paulatinamente, como el caso para  $e= 0.43$  cuyo máximo fue de 1027 mm/hr y para un  $e= 0.50$  la máxima escorrentía alcanzada fue de 714 mm/hr. Para  $e= 0.70$ , la escorrentía máxima es de 168 mm/hr. Para  $e= 0.90$ , alcanzando un máximo de 115.7.

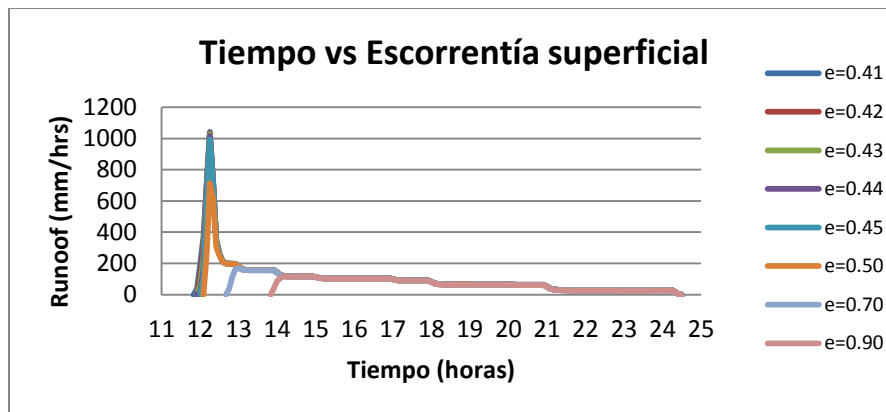


Figura 3.30 - Gráfico de Tiempo vs Escorrentía superficial con variación de relación de vacíos en zanja de infiltración.

En conclusión:

- Como se aprecia en el gráfico anterior, al realizar una variación de los índices de vacíos en la zanja de infiltración igual se produce rebalse del agua acumulada, ocasionando escorrentía superficial.
- Entonces se concluye que la propuesta de variar los índices de vacíos para eliminar el desborde de la zanja de infiltración, no tuvo su efecto esperado.

- **Variación de la tasa de infiltración del terreno natural**

Se analizará la variación de la tasa de infiltración del terreno natural que rodea la capa de almacenaje zanja de infiltración, esta variación es para visualizar posibles cambios en el almacenaje de agua dentro de la zanja y efectos en parámetros del LID zanja. Las tasas de infiltración a analizar serán las siguientes: 15, 18, 20, 22, 25 y 30 mm/hr. La tasa de infiltración del terreno natural del ejemplo en el manual es de 22 mm/hr, solamente se variará la tasa de infiltración y ningún parámetro más.

**a) Escorrentía superficial**

Se analizará el efecto que tiene la variación de la tasa de infiltración del terreno natural en la capa de almacenamiento en la escorrentía producida en superficie de la zanja de infiltración. En la figura 3.31, se aprecia que las seis curvas tienen la misma forma y se encuentran sobrepuesta una sobre la otra. La máxima escorrentía alcanzada es de 1067 mm/hr para una tasa de infiltración de 22 mm/hrs y la escorrentía menor alcanzada es de 894 mm/hr para una tasa de infiltración de 30 mm/hr.

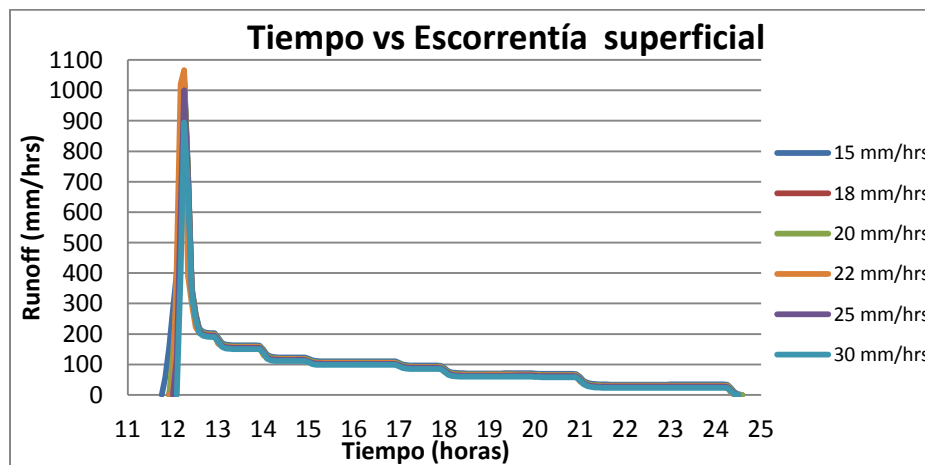


Figura 3.31 - Gráfico de Tiempo vs Escorrentía superficial con variación de tasa de infiltración de suelo natural en zanja de infiltración.

En conclusión:

- Del gráfico 3.31, se concluye que al variar la tasa de infiltración del suelo natural que rodea a la capa de almacenaje, no se logró eliminar la producción de escorrentía superficial por desborde de la zanja de infiltración.
- Solo la propuesta de cambio de sección de la zanja de infiltración tuvo efecto en la eliminación de la escorrentía superficial.

### 3.3.3.4 Comparación entre relación de vacíos

El Manual de Drenaje Urbano en el ejemplo de zanja de infiltración, diseña dos tipos de zanjas, una zanja con relleno granular más cajas Atlantis y otra zanja con relleno granular con un tubo perforado.

En los análisis anteriores se modeló la zanja como si estuviese completamente rellena con material granular, este material granular tiene un índice de vacíos de 0.43. Las cajas Atlantis tienen una elevada porosidad y su índice de vacíos es de  $e=0.915$ .

Entonces se hará un análisis comparativo entre tres escenarios:

- ✓ Zanja con relleno granular, su relación de vacíos es de 0.43.
- ✓ Zanja con relleno granular más cajas Atlantis, su relación de vacíos ponderado es de 0.602.
- ✓ Zanja con relleno de cajas Atlantis, su relación de vacíos es de 0.915.

- **Altura del agua almacenada dentro de la zanja infiltración**

De la figura 3.32, se aprecia que las tres curvas de altura de agua alcanzan la altura máxima de la zanja, provocando desborde y tienen el mismo comportamiento.

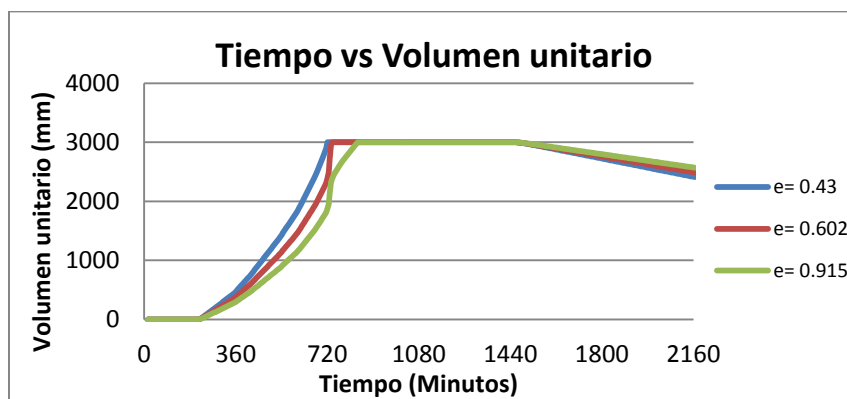


Figura 3.32 - Gráfico de Tiempo vs Volumen unitario en cámara de almacenaje con comparación entre índices de vacíos, zanja de infiltración.

- **Escorrentía superficial**

En la figura 3.33, se muestran las tres curvas que representan la escorrentía superficial producida por el rebalse de la zanja. La curva de color azul representa la escorrentía para un  $e=0.43$ , alcanza su máximo de 1067 mm/hr. La curva de color rojo representa la escorrentía para un  $e=0.602$ , el caudal máximo es de 298 mm/hr. La curva de color verde representa la escorrentía para un  $e=0.915$ , el caudal máximo es de 119.9 mm/hr.

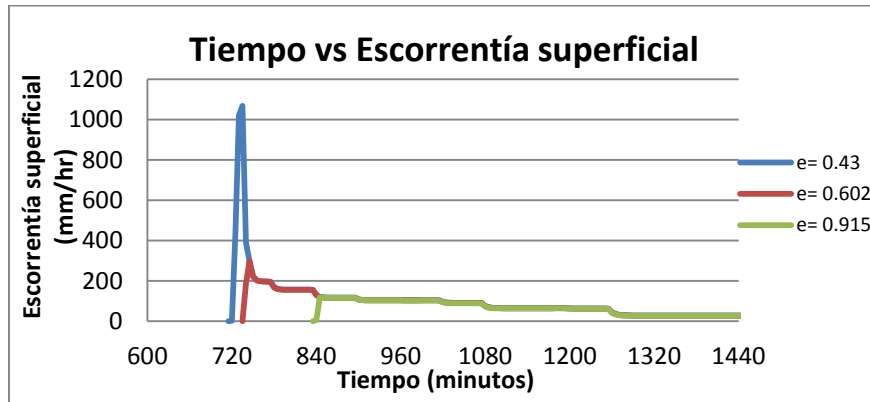


Figura 3.33 - Gráfico de Tiempo vs Escorrentía superficial en cámara de almacenaje con comparación entre índices de vacíos, zanja de infiltración.

En conclusión:

- Los tres escenarios planteados y analizados anteriormente muestran que para los tres casos la zanja se desborda, donde para la zanja rellena con material granular desborda mayor cantidad de agua provocando escorrentía hacia aguas abajo y para la zanja rellena con cajas Atlantis desborda una menor cantidad de agua de lluvia provocando escorrentía, en este escenario se asemeja como si la zanja estuviese sin relleno.

### 3.4 Canal Vegetativo (*Vegetative swale*)

El ejemplo de canal vegetativo entregado en Manual de Drenaje Urbano será contrastado por la simulación computacional en SWMM 5.1.

### 3.4.1 Ejemplo de diseño de canal vegetativo del Manual de Drenaje Urbano

En la siguiente tabla se muestran los datos de la sección del ejemplo de diseño de la zanja de infiltración. Para mayor información del ejemplo dirigirse al manual.

Tabla 3.14 – Recomendaciones y diseño del canal vegetativo del ejemplo del M.D.U.

Periodo de Retorno	Recomendaciones del M.D.U.		Ejemplo del M.D.U.
	Altura máxima del Flujo	Ancho máximo de Inundación	Altura de Agua del Ejemplo
T= 2 años	0.1 m	1 m	-
T= 10 años	0.2 m	1.5 m	0.103 m
T= 100 años	0.5 m	-	0.146 m

Zanja de sección transversal trapecial, con taludes de H: V = 5:1.

Tabla 3.15 – Datos del diseño del canal vegetativo del manual.

Ancho basal	0.3 m
Prof. Total máxima	0.3 m

- Esquema transversal de canal vegetal.

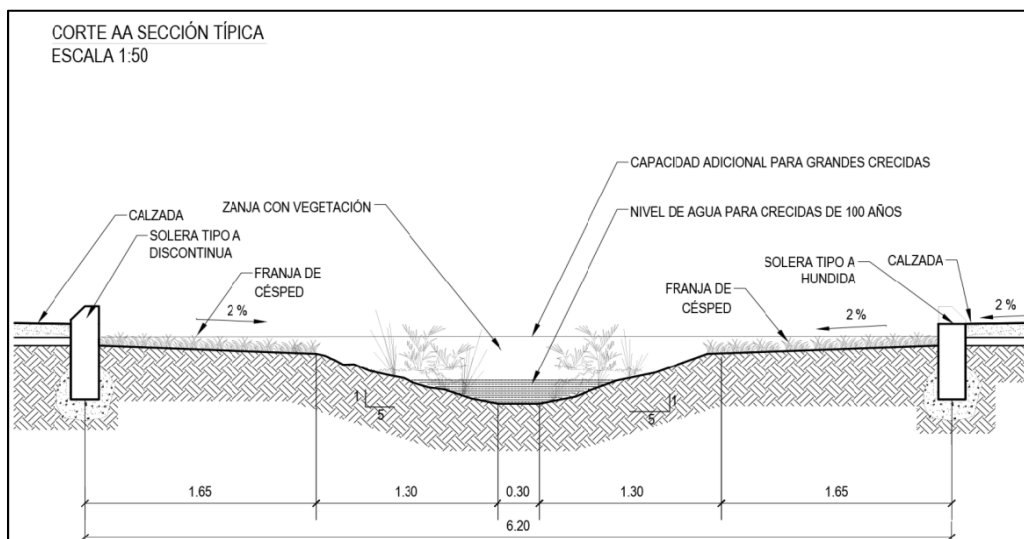


Figura 3.34 - Esquema de sección transversal de canal vegetativo. (Fuente: de [4])

### 3.4.2 Modelación del Canal Vegetativo en SWMM 5.1

Para realizar la modelación del canal vegetativo en SWMM 5.1, se ocupó el mismo ejemplo mostrado en Manual de Drenaje Urbano, ocupando los mismos datos de diseño del canal vegetativo.

A continuación se nombrarán los datos ingresados a SWMM 5.1, para obtener un buen análisis:

#### 3.4.2.1 Antecedentes

- **Precipitación**

- a) **Tormenta de Diseño**

Para estimar las precipitaciones a ingresar a la modelación, se utilizaron las curvas IDF de la ciudad de Puerto Montt con periodo de retorno de 2, 10 y 100 años del Manual de Drenaje Urbano

Tabla 3.16 - Curva IDF Puerto Montt, periodos de retorno de 2, 10 y 100 años.

Periodo de retorno T (años)	Curvas IDF Puerto Montt										
	Horas	1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
2	I (mm/hrs)	9.62	6.91	5.11	4.61	4.06	3.67	3.36	3.13	2.87	2.50
10	I (mm/hrs)	13.38	9.61	7.11	6.41	5.64	5.10	4.67	4.36	3.99	3.48
100	I (mm/hrs)	17.51	12.58	9.30	8.39	7.39	6.68	6.11	5.71	5.23	4.56

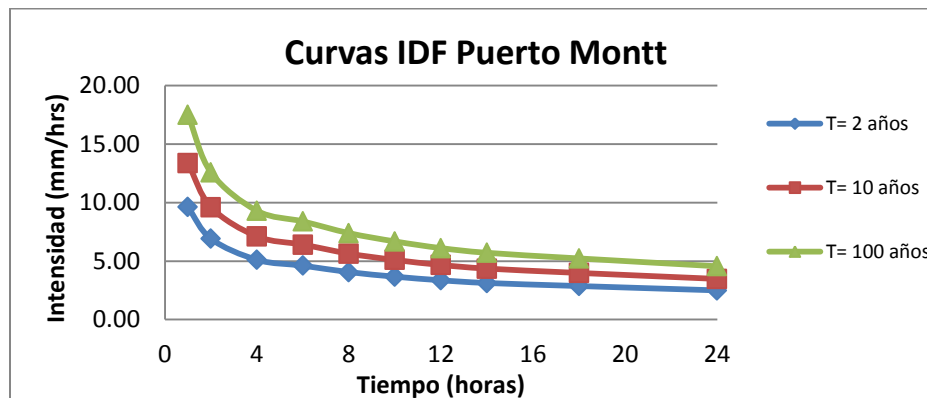


Figura 3.35 - Gráfico de Curvas IDF de periodo de retorno de 2, 10, 100 años de la ciudad de Puerto Montt.

## b) Hietograma de Tormenta de Diseño

Tormenta de diseño concentrada al centro, con método bloque alternado para la ciudad de Puerto Montt, hietograma desarrollado con las curvas IDF de la misma comuna con periodos de retorno de 2, 10 y 100 años. Para T= 2 años, la intensidad máxima es de 26.57 mm/hr, la precipitación total es de 60 mm, para una duración de 24 horas. Para T= 10 años, la intensidad máxima es de 37 mm/hr, la precipitación total es de 83.52 mm, para una duración de 24 horas. Para T= 100 años, la intensidad máxima es de 48.3 mm/hr, la precipitación total es de 109.44 mm, para una duración de 24 horas.

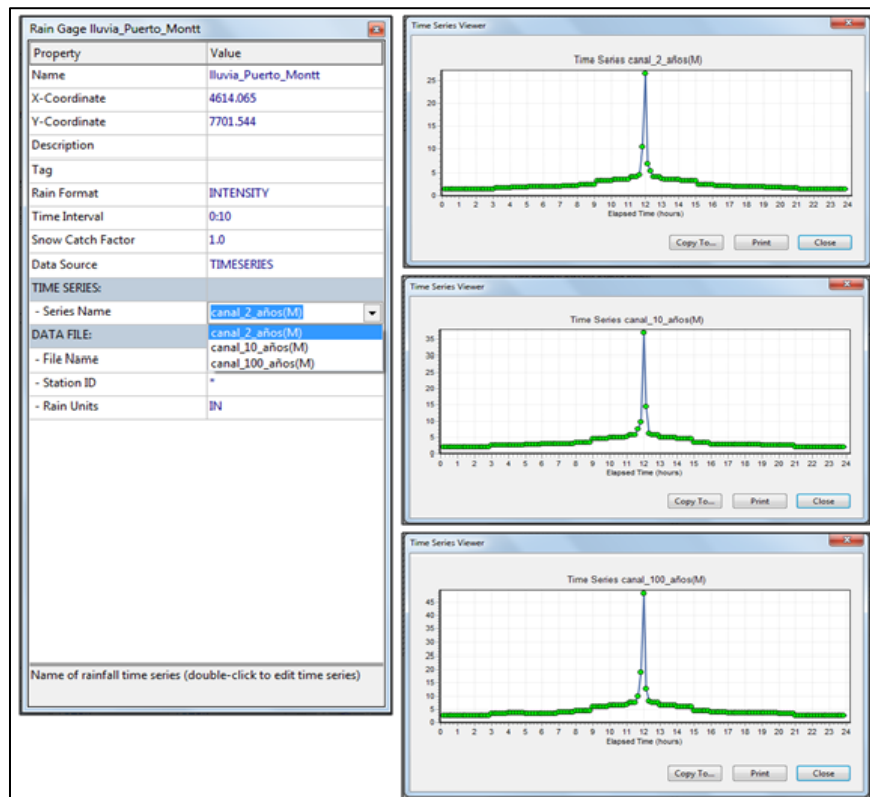


Figura 3.36 - Ventana de datos de Pluviometro (*Rain Gage*) y Hietogramas de cada periodo de retorno respectivamente

Se adoptó el formato de Intensidad para cada lluvia de diseño, cada lluvia tiene intervalos de 10 minutos y duración de 24 horas. La tormentas de diseño se ingresaran en forma de Series de Tiempo (*TIME SERIES*) en pluviómetro (*Rain Gage*) "Lluvia Puerto Montt".

- **Áreas Aportantes**

Como en el ejemplo del canal vegetativo realizado por el manual, donde se diseña con caudales de crecidas máximos para cada periodo de retorno de 2, 10 y 100 años. En el ejemplo no se entregó un área respectiva a cada caudal máximo, por lo que para poder realizar la modelación

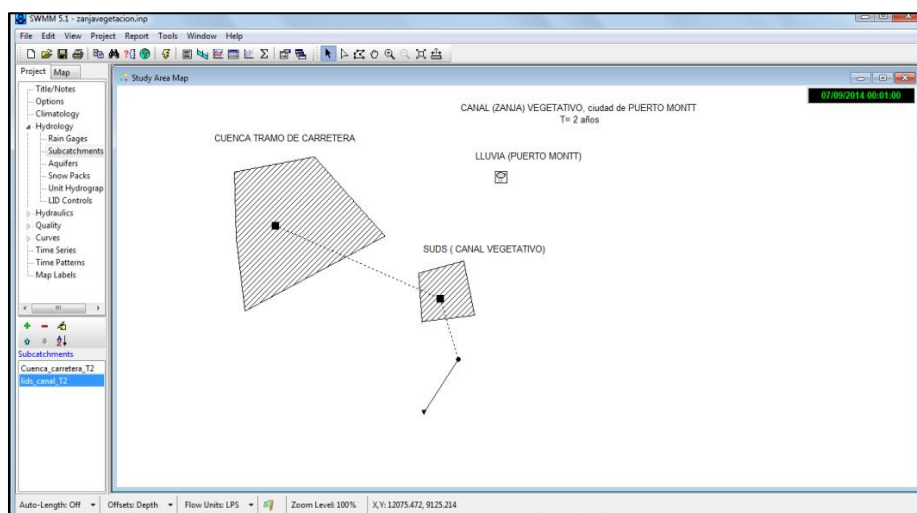
se necesita de un área aportante. Entonces se realizó el siguiente procedimiento para obtener las áreas aportantes:

1. El manual en el ejemplo del canal vegetativo plantea el diseño y dimensionamiento en forma hidráulica donde se entrega los caudales máximos para cada periodo de retorno (2, 10 y 100 años) para el diseño del canal vegetativo. Para la modelación del área aportante en SWMM 5.1 se necesita de una subcuenca que es planteado en forma hidrológica la cual el ejemplo del manual no la entrega, por ende se planteó la creación de áreas aportantes subcuencas por el Las áreas aportantes subcuencas van a ser tres, para los tres periodos de retorno respectivamente, esto debido que cada caudal de crecida máximo representa a una determinada área.
2. Las áreas aportantes cuencas se obtuvieron iterando la variable área, de la ventana de datos de la cuenca (*subcatchment*) "lid\_canal\_vegetativo" hasta que se obtuvieran los caudales deseados de cada periodo de retorno.
3. A su vez obtenido el área aportante de cada cuenca, se procedió a obtener el área de cada canal vegetativo respectivo a su cuenca aportante y periodo de retorno.

**Tabla 3.17 - Áreas de cuencas aportantes, áreas de cada canal.**

T (años)	Cuenca Aportante			Cuenca del Canal	
	Nombre	Área (Ha)	Caudal aportante (runoff) LPS	Nombre	Área (Ha)
2	Carretera_T2	0.418	30.11	Lids_Canal_T2	0.0704758
10	Carretera_T10	0.513	50.01	Lids_Canal_T10	0.0864954
100	Carretera_T100	0.83	110.04	Lids_Canal_T100	0.1399424

En la siguiente Figura 3.37, se aprecia la ventana de modelación del canal vegetativo la cual va a ser la base para las simulaciones de las distintas áreas.



**Figura 3.37 - Ventana de datos de modelación de canal vegetativo en SWMM 5.1.**

## SUDS Canal Vegetativo (*Vegetative Swale*)

Para este ejemplo de simulación de Canal Vegetativo se ocupará un Lids control, el cual será el mismo para las tres simulaciones de canal vegetativo con distintas áreas aportantes. El Lids Control de Canal vegetativo posee una “ventana de datos” a rellenar, la que corresponde a la Superficie (*Surface*) la cual va a ser detallada a continuación:

- **Superficie (*Surface*)**

Tabla 3.18 - Propiedades de la Superficie del Canal vegetativo.

Superficie ( <i>Surface</i> )	Datos
Altura berma ( <i>berm height</i> )	260
Fracción volumen vegetativo ( <i>vegetation volume fraction</i> )	0.2
Rugosidad superficie (Mannings n) ( <i>surface roughness</i> )	0.24
Pendiente superf. ( <i>surface slope</i> )	1.3%
Swale Side Slope ( <i>run/rise</i> )	5

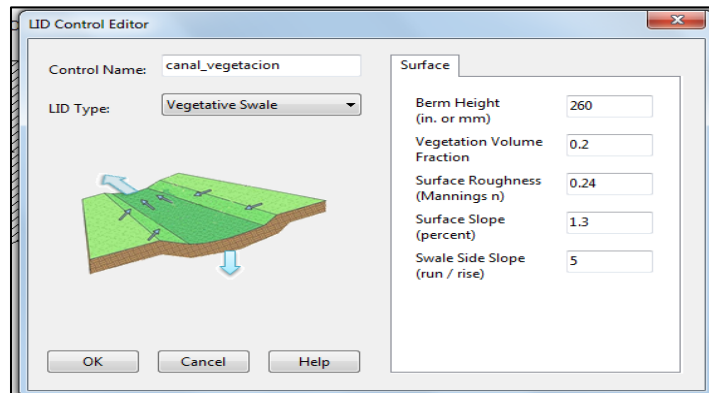


Figura 3.38 - Ventana de datos de Lids control canal vegetativo (*vegetative swale*), propiedades ingresadas a capa superficie (*surface*).

La estimación de los datos para la capa superficie fueron los siguientes:

- ✓ Altura de berma: Corresponde a la altura del canal, por geometría del canal con talud H:V 5:1, la cual da una altura de 260 mm de profundidad.
- ✓ Fracción volumen vegetativo: Corresponde al volumen ocupado por los tallos y las hojas de las plantas, para este caso se estimó una fracción de 0.2 por ser el valor más alto, debido a la vegetación densa que tiene el canal. Valores de rango varía de 0.1 a 0.2.
- ✓ Rugosidad superficie: Se estimó un coeficiente de Manning de 0.24, debido a la densa vegetación de la superficie.

- ✓ Pendiente superficie: La pendiente longitudinal del canal es de 1.3%.
- ✓ Pendiente lateral del canal: Corresponde a la pendiente de las paredes laterales en la sección transversal del canal. Es el cociente entre el ancho por el alto, para este caso tiene un valor de 5.

- **Cuenca Lids Canal**

Una vez ingresado los parámetros a la ventana de datos superficie del Lid Control del canal vegetativo. Se procede a conectar la cuenca “Lids Canal T1” con el Lid Control llamado “canal vegetativo”.

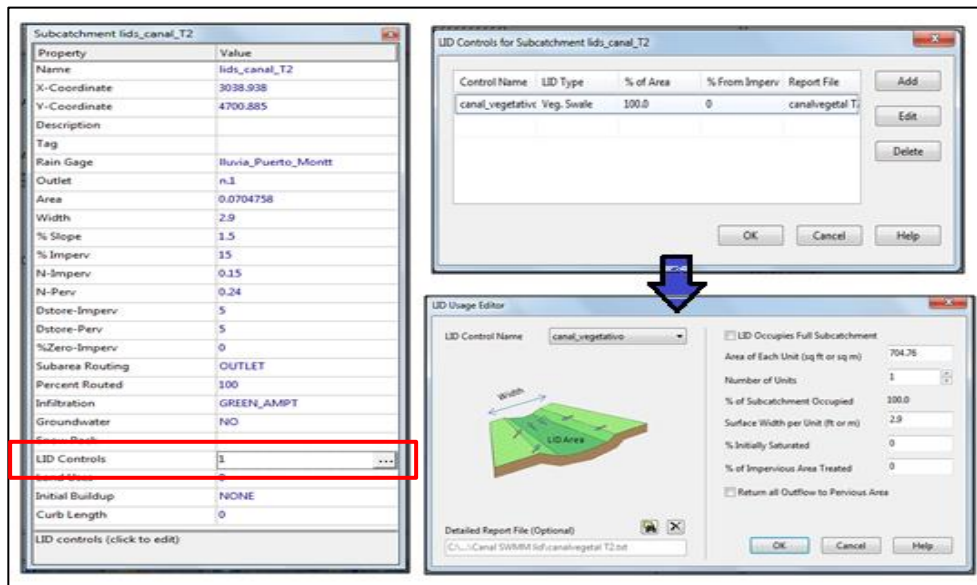


Figura 3.39 - Ventanas de datos. Procedimiento de conexión de Lids control “canal vegetativo” con cuenca “lids canal T2”.

### 3.4.3 Resultados y Análisis, SUDS Canal Vegetativo

Para el caso del Canal Vegetativo, se diseñó y se modeló para tres periodos de retorno distintos.

Los resultados serán mostrados en tablas para cada periodo de retorno, cuyos datos son obtenidos de la simulación del canal vegetativo en SWMM 5.1.

Los resultados obtenidos para cada periodo de retorno, se analizarán a continuación desglosados en cada periodo correspondiente.

### 3.4.3.1 Periodo de retorno 2 años, canal vegetativo

En la tabla 3.19, se muestra el reporte para el LID control, proyecto *LID Unit: zanja\_vegetacion in Subcatchment lids\_zanja\_vegetación*, realizado por SWMM 5.1.

**Tabla 3.19 - Datos entregados por la simulación en SWMM 5.1 del LID zanja vegetativa, con T= 2 años.**

SWMM5 LID Report File													
Project:													
LID Unit: zanja_vegetacion in Subcatchment lids_zanja_vegetacion													
Elapsed	Total	Total	Surface	Soil	Bottom	Surface	Drain	Surface	Soil/	Storage	Ancho	Caudal	Velocidad
Time	Inflow	Evap	Infil	Perc	Infil	Runoff	Outflow	Depth	Pave	Depth	Inundado		
Hours	mm/hr	mm/hr	mm/hr	mm/hr	mm/hr	mm/hr	mm/hr	mm	Moist	mm	m	m3/s	m/s
	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo
	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor
	178.3	0	34.58	0	9.9	51.31	0	149.36	0	0	1.79	0.035	0.42

En la tabla 3.19, solamente se muestran los valores máximos de los parámetros del LID canal vegetativo. Los datos completos de la simulación para T= 2 años, serán mostrados en el anexo 3.

Para el periodo de retorno de 2 años, el Manual de Drenaje Urbano enfatiza que para realizar un buen diseño del canal vegetativo, los canales deben ser capaces de mantener velocidades de escurrimiento bajas, no superior a 0.6 m/s.

Al realizar un análisis de los datos obtenidos de la simulación mostrados en el anexo 3, se observan que durante la simulación de 24 horas al canal vegetativo para un periodo de retorno de 2 años, todos los datos en la columna de velocidad no sobrepasan la velocidad máxima de 0.6 m/s, lo cual es ideal para favorecer la infiltración y, retención del agua lluvia favoreciendo a la sedimentación de sustancias contaminantes. Y el valor máximo obtenido es de 0.42 m/s, significa que se está dentro de los parámetros de dimensionamiento para el canal vegetativo.

Además el Manual de Drenaje Urbano pide para verificar la velocidad se debe considerar lo siguiente, que para T = 2 años la altura del agua no debe ser mayor de 10 cm y el ancho de inundado menor a 1.0 m.

Al realizar el análisis de los datos de la simulación se visualiza que, para el caso:

- ✓ Altura de agua: La altura de agua sobrepaso el límite de 10 cm interpuesto por el manual y alcanzando un máximo de altura de 149.36 mm (14,936 cm), a las 12.20 hrs.

- ✓ Ancho de inundación: El ancho inundado sobrepaso el límite de 1.0 m interpuesto por el manual y alcanzando un máximo de ancho inundado de 1.79 m ocurrido a las 12.20 horas.

### 3.4.3.2 Periodo de retorno 10 años, canal vegetativo

En la tabla 3.20, se muestra el reporte para el LID control, proyecto *LID Unit: zanja\_vegetacion in Subcatchment lids\_zanja\_vegetacion*, realizado por SWMM 5.1.

**Tabla 3.20 - Datos entregados por la simulación en SWMM 5.1 del LID zanja vegetativa, con T= 10 años.**

SWMM5 LID Report File													
Project:													
LID Unit: zanja_vegetacion in Subcatchment lids_zanja_vegetacion													
Elapsed	Total	Total	Surface	Soil	Bottom	Surface	Drain	Surface	Soil/	Storage	Ancho	Caudal	Velocidad
Time	Inflow	Evap	Infil	Perc	Infil	Runoff	Outflow	Depth	Pave	Depth	Inundado		
Hours	mm/hr	mm/hr	mm/hr	mm/hr	mm/hr	mm/hr	mm/hr	mm	Moist	mm	m	m3/s	m/s
	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo
	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor
	242.87	0	23.78	0	12.29	68.2	0	184.73	0	0	2.15	0.058	0.703

En la tabla 3.20, solamente se muestran los valores máximos de los parámetros del LID canal vegetativo. Los datos completos de la simulación para T= 10 años, serán mostrados en anexos. Para el periodo de retorno de 10 años y periodos de retorno bajos, el Manual de Drenaje Urbano enfatiza que para realizar un buen diseño del canal vegetativo, los canales deben ser capaces de mantener velocidades de escurrimiento bajas, no superior a 0.6 m/s.

Al realizar un análisis de los datos obtenidos de la simulación la velocidad máxima de 0.6 m/s fue sobrepasada, alcanzando una velocidad máxima de 0.703 m/s a las 12:10 hrs.

Además el Manual de Drenaje Urbano pide para verificar la velocidad se debe considerar lo siguiente, que para T = 10 años la altura del flujo debe ser menor a 20 cm y el ancho de inundado no mayor a 1.5 m. Al realizar el análisis de los datos de la simulación se visualiza que, para el caso:

- ✓ Altura de agua: Durante la simulación la altura del flujo no sobrepasa la altura máxima de 20 cm, llegando como máxima altura del agua a 184.73 mm (18.473 cm).
- ✓ Ancho de inundación: El ancho inundado sobrepaso el límite de 1.5 m interpuesto por el manual y alcanzando un máximo de ancho inundado de 2.147 m.

### 3.4.3.3 Periodo de retorno 100 años, canal vegetativo

En el Anexo, se muestra el reporte para el LID control, proyecto *LID Unit: zanja\_vegetacion in Subcatchment lids\_zanja\_vegetación*, realizado por SWMM 5.1.

Para el periodo de retorno de 100 años, el Manual de Drenaje Urbano enfatiza que para realizar un buen diseño del canal vegetativo, los canales deben ser capaces de conducir las aguas de tormentas más grandes. El manual no analiza la velocidad máxima de 0.6 m/s para este periodo de retorno.

El documento, además establece que para tormentas de 50 a 100 años de periodo de retorno las velocidades medias del flujo no debieran superar los 2.0 m/s y, al realizar la comparación con la velocidad máxima obtenida de la simulación. La velocidad máxima alcanzada de 0.956 m/s no supera los 2.0 m/s, lo cual cumple con el requerimiento del manual.

Además el Manual de Drenaje Urbano pide para verificar la velocidad se debe considerar lo siguiente, que para  $T = 100$  años la altura del flujo máxima debe ser menor a 50 cm. Al realizar el análisis de los datos de la simulación se visualiza que, para el caso:

- ✓ Altura de agua: Durante la simulación la altura del flujo no sobrepasa la altura máxima de 50 cm, llegando como máxima altura del agua a 238.07 mm (23.807 cm). Pero en el ejemplo de canal vegetativo desarrollado por el manual, la altura total de 0.146 m calculada para caudal de crecida de 100 años es inferior a la altura máxima de 0.238 m alcanzada por la simulación del canal vegetativo, lo cual no está cumpliendo con el diseño del canal vegetativo del ejemplo.
- ✓ Ancho de inundación: Durante la simulación el ancho máximo es de 2.68 m, cuyo ancho inundado está por bajo del ancho de diseño del ejemplo del manual la cual es de 2.90 m, lo cual es favorable pensando en un periodo de retorno de 100 años.

### 3.4.3.4 Análisis de caudales de entrada y salida

A continuación se mostrara el análisis de cada periodo de retorno:

- **Periodo de retorno de 2 años**

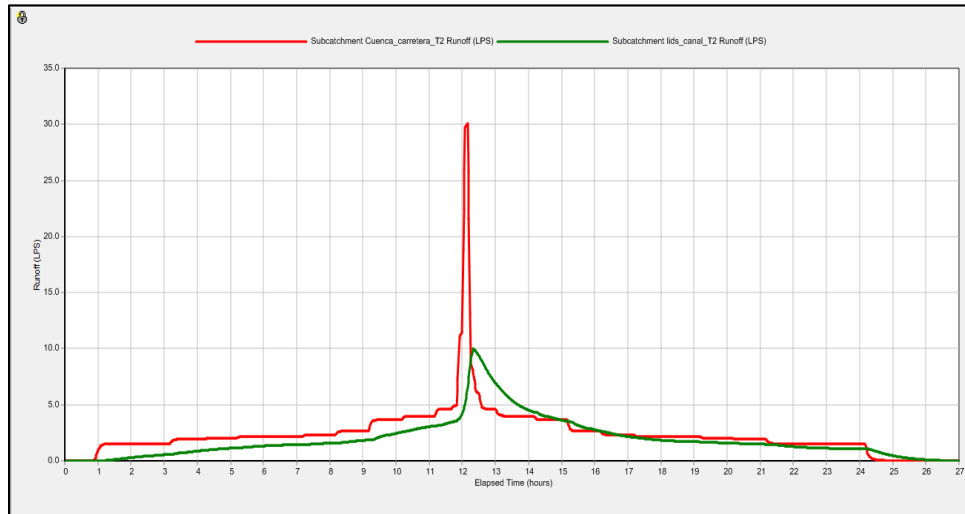


Figura 3.40 - Hidrogramas de entrada y de salida, Canal Vegetativo, T= 2 años.

- **Periodo de retorno de 10 años**

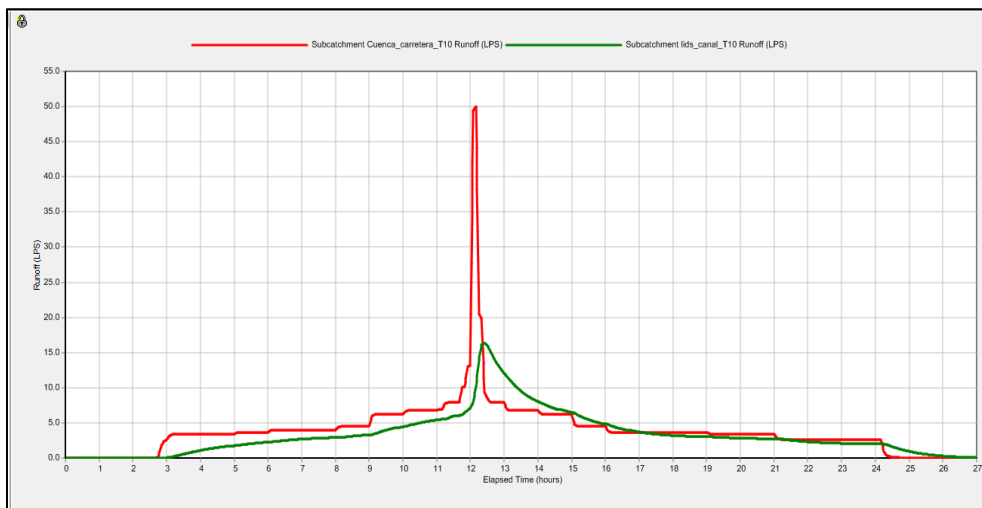
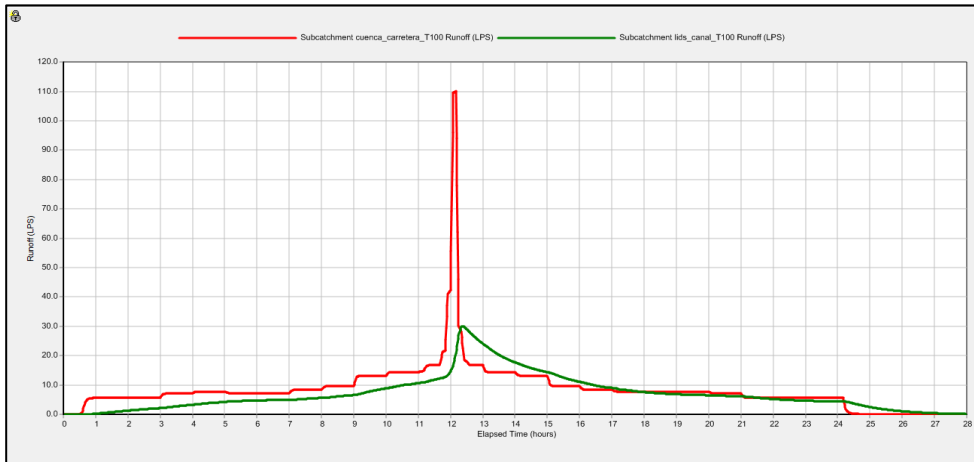


Figura 3.41 - Hidrogramas de entrada y salida, SUDS Canal Vegetativo, T= 10 años.

- **Periodo de retorno 100 años**



**Figura 3.42 - Hidrogramas de entrada y salida, SUDS Canal Vegetativo, T= 100 años.**

En las tres figuras anteriores, correspondiente a cada periodo de retorno se aprecia que se cumple con el objetivo general del SUDS.

La línea roja corresponde al hidrograma de la cuenca aportante, para cada periodo de retorno es máximo peak de caudal es diferente. La línea verde corresponde al hidrograma de la cuenca SUDS Canal Vegetativo, en las tres imágenes se aprecia una marcada disminución con respecto al hidrograma de la cuenca aportante, un retardo del peak del caudal desfasado en 30 minutos con respecto a al peak de caudal de la cuenca aportante y un retardo en la entrega del caudal al sistema de recepción:

- ✓ Para T= 2 años, disminuyo el peak del caudal de 30 a 10 LPS, lo que significa que el caudal entregado al sistema receptor es de un 67% menor al caudal de entrada al SUDS.
- ✓ Para T= 10 años igual como para T= 2 años, disminuyo el peak del caudal de 50 a 16 LPS, lo que significa que el caudal entregado al sistema receptor es de un 68% menor al caudal de entrada al SUDS.
- ✓ Para T= 100 años, corresponde al mismo caso que para los periodos de retorno anteriores, el peak del caudal disminuyo de 110 a 30 LPS, lo que significa que el caudal entregado al sistema receptor es de un 72% menor , respecto al caudal de entrada al SUDS.

### 3.5 Estanque de Almacenamiento (*Retention Ponds*)

El ejemplo de estanque de almacenamiento entregado en Manual de Drenaje Urbano será contractado por la simulación computacional en SWMM 5.1.

#### 3.5.1 Ejemplo de diseño de estanque de almacenamiento del Manual de Drenaje Urbano

En las siguientes tablas se muestran los datos de diseño del ejemplo del estanque de almacenamiento. Para mayor información del ejemplo dirigirse al manual.

Tabla 3.21 – Datos de Diseño del estanque de almacenamiento

Diseño de Estanque de Almacenamiento		
Diseño	Altura de Funcionamiento	Periodo de Retorno de diseño
Orificio de Fondo	0.00 < h < 0.45 m	Vol. Captura
Orificio de Cámara	0.45 < h < 0.67 m	T= 10 años
Vertedero de Seguridad	0.67 < h < 1.10 m	T= 100 años

Tabla 3.22 – Tiempo de permanencia del agua dentro del estanque

Tiempo de Permanencia del agua dentro del Estanque	
T= 10 años	12 a 48 horas
T= 100 años	-

- Esquema de estanque de almacenamiento

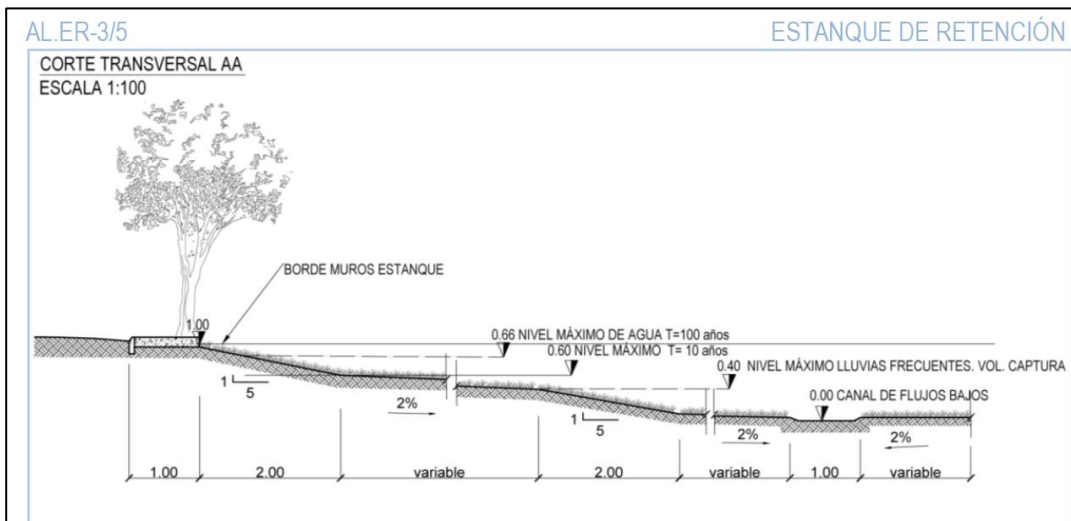


Figura 3.43 – Esquema corte transversal de estanque de retención, (Fuente: de [4])

### 3.5.2 Modelación de estanque de almacenamiento en SWMM 5.1

Para realizar la modelación del Estanque de Almacenamiento en SWMM 5.1, se ocupó el mismo ejemplo mostrado en Manual de Drenaje Urbano, ocupando los mismos datos de diseño de estanque de retención.

A continuación se nombrarán los datos ingresados a SWMM 5.1, para obtener un buen análisis:

#### 3.5.2.1 Antecedentes

- **Áreas Aportantes**

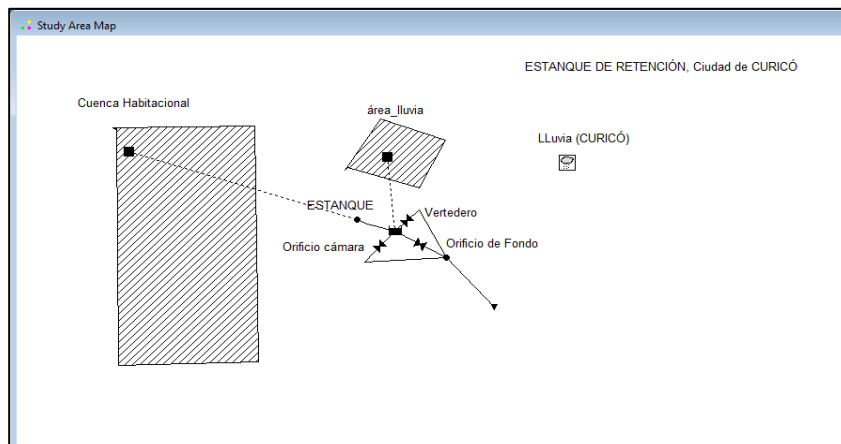
El área aportante del estanque de almacenamiento va ser la siguiente

**Tabla 3.23 - Superficie del condominio a ingresar en SWMM 5.1.**

<b>Superficie</b>	<b>Área</b>
Techos	8470 m <sup>2</sup>
Calles	3520 m <sup>2</sup>
Pasajes y Veredas	2370 m <sup>2</sup>
Áreas verdes públicas	3980 m <sup>2</sup>
Patios, jardines y antejardines	16660 m <sup>2</sup>
<b>Total</b>	<b>35000 m<sup>2</sup></b>

Del total del área aportante, se utilizarán 21519 m<sup>2</sup> de área impermeable la que corresponde al 61% del área total.

Esta área es representada en la figura siguiente:



**Figura 3.44 - Representación de estanque de almacenamiento con área aportante “Cuenca Habitacional”, en SWMM 5.1.**

Para simular un estanque de almacenamiento en SWMM 5.1 se hace de la forma diferente que en los SUDS anteriores, donde se representaba con un área aportante y un área que representaba un SUDS. Para el caso del estanque de almacenamiento igual como la laguna de almacenamiento que se mostrará más adelante, se simula directamente donde se representa un área aportante y una unidad de almacenamiento (*Storage Unit*) que representa a un estanque.

De la figura 3.44, se visualizan dos áreas que aportan caudal al estanque, las cuales son las siguientes:

- a) Área aportante “Cuenca Habitacional” y
- b) Área aportante “Área\_lluvia”

### **Área aportante “área lluvia”.**

Se creó esta área para poder simular el caudal aportante de la lluvia que precipita directamente sobre el estanque. El área aportante creada tiene una impermeabilidad del 100%, un manning bajo y una pendiente de 15%.

El área aportante “área lluvia”, tiene un área de 0.3106 ha, esta área es la misma área inundada que ocupa el agua acumulada con altura máxima dentro del estanque.

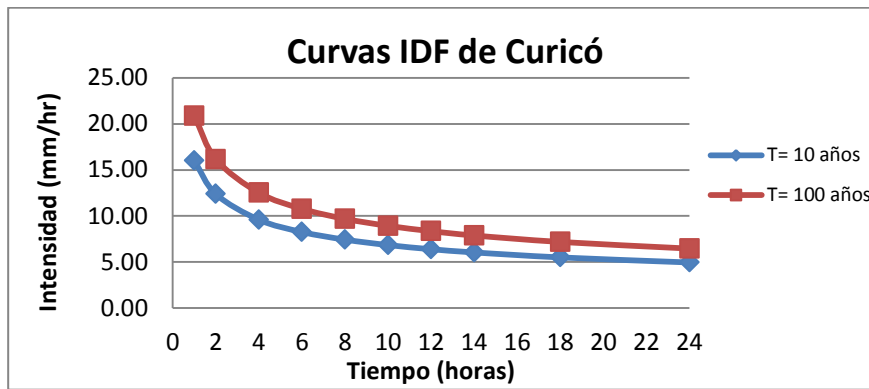
- **Precipitación**

**a) Tormenta de Diseño**

Para estimar la precipitación a ingresar a la modelación, se utilizó las curvas IDF de la ciudad de Curicó, con periodos de retorno de 10 y 100 años del Manual de Drenaje Urbano.

**Tabla 3.24 - Curvas IDF Curicó, periodos de retorno de 10 y 100 años.**

Periodo de retorno T (años)	Curvas IDF Curicó										
	Horas	1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
10	I (mm/hrs)	16.01	12.39	9.59	8.26	7.43	6.84	6.39	6.04	5.50	4.95
100	I (mm/hrs)	20.89	16.17	12.52	10.78	9.69	8.93	8.35	7.88	7.18	6.46



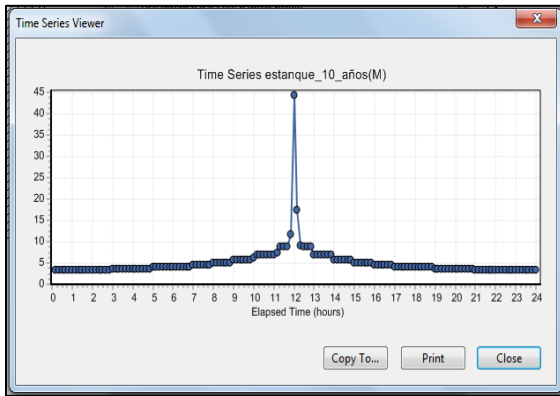
**Figura 3.45 - Gráfico de Curvas IDF, ciudad de Curicó con periodo de retorno de 10 y 100 años.**

**b) Hietograma de Tormenta de Diseño**

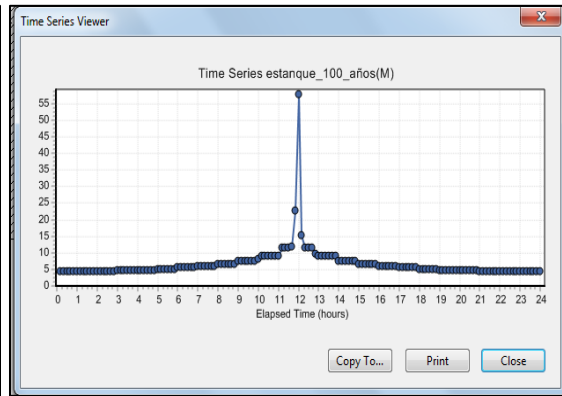
La tormenta de diseño es concentrada al centro con método bloque alternado, precipitaciones de la ciudad de Curicó, tormenta de diseño desarrollada de las curvas IDF de la comuna. El hietograma es mostrado en los Anexos.

Para T= 10 años, la intensidad es de 44, 21 mm/hr, la precipitación total es de 118 mm, para una duración de 24 horas.

Para T= 100 años, la intensidad es de 57,69 mm/hr, la precipitación total es de 155, 04 mm, para una duración de 24 horas.



**Figura 3.46 - Hietograma concentrada al centro, T= 10 años, estanque.**



**Figura 3.47 - Hietograma concentrada al centro, T= 100 años, estanque.**

Para la lluvia de diseño de la ciudad de Curicó se adoptó el formato de Intensidad, con intervalos de 10 minutos y duración de 24 horas. La tormenta de diseño se ingresó en forma de Series de Tiempo (*TIMESERIES*) en pluviómetro (*Rain Gage*).

Tras haber mostrado los antecedentes de la simulación del estanque de almacenamiento, se procede a describir las partes que interbienen en la simulación del estanque de retención.

### 3.5.2.2 Unidad de almacenamiento (*Storage Unit*), estanque de almacenamiento

El estanque de almacenamiento posee una profundidad máxima de 1.1 m, para ingresar la forma del estanque se procede a ingresar en la ventana de datos del estanque los datos de altura de agua y área inundada, en la ventana de datos de “Sorage Unit estanque” de la figura 3.48. Para está simulación, el estanque no tendrá infiltración la tasa de infiltración va ser cero, ni evapotranspiración, por lo tanto, el estanque no tendrá pérdidas de agua por esas vías.

En la figura 3.49, se muestra la ventana de datos llamada “Visor curva de almacenamiento” (*Storage curve viewer*), donde se aprecia la forma de la curva de almacenaje del estanque.

Property	Value
Name	estanque
X-Coordinate	1663.808
Y-Coordinate	6209.262
Description	Estanque de retención Curicó
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	0
Max. Depth	1.1
Initial Depth	0
Ponded Area	200
Evap. Factor	0
Seepage Loss	NO
Storage Curve	TABULAR
<b>Functional Curve</b>	
Coefficient	1000
Exponent	0
Constant	0
<b>Tabular Curve</b>	
Curve Name	curva_estanque
Maximum depth of the storage unit (m)	

Figura 3.48 - Ventana de datos de Storage Unit Estanque, con propiedades ingresadas

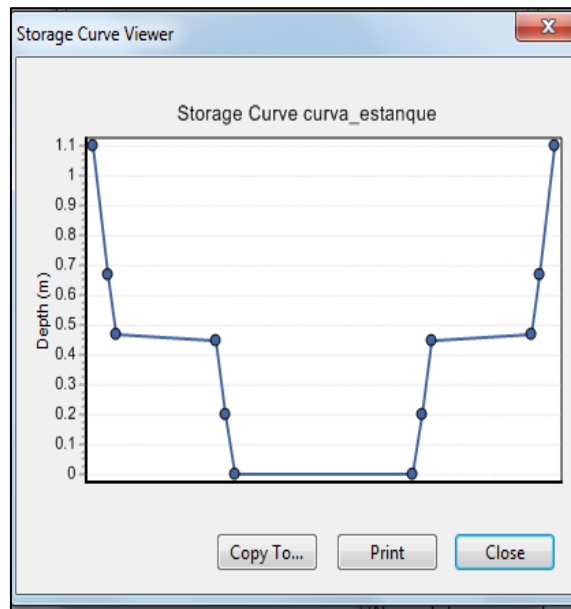


Figura 3.49 - Ventana de datos de Storage Curve Viewer, mostrando curva de almacenamiento del estanque.

### 3.5.2.3 Modelación de los Orificios (*Orifice*)

La modelación de los orificios de fondo y de la cámara de descarga se realiza por medio de la ventana de datos llamada *Orifice*. A continuación se muestran las propiedades ingresadas de los dos orificios.

#### a) Orificio de fondo

En la figura 3.50, se muestra las propiedades ingresadas correspondientes al orificio de fondo, el orificio es de tipo SIDE que significa que el orificio se encuentra en un costado del estanque y de forma RECT\_CLOSED que es de forma rectangular. La parte baja del orificio de fondo se encuentra a 5 cm del fondo del estanque.

Figura 3.50 - Ventana de datos de Orifice “orificio de fondo”, estanque.

Property	Value
Name	orificio_de_fondo
Inlet Node	estanque
Outlet Node	N.6
Description	
Tag	
Type	SIDE
Shape	RECT_CLOSED
Height	0.03
Width	0.06
Inlet Offset	0.05
Discharge Coeff.	0.61
Flap Gate	NO
Time to Open/Close	0
User-assigned name of orifice	

### b) Orificio de cámara de descarga.

En la figura 3.51, se muestra las propiedades ingresadas correspondientes al orificio de fondo, el orificio es de tipo SIDE que significa que el orificio se encuentra en un costado del estanque y de forma RECT\_CLOSED que es de forma rectangular. La parte baja del orificio de cámara de descarga se encuentra a 45 cm del fondo del estanque.

Figura 3.51 - Ventana de datos de Orifice "orificio cámara", estanque.

Property	Value
Name	orificio_cámara
Inlet Node	estanque
Outlet Node	N.6
Description	
Tag	
Type	SIDE
Shape	RECT_CLOSED
Height	0.1
Width	0.1
Inlet Offset	0.45
Discharge Coeff.	0.61
Flap Gate	NO
Time to Open/Close	0

User-assigned name of orifice

### 3.5.2.4 Vertedero de seguridad (Weir)

La modelación del vertedero de seguridad se realiza por medio de la ventana de datos llamada *Weir*.

En la figura 3.52, se muestra las propiedades ingresadas correspondientes al vertedero de seguridad, el vertedero es de tipo *TRANSVERSE*, de 43 cm de ancho y de 1 m de largo. La parte baja del vertedero se encuentra a 67 cm del fondo del estanque.

Property	Value
Name	vertedero
Inlet Node	estanque
Outlet Node	N.6
Description	
Tag	
Type	TRANSVERSE
Height	0.43
Length	1
Side Slope	0
Inlet Offset	0.67
Discharge Coeff.	1.6
Flap Gate	NO
End Contractions	0
End Coeff.	0
Can Surcharge	YES

Optional category or classification

Figura 3.52 - Ventana de datos de weir vertedero , estanque.

### 3.5.3 Análisis y Resultados, SUDS Estanque de Almacenamiento

Se procederá a analizar los resultados obtenidos de la simulación, los puntos a analizar serán los siguientes:

- Altura máxima de agua dentro del estanque.
- Tiempo de permanencia del agua de lluvia en el estanque.
- Caudal de entrada y de salida.
- Variación de la tasa de infiltración.

#### 3.5.3.1 Altura máxima de agua dentro del estanque

En este punto se analizará la variación de la altura de agua lluvia acumulada y volumen acumulado en el tiempo. La altura máxima del estanque es de 1.1 m y su capacidad máxima de 2062 m<sup>3</sup> que ocupa un área de 3106 m<sup>2</sup>.

En la figura 3.53, con periodo de retorno de 10 años, se aprecia que la altura máxima del agua acumulada fue de 78 cm (línea de color rojo). Para el caso del volumen, el volumen máximo alcanzado fue de 1100 m<sup>3</sup> (línea de color verde).

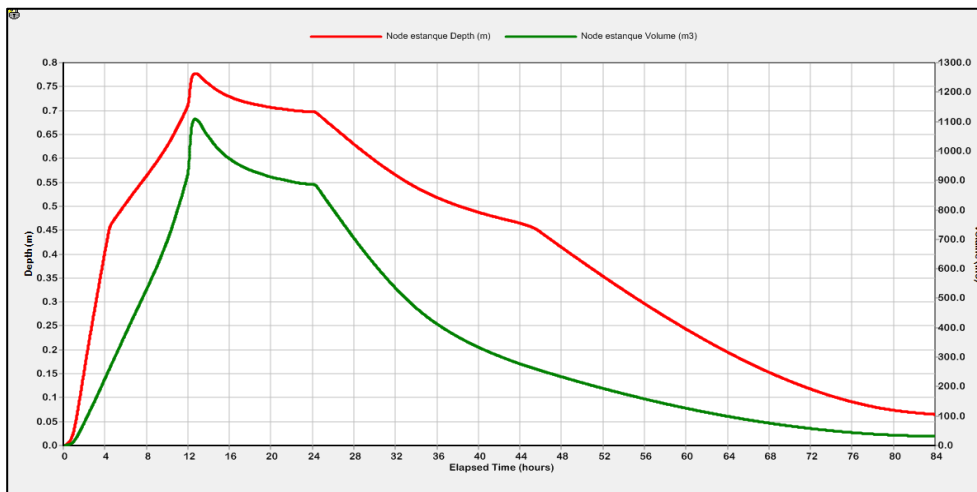


Figura 3.53 - Gráfico de altura de agua y volumen vs tiempo de estanque de retención, T= 10 años.

En la figura 3.54, con periodo de retorno de 100 años, la altura máxima alcanzada fue de 83 cm (línea de color rojo). El volumen máximo alcanzado fue de 1250 m<sup>3</sup> (línea de color verde), este volumen corresponde al 60% de la capacidad de diseño del estanque.

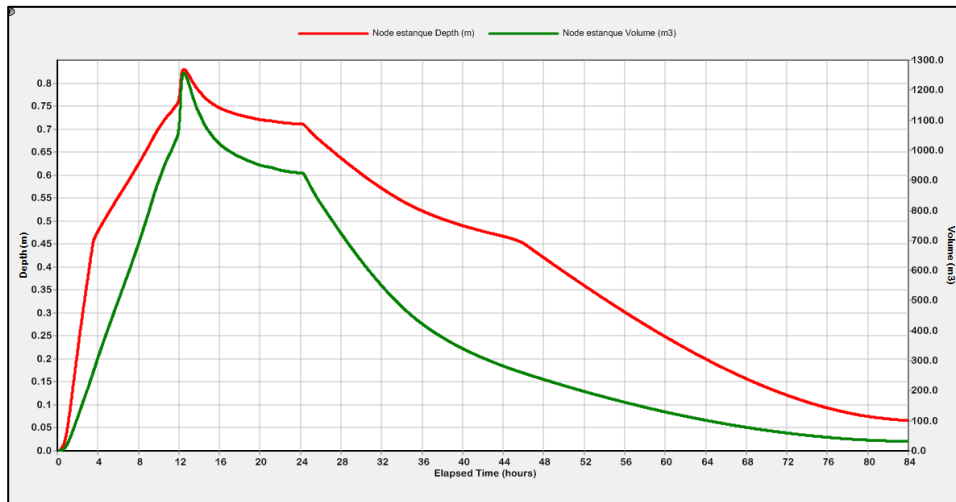


Figura 3.54 – Gráfico de altura de agua y volumen vs tiempo de estanque de retención, T= 100 años.

En conclusión:

- Para ambos periodos de retorno, las formas de las dos curvas se asemejan entre sí, teniendo sus máximos a las 12 horas de simulación donde ocurre la máxima lluvia.
- La altura máxima alcanzada por el agua en el estanque fue de 78 y 83 cm para cada periodo de retorno respectivo.

### 3.5.3.2 Tiempo de permanencia del agua de lluvia en el estanque

De las figuras 3.53 y 3.54, se aprecia que para ambos periodos de retorno la permanencia del agua lluvia dentro del estanque es por más de 84 horas. El manual para tormentas frecuentes de periodo de retorno de 10 o menos años menciona que la duración de permanencia del agua de lluvia en el estanque debe ser de 12 a 48 horas, por lo tanto, para la simulación de T= 10 años se aprecia que el agua permanece dentro del estanque por más tiempo. Para el periodo de retorno de 100 años el manual no entrega un límite de permanencia del agua de lluvia dentro del estanque.

En conclusión:

- Con las dimensiones de diseño del ejemplo entregadas por el manual, estas dimensiones no son efectivas para que el agua de lluvia permanezca como máximo 48 horas dentro del estanque.
- Los gráficos muestran que el agua de lluvia almacenada en el estanque permanece por más tiempo dentro del estanque, no alcanzando la altura máxima ni el volumen máximo de diseño, pero un beneficio a esta consecuencia es que el estanque está almacenando un mayor volumen de crecida, que favorece posteriormente la salida de caudales pausados hacia aguas abajo.

### 3.5.3.3 Caudal de entrada y de salida

En este punto se analizarán los hidrogramas de caudales de entrada y salida del estanque de almacenamiento para periodos de retorno de 10 y 100 años y además se hará un análisis de los caudales de salida del estanque por las diferentes salidas.

- **Hidrograma de entrada y salida**

En las figuras 3.55 y 3.56, se aprecian de color rojo el hidrograma de entrada y de color verde el hidrograma de salida.

Los hidrogramas de entrada en los dos periodos de retorno son similares, solo cambiando en los máximos caudales, el periodo de retorno de 100 años alcanza un máximo de 280 l/s. Los hidrogramas de entrada mantienen la misma forma de la lluvia de diseño de bloques alternos concentrada al centro. Para T= 100 años el máximo caudal es mayor al otro periodo de retorno, alcanzando un máximo de 120 l/s. El hidrograma de salida de T= 10 años el caudal máximo es de 75 l/s.

En conclusión:

- Los hidrogramas de entrada y salida para ambos periodos de retorno tienen el comportamiento esperado. Este comportamiento se refiere a que los estanques de almacenamiento son elementos de amortiguación de crecidas, donde el estanque recibe caudales de entrada para posterior entregar paulatinamente estos caudales aguas abajo.
- En resumen, para T= 10 años el caudal máximo de entrada fue de 188 l/s y el caudal máximo de salida fue de 74.77 l/s, logrando una disminución de un 60% entre el caudal máximo de entrada y salida. Y provocándose un desfase de 32 minutos entre los máximos ocurridos.
- Para T= 100 años el caudal máximo de entrada fue de 277.76 l/s y el caudal máximo de salida fue de 122.10 l/s, logrando una disminución de un 56% entre el caudal máximo de entrada y salida. Y provocándose un desfase de 19 minutos entre los máximos ocurridos.

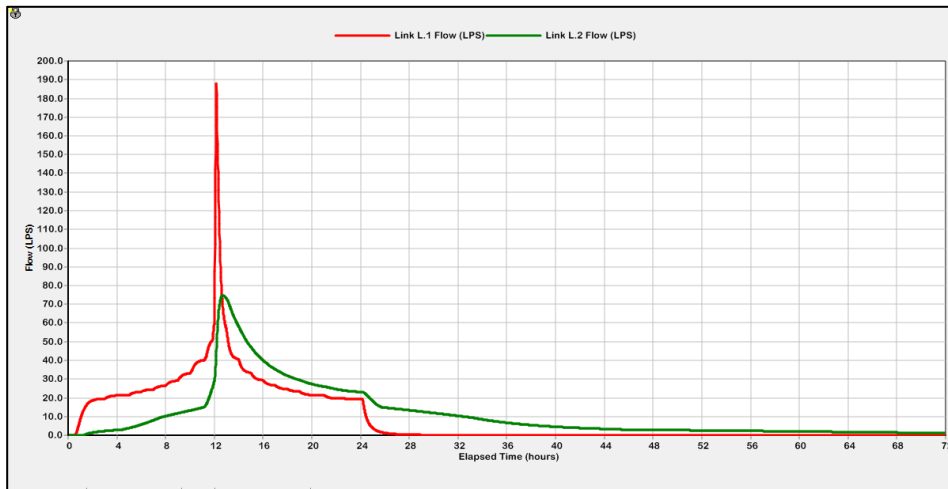


Figura 3.55 - Hidrogramas de entrada y salida en estanque de almacenamiento, con T= 10 años.

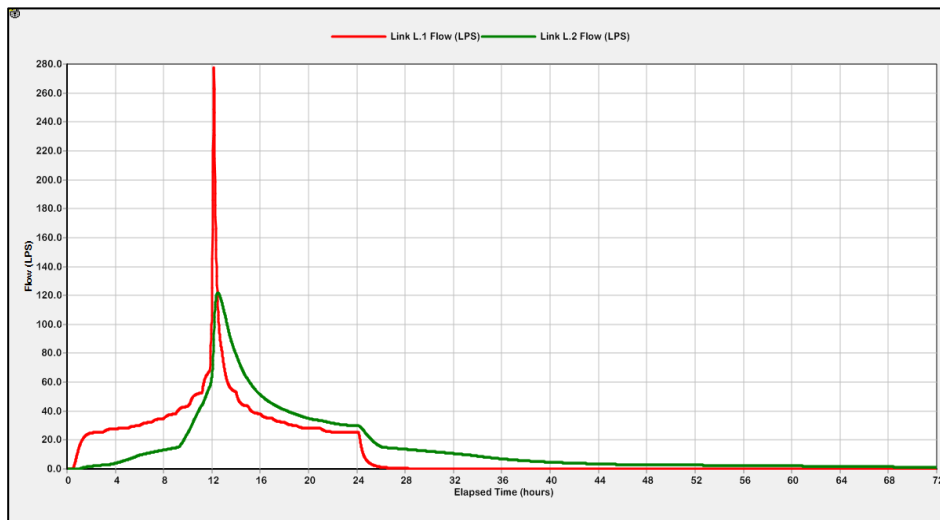


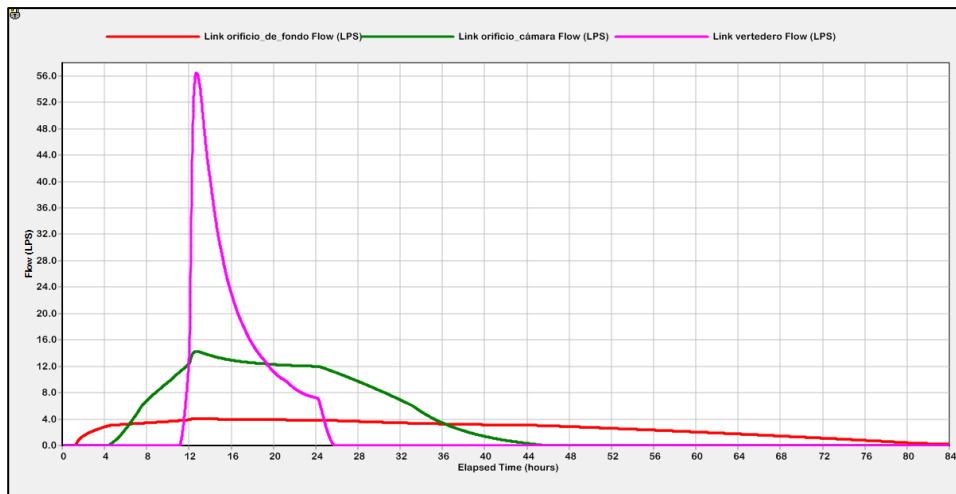
Figura 3.56 - Hidrogramas de entrada y salida en estanque de almacenamiento, con T= 100 años.

- **Caudal de salida**

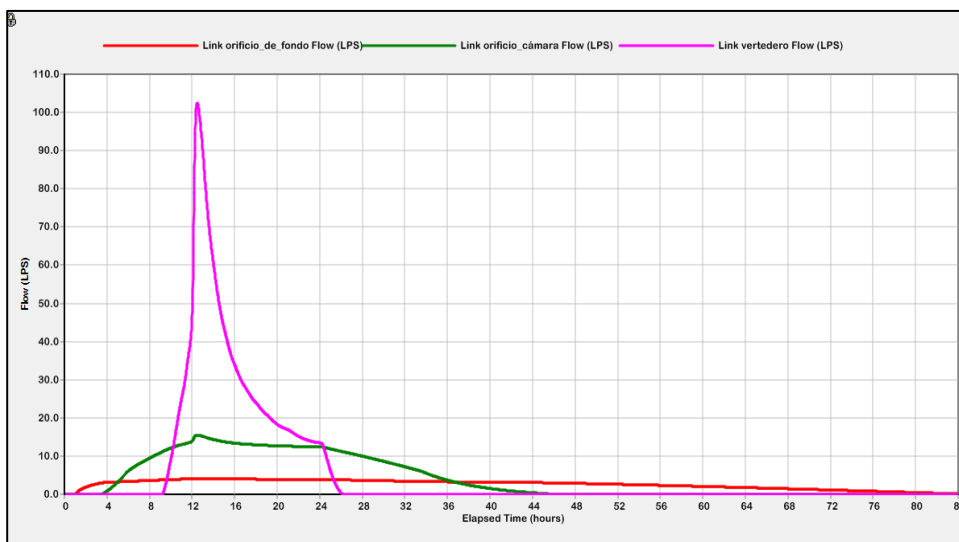
En las figuras 3.57 y 3.58, se aprecian tres curvas en cada gráfico los cuales son los caudales de salida del estanque de almacenamiento, la curva de color rojo corresponde al caudal de salida del orificio de fondo, la curva de color verde corresponde al caudal de salida del orificio de cámara y la curva de color rosado corresponde al caudal de salida del vertedero. Los caudales de salida se analizarán para los periodos de retorno de 10 y 100 años.

En la figura 3.56 del gráfico de T= 10 años, se observa que el vertedero de seguridad alcanza un caudal máximo de 56 l/s, el caudal del orificio de fondo llega a su máximo de 4 l/s y el caudal del orificio de la cámara llega a su máximo de 14 l/s. Para T= 100 años, en la figura 3.57, se muestra que el vertedero de seguridad alcanza un caudal máximo de 102 l/s, el caudal del orificio de fondo llega a su máximo de 4 l/s y el caudal máximo del orificio de la cámara es de 15.5 l/s.

La curva del orificio de fondo es la misma en los dos gráficos, permaneciendo por más tiempo que las otras curvas, el caudal máximo alcanzado es de 4 l/s formando una meseta por más de 28 horas. El máximo caudal de diseño del orificio del ejemplo del manual es de 3.27 l/s. La curva del orificio de cámara, igual como la curva anterior es de misma forma en los dos gráficos, la duración del caudal es alrededor de 40 horas, alcanzando un máximo de 15.5 l/s para T= 100 años. El máximo caudal de diseño del orificio de cámara del ejemplo del manual es de 12 l/s. La curva del vertedero de seguridad es similar en los dos periodos de retorno, el vertedero permanece funcionando como máximo 37 horas y alcanzando un máximo caudal de 102 l/s para T= 100 años. El máximo caudal de diseño vertedero de seguridad del ejemplo del manual es de 48 l/s.



**Figura 3.57 - Caudales de salida de los orificios de fondo, de cámara y vertedero, estanque de almacenamiento, con T= 10 años.**



**Figura 3.58 – Caudales de salida de los orificios de fondo, de cámara y vertedero, estanque de almacenamiento, con T= 100 años.**

En conclusión:

- El diseño del estanque de almacenamiento cumple con el diseño y dimensionamiento del estanque de almacenamiento, ya que no se produce un desborde del estanque.
- En el caso de la permanencia del agua de lluvia dentro del estanque en el tiempo, no cumple, debido a que está permanencia del agua de lluvia dentro del estanque es el doble a lo diseñado por el manual.

### 3.5.3.4 Variación de la tasa de infiltración.

Se analizará el comportamiento de la permanencia del agua de lluvia dentro del estanque al variar la tasa de infiltración del suelo donde se encuentra instalado el estanque.

Las tasa de infiltración utilizadas son las de 0, 5, 10, 15, 20 y 25 mm/hrs, la tasa de 0 mm/hrs va corresponder a la tasa de infiltración nula donde el suelo del estanque no tiene la capacidad de infiltrar agua, está tasa de infiltración corresponde a la empleada en el ejemplo del manual y la tasa de 25 mm/hrs corresponder a la tasa de infiltración mayor utilizada para realizar la simulación.

El tiempo de duración de la simulación fue de 84 horas, igual como las simulaciones de los casos anteriores. Se utilizó solamente para el análisis el periodo de retorno de 100 años, debido a mayores crecidas y mayor tiempo de permanencia del agua dentro del estanque.

Del gráfico 3.59, se observa que las curvas de altura de agua tienen el mismo comportamiento y forma dentro las primeras 24 horas de simulación. La altura máxima de agua dentro del estanque alcanzada fue de 83 cm cuando se utilizó la tasa de infiltración de 0 mm/hrs (curva de color azul). Para las curvas de 5 a 20 mm/hrs, se aprecia que la altura máxima alcanzada del agua dentro del estanque tiene descenso lento y la permanencia del agua dentro del estanque va disminuyendo en horas de 76 a 48 horas. Para la curva de 25 mm/hrs, se aprecia que es la que más se asemeja al comportamiento que debe tener el agua de lluvia dentro del estanque, donde la permanencia del agua de lluvia dentro del estanque es de 44 horas y la altura máxima del agua de lluvia fue de 77 cm.

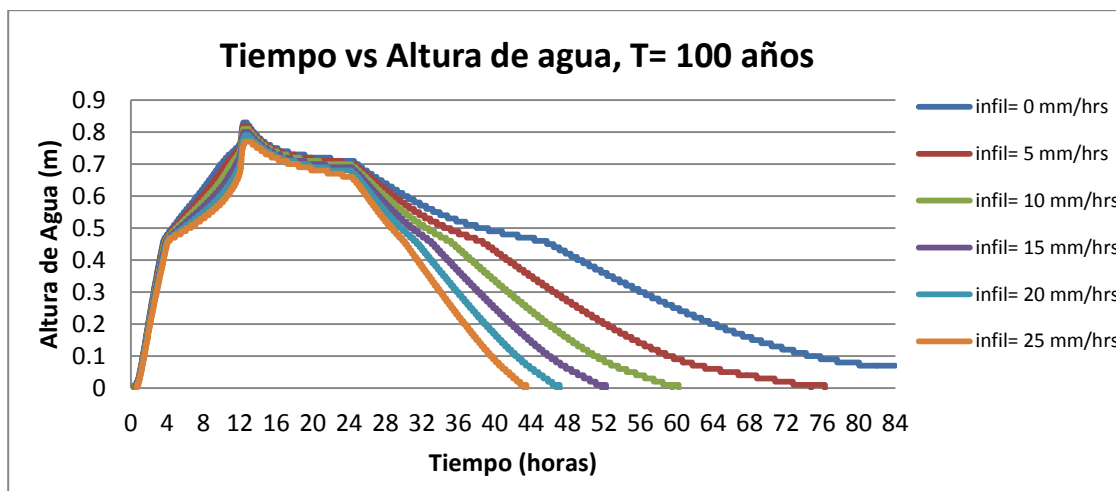


Figura 3.59 - Gráfico de Tiempo vs altura de agua, con variación de la tasa de infiltración para T= 100 años

En conclusión:

- Solo dos tasas de infiltración que son las de 20 y 25 mm/hrs cumplen con los requerimientos de diseño del estanque de almacenamiento, uno de los requerimientos es que la máxima permanencia del agua de lluvia dentro del agua debe ser de 40 a 48 horas como máximo.

### 3.6 Laguna de Almacenamiento

El ejemplo de laguna de almacenamiento entregado en Manual de Drenaje Urbano será contractado por la simulación computacional en SWMM 5.1

#### 3.6.1 Ejemplo de diseño de laguna de almacenamiento del Manual de Drenaje Urbano

En las siguientes tablas se muestran los datos de diseño del ejemplo de la laguna de almacenamiento. Para mayor información del ejemplo dirigirse al manual.

Tabla 3.25 – Datos de diseño de la laguna de almacenamiento

Diseño de la Laguna de Almacenamiento		
Diseño	Altura de Funcionamiento	Periodo de Retorno de diseño
Espejo de Agua	0.00 < h < 0.60 m	Vol. Captura T= 10 años T= 100 años
Orificio de Fondo	0.60 < h < 1.25 m	
Orificio de Cámara	1.25 < h < 1.85 m	
Vertedero de Seguridad	1.85 < h < 2.35 m	

Tabla 3.26 – Tiempo de permanencia del agua dentro de la laguna

Tiempo de Permanencia del agua dentro de la Laguna	
T= 10 años	12 a 48 horas
T= 100 años	-

- Esquema de laguna de almacenamiento.

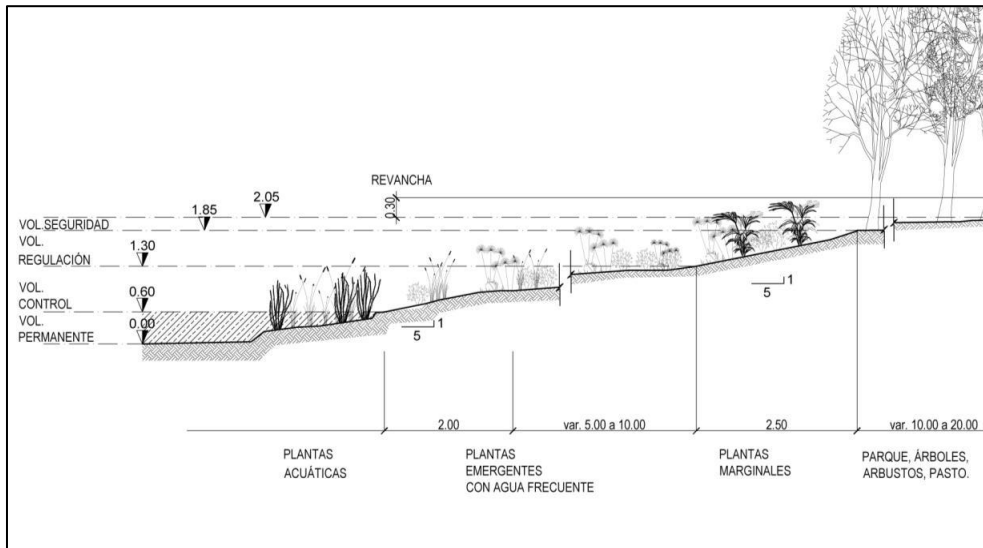


Figura 3.60 - Esquema corte transversal de laguna de retención, (Fuente: de [4])

### 3.6.2 Modelación de Laguna de almacenamiento en SWMM 5.1

Para realizar la modelación de la Laguna de Almacenamiento en SWMM 5.1, se ocupó el mismo ejemplo mostrado en Manual de Drenaje Urbano, ocupando los mismos datos de diseño de estanque de retención.

A continuación se nombrarán los datos ingresados a SWMM 5.1, para obtener un buen análisis:

#### 3.6.2.1 Antecedentes

- **Áreas Aportantes**

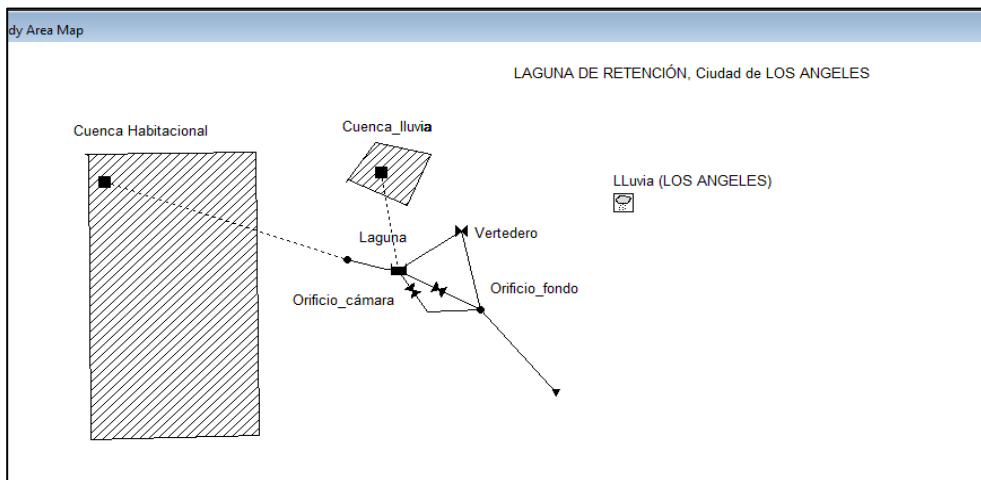
El área aportante del estanque de almacenamiento va a ser la siguiente:

**Tabla 3.27 - Superficie donde está ubicado el condominio, laguna de almacenamiento.**

Superficie	Área
Techos	39670 m2
Calles	16100 m2
Pasajes y Veredas	10730 m2
Áreas verdes públicas	19530 m2
Patios, jardines y antejardines	48970 m2
<b>Total</b>	<b>135000 m2</b>

Del total del área aportante, se utilizarán 85827 m<sup>2</sup> de área impermeable la que corresponde al 64% del área total.

Esta área es representada en la figura siguiente:



**Figura 3.61 - Representación de la laguna de almacenamiento con área aportante “Cuenca Habitacional”, en SWMM 5.1.**

Para simular la laguna de almacenamiento en SWMM 5.1, se realiza de la misma forma que la modelación del estanque de almacenamiento y en forma diferente que los SUDS anteriores donde se modelan como LID control y donde se representan con un área aportante y un área que representa un SUDS. Para el caso de la laguna de almacenamiento igual como del estanque de almacenamiento que se mostró anteriormente, se simula directamente donde se representa un área aportante y una unidad de almacenamiento (*Storage Unit*) que representa a un estanque.

De la figura 3.61, se visualizan dos áreas que aportan caudal a la laguna, las cuales son las siguientes:

- Área aportante “Cuenca Habitacional” y
- Área aportante “Cuenca\_lluvia”.

**a) Área aportante “cuenca lluvia”.**

Para el mismo caso del estanque de almacenamiento se crea el área para poder simular el caudal aportante de la lluvia que precipita directamente sobre la laguna. El área aportante creada tiene una impermeabilidad del 100%, un coeficiente de manning bajo y una pendiente de 15%.

El área aportante “cuenca lluvia”, tiene un área de 0.7126 ha, esta área es la misma área inundada que ocupa el agua acumulada con altura máxima dentro de la laguna.

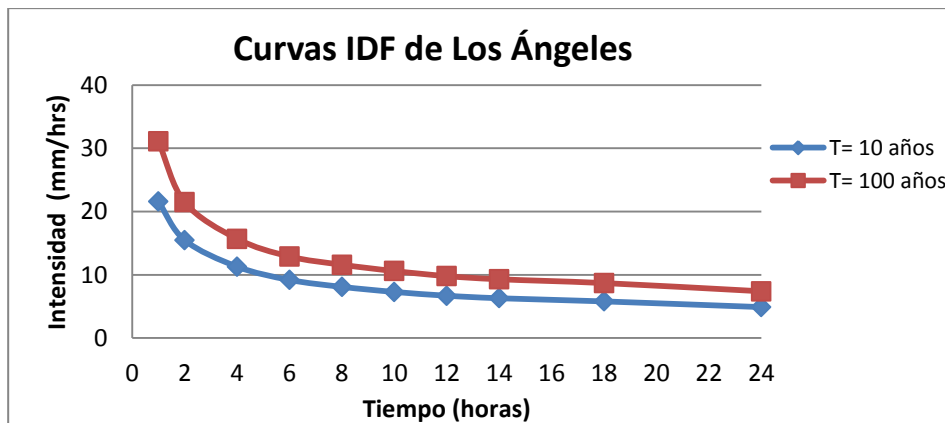
- Precipitación**

**a) Tormenta de Diseño**

Para estimar la precipitación a ingresar a la modelación, se utilizó las curvas IDF de la ciudad de Los Ángeles, con periodos de retorno de 10 y 100 años del Manual de Drenaje Urbano.

**Tabla 3.28 - Curvas IDF Los Ángeles, periodos de retorno de 10 y 100 años.**

Periodo de retorno T (años)	Curvas IDF de Los Ángeles										
	Horas	1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
10	I (mm/hrs)	21.60	15.50	11.30	9.20	8.10	7.30	6.70	6.30	5.80	4.90
100	I (mm/hrs)	31.10	21.50	15.70	12.90	11.60	10.60	9.80	9.30	8.70	7.40

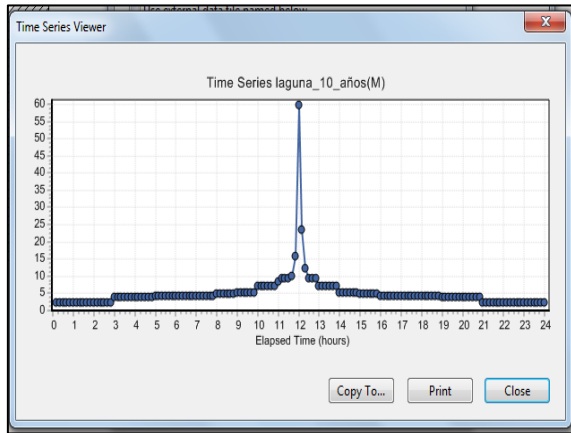


**Figura 3.62 - Gráfico de Curvas IDF, ciudad de Los Ángeles con periodo de retorno de 10 y 100 años.**

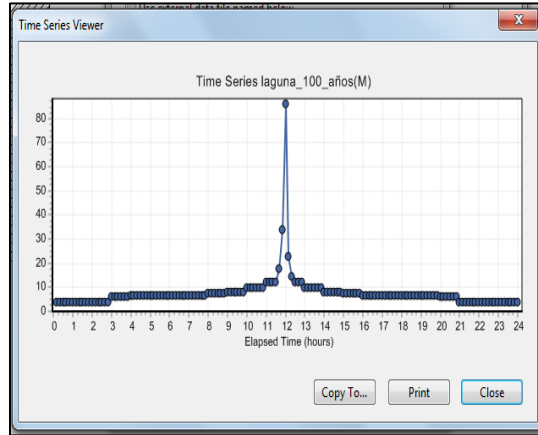
**b) Hietograma de Tormenta de Diseño**

Tormenta de diseño concentrada al centro con método bloque alternado, tormenta de diseño elaborada de las curvas IDF de la ciudad de Los Ángeles. El hietograma se muestra en el anexo.

Para T= 10 años, la intensidad es de 59.65 mm/hr, precipitación total de 117.6 mm.  
 Para T=100 años, la intensidad es de 85,89 mm/hr, precipitación total de 177.6 mm  
 Los dos periodos con 24 horas de duración.



**Figura 3.63 - Hietograma concentrada al centro, T= 10 años, laguna.**



**Figura 3.64 - Hietograma concentrada al centro, T= 100 años, laguna.**

Para la lluvia de diseño de la ciudad de Los Ángeles se adopto el formato de Intensidad, con intervalos de 10 minutos y duración de 24 horas. La tormenta de diseño se ingreso en forma de Series de Tiempo (*TIMESERIES*) en pluviometro (*Rain Gage*).

### 3.6.2.2 Unidad de Almacenamiento (*Storage Unit*), laguna de almacenamiento

La laguna de almacenamiento posee una profundidad máxima de 2.35 m y además la laguna tiene un espejo de agua permanente de 60 cm de profundidad. Los datos son ingresados en la figura 3.65, en Curva Almacenaje (*Storage Curve*). Para está simulación, la laguna no tendrá infiltración la tasa de infiltración va ser cero, ni evapotranspiración, por lo tanto, la laguna no tendrá pérdidas de agua por esas vías. En la figura 3.66, se muestra la ventana de datos llamada "Visor curva de almacenamiento" (*Storage curve viewer*), donde se aprecia la forma de la curva de almacenaje de la laguna.

Property	Value
Name	laguna
X-Coordinate	1358.234
Y-Coordinate	6332.767
Description	Laguna de retención Los Angeles
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	0
Max. Depth	2.35
Initial Depth	0.6
Ponded Area	200
Evap. Factor	0
Seepage Loss	NO
Storage Curve	TABULAR
Functional Curve	
Coefficient	1000
Exponent	0
Constant	0
Tabular Curve	
Curve Name	curva_laguna

Y coordinate of storage unit on study area map

Figura 3.65 - Ventana de datos de Storage Unit laguna, laguna.

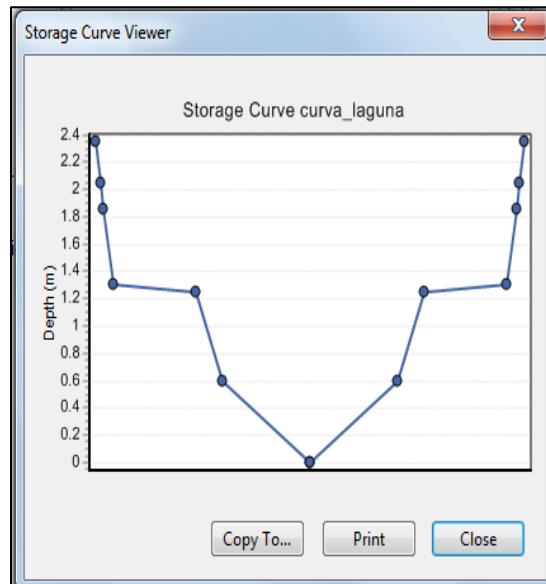


Figura 3.66 - Ventana de datos de Storage Curve Viewer, mostrando curva de almacenamiento de la laguna.

### 3.6.2.3 Modelación de los Orificios (Orifice)

La modelación de los orificios de fondo y de la cámara de descarga se realiza por medio de la ventana de datos llamada *Orifice*. A continuación se muestran las propiedades ingresadas de los dos orificios.

- **Orificio de fondo**

En la figura 3.67, se muestra las propiedades ingresadas correspondientes al orificio de fondo, el orificio es de tipo SIDE que significa que el orificio se encuentra en un costado de la laguna y de forma RECT\_CLOSED que es de forma rectangular. La parte baja del orificio de fondo se encuentra a 60 cm del fondo del estanque y el área del orificio es de 110 cm<sup>2</sup>.

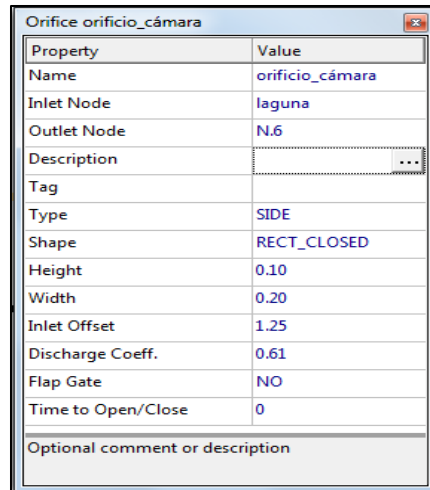
Property	Value
Name	orificio_fondo
Inlet Node	laguna
Outlet Node	N.6
Description	
Tag	
Type	SIDE
Shape	RECT_CLOSED
Height	0.10
Width	0.11
Inlet Offset	0.6
Discharge Coeff.	0.61
Flap Gate	NO
Time to Open/Close	0

Optional comment or description

Figura 3.67 - Ventana de datos de Orifice "orificio de fondo", laguna.

- **Orificio de cámara de descarga.**

En la figura 3.68, se muestra las propiedades ingresadas correspondientes al orificio de fondo, el orificio es de tipo SIDE que significa que el orificio se encuentra en un costado del estanque y de forma RECT\_CLOSED que es de forma rectangular. La parte baja del orificio de cámara de descarga se encuentra a 1.25 cm del fondo del estanque y el orificio es de 0.02 m<sup>2</sup>.

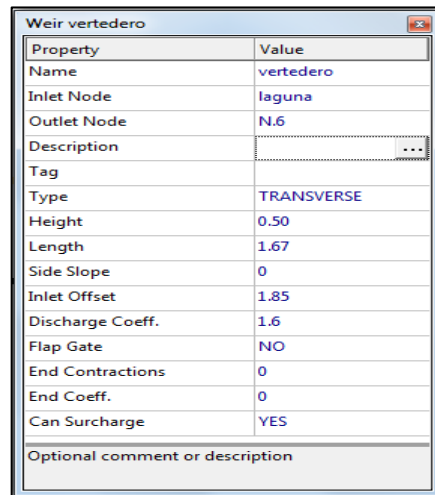


**Figura 3.68 - Ventana de datos de Orifice “orificio cámara”, laguna.**

### 3.6.2.4 Vertedero de seguridad (Weir)

La modelación del vertedero de seguridad se realiza por medio de la ventana de datos llamada *Weir*.

En la figura 3.69, se muestra las propiedades ingresadas correspondientes al vertedero de seguridad, el vertedero es de tipo TRANSVERSE, de 50 cm de ancho y de 1.67 m de largo. La parte baja del vertedero se encuentra a 1.85 cm del fondo de la laguna.



**Figura 3.69 - Ventana de datos de weir vertedero , laguna.**

### 3.6.3 Análisis y Resultados, SUDS laguna de almacenamiento

Se procederá a analizar los resultados obtenidos de la simulación de la laguna de almacenamiento, los puntos a analizar serán los siguientes:

- Altura máxima de agua dentro de la laguna.
- Tiempo de permanencia del agua de lluvia en la laguna.
- Caudal de entrada y de salida.

#### 3.6.3.1 Altura máxima de agua dentro de la laguna

En este punto se analizará la variación de la altura de agua lluvia acumulada y volumen acumulado en el tiempo. La altura máxima de la laguna es de 2.35 m y su capacidad máxima de 8131 m<sup>3</sup> que ocupa un área de 7126 m<sup>2</sup>.

En la figura 3.70, con periodo de retorno de 10 años, se aprecia que la altura máxima del agua acumulada fue de 1.94 m (línea de color rojo). Para el caso del volumen (línea de color verde), el volumen máximo alcanzado fue de 5669 m<sup>3</sup> que al contrastarlo con la capacidad máxima del estanque el volumen máximo alcanzado es un 21% menor al volumen de diseño, esta diferencia es de 1457 m<sup>3</sup>.

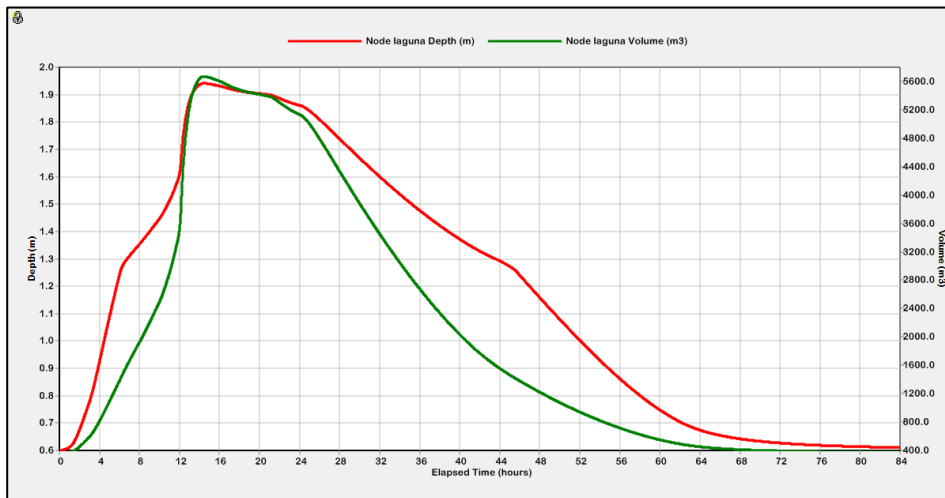


Figura 3.70 - Gráfico de altura de agua y volumen vs tiempo, laguna de almacenamiento, T= 10 años.

En la figura 3.71, con periodo de retorno de 100 años, la altura máxima alcanzada fue de 2.14 m (línea de color rojo). El volumen máximo alcanzado fue de 6984 m<sup>3</sup> (línea de color verde), este volumen corresponde al 98% de la capacidad de diseño del estanque.

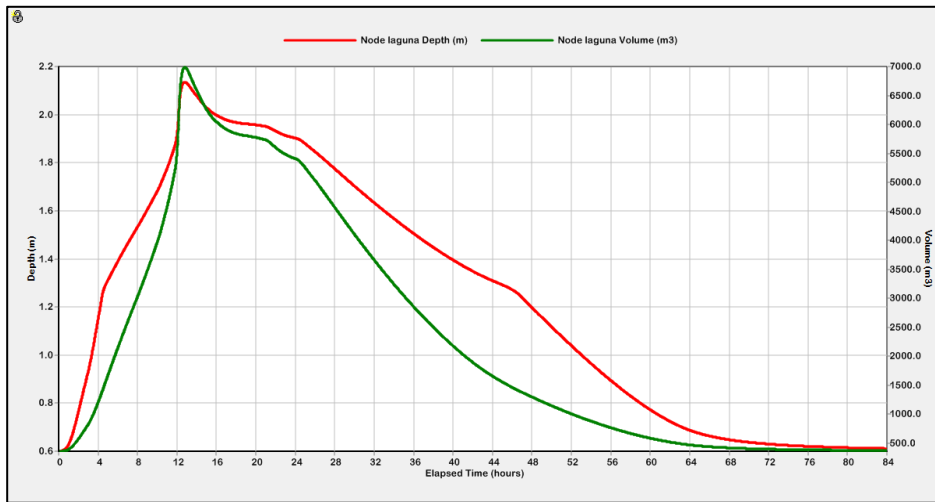


Figura 3.71 – Gráfico de altura de agua y volumen vs tiempo, laguna de almacenamiento, T= 100 años.

En conclusión:

- La altura máxima alcanzada por el agua en el estanque fue de 1.94 y 2.14 m para cada periodo de retorno respectivo, logrando tener una mayor capacidad disponible para tormentas con mayor periodo de retorno.
- En caso de los volúmenes alcanzados, están por debajo del volumen de diseño, para T= 100 años se encuentra en el límite de su capacidad alcanzando un 98% de su capacidad.

### 3.6.3.2 Tiempo de permanencia del agua de lluvia en el estanque

De las figuras 3.70 y 3.71, se observa que para ambos periodos de retorno la permanencia del agua lluvia dentro del estanque es de 84 horas. El manual para tormentas frecuentes de periodo de retorno de 10 o menos años menciona que la duración de permanencia del agua de lluvia en la laguna debe ser de 12 a 48 horas. Para el periodo de retorno de 100 años el manual no entrega un límite de permanencia del agua de lluvia dentro del estanque.

### 3.6.3.3 Caudal de entrada y de salida

En este punto se analizarán los hidrogramas de caudales de entrada y salida de la laguna de almacenamiento para periodos de retorno de 10 y 100 años y además se hará un análisis de los caudales de salida de la laguna por las diferentes salidas.

### ➤ Hidrograma de entrada y salida

En las figuras 3.72 y 3.73, se aprecian de color rojo el hidrograma de entrada y de color verde el hidrograma de salida. Los hidrogramas de entrada en los dos periodos de retorno son similares, solo cambiando en los máximos caudales, el periodo de retorno de 100 años alcanza un caudal máximo de 1405 l/s. Para el caso de los hidrogramas de salida de los dos periodos de retorno son diferentes pero tienen la misma tendencia. El hidrograma de salida de T= 10 años tiene un caudal máximo de 151 l/s. Para el caso del hidrograma de salida para T= 100 años el caudal máximo es de 492 l/s.

En conclusión:

- En resumen, para T= 10 años el caudal máximo de entrada fue de 815 l/s y el caudal máximo de salida fue de 151 l/s, logrando una disminución de un 81% entre el caudal máximo de entrada y salida. Y provocando un desfase de 200 minutos (02:20 horas) entre los máximos ocurridos.
- Para T= 100 años el caudal máximo de entrada fue de 1405 l/s y el caudal máximo de salida fue de 492 l/s, logrando una disminución de un 65% entre el caudal máximo de entrada y salida. Y provocando un desfase de 35 minutos entre los máximos ocurridos.

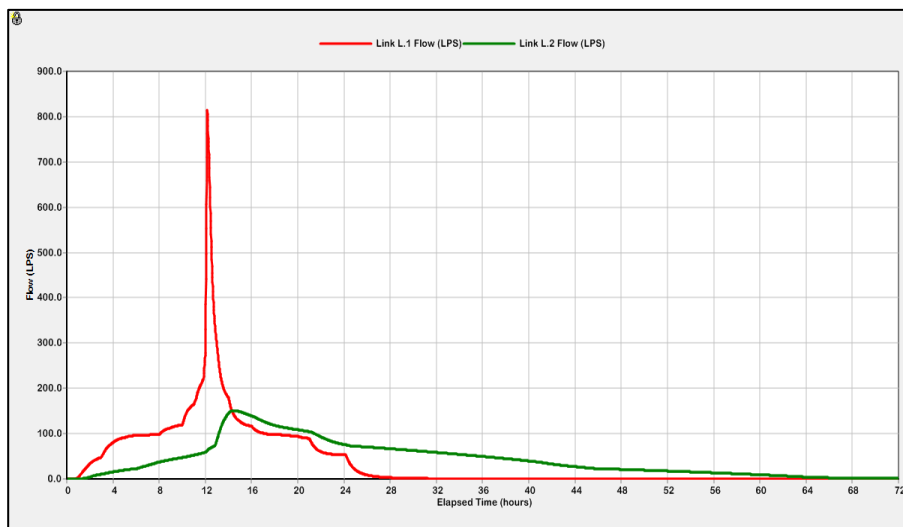


Figura 3.72 - Hidrogramas de entrada y salida en laguna de almacenamiento, con T= 10 años.

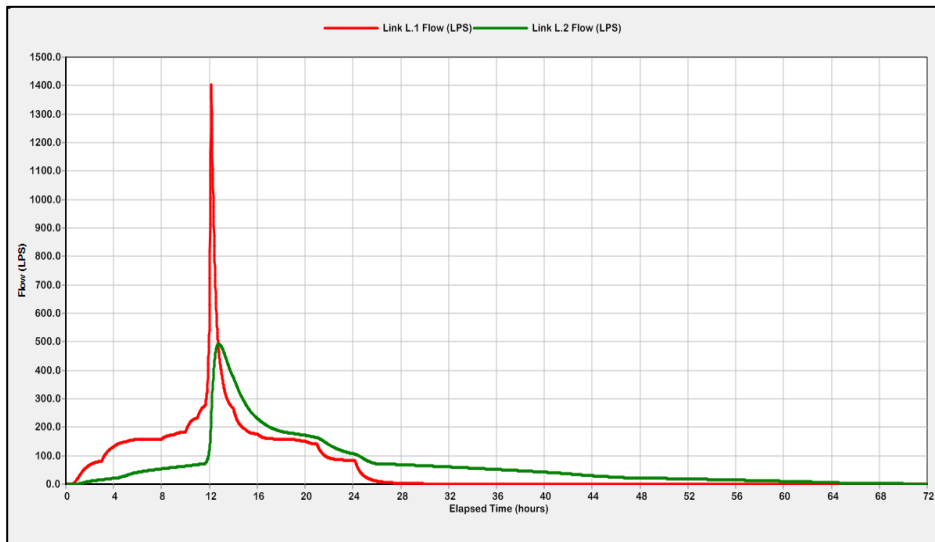


Figura 3.73 - Hidrogramas de entrada y salida en laguna de almacenamiento, con T= 100 años.

### ➤ Caudal de salida

En las figuras 3.74 y 3.75, se aprecian tres curvas en cada gráfico los cuales son los caudales de salida de la laguna de almacenamiento, la curva de color rojo corresponde al caudal de salida del orificio de fondo, la curva de color verde corresponde al caudal de salida del orificio de cámara y la curva de color rosado corresponde al caudal de salida del vertedero. Los caudales de salida se analizarán para los periodos de retorno de 10 y 100 años.

En la figura 3.74 el gráfico de T= 10 años, se observa que el vertedero de seguridad alcanza un máximo caudal de 74 l/s, el caudal máximo del orificio de fondo es de 33.78 l/s y el caudal máximo del orificio de la cámara es de 43.29 l/s.

Para T= 100 años, en la figura 3.75, se muestra que el vertedero de seguridad alcanza un caudal máximo de 406.80 l/s, el caudal máximo del orificio de fondo es de 36.23 l/s y el caudal máximo del orificio de la cámara es de 49.40 l/s.

La curva del orificio de fondo es la misma en los dos gráficos, permaneciendo por más tiempo que las otras curvas, el caudal máximo alcanzado es de 36.23 l/s (para T= 100 años). El manual en el ejemplo entrega como caudal máximo de diseño del orificio de fondo un valor de 24 l/s.

La curva del orificio de cámara, igual como la curva anterior es de misma forma en los dos gráficos, alcanzando un caudal máximo de 49.40 l/s para T= 100 años. El manual en el ejemplo entrega como caudal máximo de diseño del orificio de cámara un valor de 45 l/s.

La curva del vertedero de seguridad es similar en los dos periodos de retorno, el vertedero permanece funcionando como máximo 26 horas y alcanzando un máximo caudal de 406.80 l/s para T= 100 años. El manual en el ejemplo entrega como caudal máximo de diseño para el vertedero de seguridad 239 l/s, el caudal máximo alcanzado es un 70% más que del caudal de diseño del ejemplo. Además en el ejemplo el vertedero de seguridad es diseñado para una crecida de 100 años y se observa en la figura 3.74 el vertedero de seguridad también trabaja para T= 10 años, por lo tanto, no se cumple con el diseño del ejemplo de la laguna.

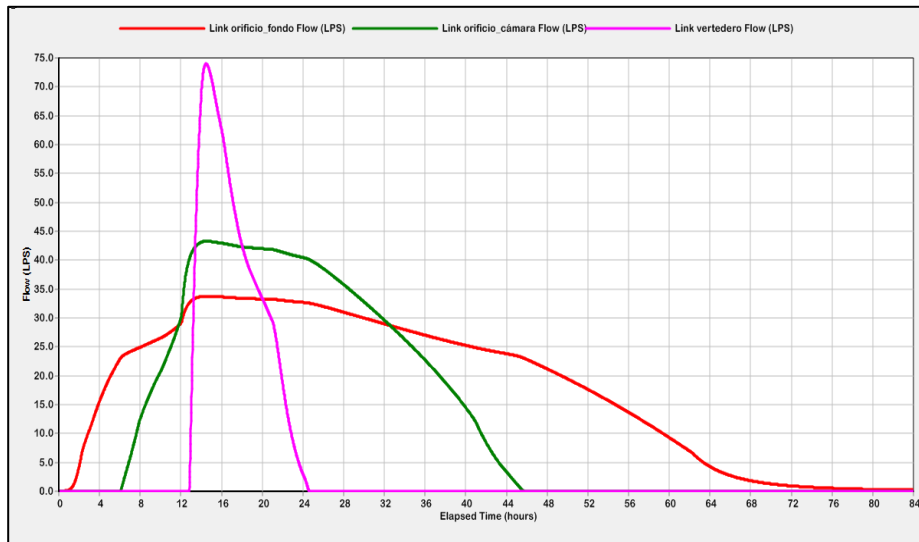


Figura 3.74 - Caudales de salida de los orificios de fondo, de cámara y vertedero, laguna de almacenamiento, con T= 10 años.

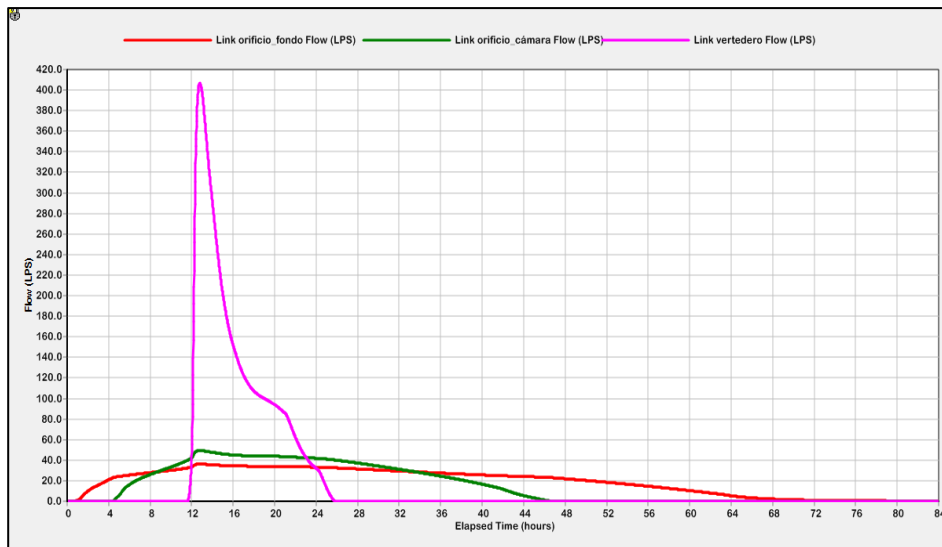


Figura 3.75 - Caudales de salida de los orificios de fondo, de cámara y vertedero, laguna de almacenamiento, con T= 100 años.

En conclusión:

- Se puede concluir que el diseño de la laguna de almacenamiento en si se, cumple con lo entregado por el manual, ya que no se produce un desborde de la laguna. Pero los orificios de fondo y de cámara están siendo sobrecargados con caudales mayores a sus diseños.

# CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LOS SUDS FRENTE A UNA SIMULACIÓN CONTINUA

## 4.1 Introducción

El proyecto que a continuación será descrito va ser evaluado con SUDS. El proyecto corresponde a un estudio que consistió en evaluar el comportamiento del sistema de drenaje ante eventos de lluvias, para el colector de aguas lluvias ubicado en la calle Lusitania, sector Miraflores Bajo, Viña del Mar, (Figura 4.1). Este estudio fue desarrollado en el ramo “Proyectos Especiales de Ingeniería” de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de Valparaíso, en el año 2012.

El objetivo de la evaluación de los SUDS a largo plazo en este proyecto, corresponde en buscar soluciones alternativas a las soluciones clásicas.

En este capítulo se mencionará el procedimiento elaborado por los alumnos, para estimar los caudales de entrada, hidrogramas unitarios, precipitaciones y áreas aportantes del proyecto.



Figura 4.1 – Mapa de ubicación del proyecto, sector Miraflores, Viña del Mar.

El área en estudio se dividió en dos subáreas la área de estudio, la primera subárea 1, corresponde a la zona que queda en la parte alta del área de estudio, sector llamado como Miraflores Alto y la segunda subárea 2, corresponde a la zona aledaña al colector de aguas lluvias, sector llamado como Miraflores Bajo (Figura 4.2).

En la Subárea 1, se realizó un estudio para calcular el caudal de entrada al colector. En la Subárea 2, se realizó una subdivisión de la subárea para modelarlas e ingresarlas en SWMM.

Para realizar el estudio hidrológico e hidráulico de la cuenca a analizar, se utilizó los registros pluviómetros de la estación meteorológica de la Universidad Técnica Federico Santa María, con registros anuales.

El proyecto plantea la simulación de las condiciones hidráulicas del colector e hidrológicas de las cuencas aportantes en SWMM 5.

El objetivo principal del proyecto es evaluar la capacidad del colector, ante una tormenta de diseño de periodo de retorno de 10 años. En donde en la entrada del colector se incorporó un hidrograma unitario del área aportante Subarea 1 y las áreas de la 1 a la 4 serán simuladas. El proyecto entrega una solución de realizar un cambio del colector, en aumentar la sección del colector y reducir las pendientes extremas.

De los antecedentes y soluciones entregados por el proyecto se hará una evaluación para implementar SUDS dentro de la cuenca.

Se evaluó las soluciones entregadas por el proyecto, se procedió a dar una nueva solución para no realizar un cambio de colector. La nueva solución plantea incorporar SUDS en la área aportante (Subarea 1), la cual reduciría el caudal entrante al colector.

La área subarea 1, se dividió en tres áreas, donde la área 1 drena al área 2 donde estará ubicado un SUDS, la área 2 drena a la área 3 y la área 3 drena al colector.

Se harán tres análisis, el primer análisis corresponde a evaluar las cuencas sin SUDS con la lluvia diseño, pero sin la incorporación de un hidrograma unitario de entrada en el colector. El segundo análisis será evaluar las áreas con la implementación de los SUDS diseñado con los criterios del Manual, con la lluvia de diseño del proyecto y evaluar el colector con estas condiciones nuevas de diseño. El tercer análisis corresponderá a evaluar estos SUDS (que pueden haberse modificados o no), las áreas y al colector con una simulación continua de precipitaciones, y se evaluará la cuenca en estudio a la ves sin SUDS.

A continuación se hará la descripción del proyecto y la implementación de la nueva solución en la incorporación de SUDS.

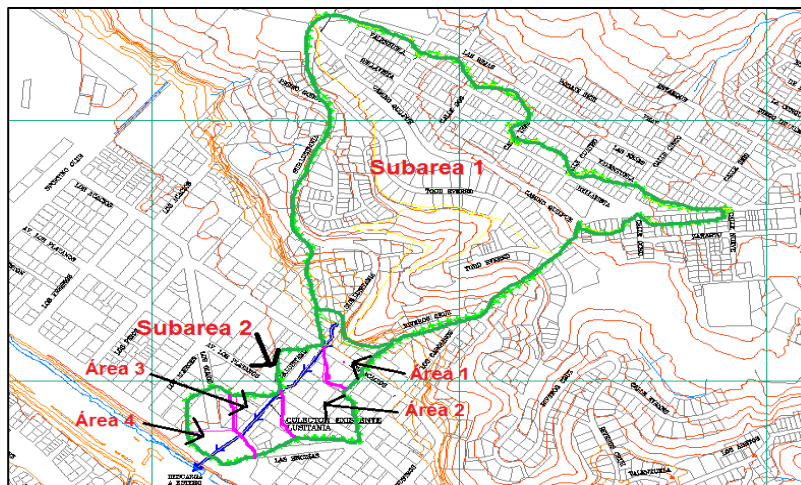


Figura 4.2 – Representación de las áreas estudiadas en el proyecto.

## 4.2 Descripción del proyecto

### 4.2.1 Desarrollo del proyecto

#### 4.2.1.1 Precipitación

La lluvia de diseño utilizada fue ajustada a la distribución normal, de ese modo se obtuvo la precipitación efectiva y precipitación total. Los registros de precipitación se obtuvieron de la estación meteorológica ubicada en la casa central de la Universidad Técnica Federico Santa María. Los datos utilizados fueron los máximos anuales desde el año 1941 al año 2009.

Tabla 4.1 – Valores Obtenidos de la lluvia diseño.

Datos	Valores
Periodo de Retorno (T)	10 años
Curva Número (cn)	85
Infiltración (S)	44.8 mm
Infiltración inicial	9 mm
Prec. Efectiva	78.7 mm
Prec. Total	119.53 mm

#### ➤ Hietograma

Para determinar la tormenta de diseño se utilizó el método de bloques alternantes, con intervalo de tiempo para cada bloque de 10 minutos, para una duración total de 24 horas.

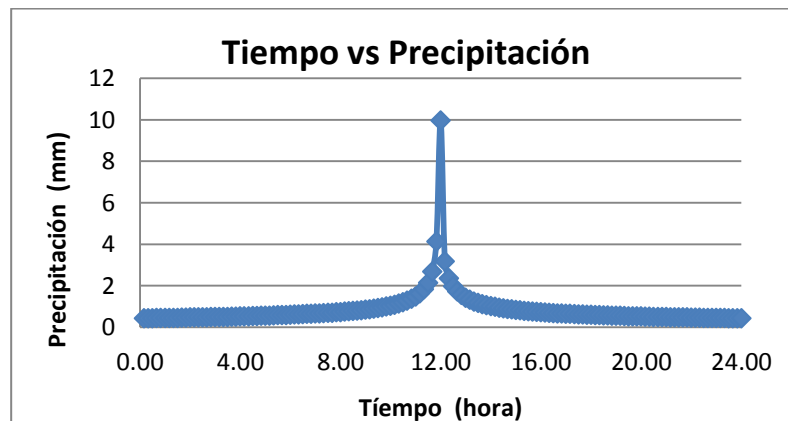


Figura 4.3 - Gráfico de Hietograma de tormenta de diseño.

#### 4.2.1.2 Estimación de las áreas aportantes

Como se mencionó anteriormente el área total del proyecto se dividió en dos subareas. La Subarea 1, corresponde al área aportante del colector aguas arriba y la Subarea 2, corresponde al área aledaña al colector, la cual fue subdividida en cuatro áreas más pequeñas para representar mejor el aporte de escorrentía hacia el colector.

##### ➤ Subarea 1

La área Subarea 1, tiene una superficie aproximada de 21378 m<sup>2</sup> ubicada en la parte alta de la zona de estudio, esta área tiene un desarrollo mixto en la zona más próxima a la entrada del colector posee una baja urbanización y en la zona más alta posee una elevada urbanización, por lo que se estimó que su superficie impermeable es aproximado al 67%.

Para calcular el caudal aportante de esta área hacia el colector, se utilizó el método racional modificado.

#### Ecuación 4.1 - Método Racional Modificado.

$$Q_{\text{máx}} = \frac{C * i_{tc} * A}{3,6}$$

Dónde:

C : Coeficiente de escorrentía.

$i_{tc}$  : Intensidad de la lluvia en mm/h, correspondiente al tiempo de concentración.

A : Área de la cuenca aportante (km<sup>2</sup>).

Para la estimación del tiempo de concentración se utilizó las fórmulas de Texas High Way

#### Ecuación 4.2 – Fórmulas Texas High Way.

$$tc = \frac{Lc}{3600 * V}$$

$$V = 3.668 * \left(\frac{\Delta h}{Lc}\right)^{0.4886}$$

Dónde:

Lc: Longitud del cauce principal de la cuenca (m).

$\Delta h$ : Desnivel de la cuenca (m).

V: Velocidad del cauce (m/s).

tc: tiempo de concentración (hora).

**Tabla 4.2 – Datos para obtener caudal aportante.**

<b>Datos</b>	<b>Valores</b>
<b>Tiempo de concentración (tc)</b>	<b>0.5 hr</b>
<b>Longitud cauce (Lc)</b>	<b>783.04 m</b>
<b>Desnivel (Δh)</b>	<b>10 m</b>
<b>Velocidad (V)</b>	<b>0.44 m/s</b>
<b>Intensidad (itc)</b>	<b>34.5 mm/hr</b>
<b>Coefficiente de escorrentia (c)</b>	<b>0.67</b>
<b>Área aportante (A)</b>	<b>0.2137 Km2</b>
<b>Caudal instantaneo (Q)</b>	<b>1.38 m3/s</b>

Una vez que se obtuvo el caudal instantáneo, se elaboró el hidrograma unitario de entrada.

Se utilizó el método de área de trapecio para corroborar que el volumen de escorrentía es igual al área de la cuenca aportante por precipitación efectiva.

**Ecuación 4.3 – Fórmula de área de trapecio.**

$$\text{Área trapecio} = \frac{(t_2 - t_1)(Q_2 + Q_1)}{2}$$

Dónde:

t2 : Tiempo posterior a t<sub>1</sub>.

t1 : Tiempo inicial.

Q2 : Caudal posterior

Q1 : Caudal inicial.

**Tabla 4.3 – Datos para corroborar la igualdad entre volumen de escorrentía y área de cuenca aportante.**

<b>Datos</b>	<b>Valores</b>
<b>Caudal máximo (Qp)</b>	<b>1.38 m3/s</b>
<b>Vol. De Escorrentía</b>	<b>16812 m3</b>
<b>Tiempo máximo (tc+tp)</b>	<b>12.5 hr</b>
<b>Σ área trapecio</b>	<b>16811.92 m2</b>

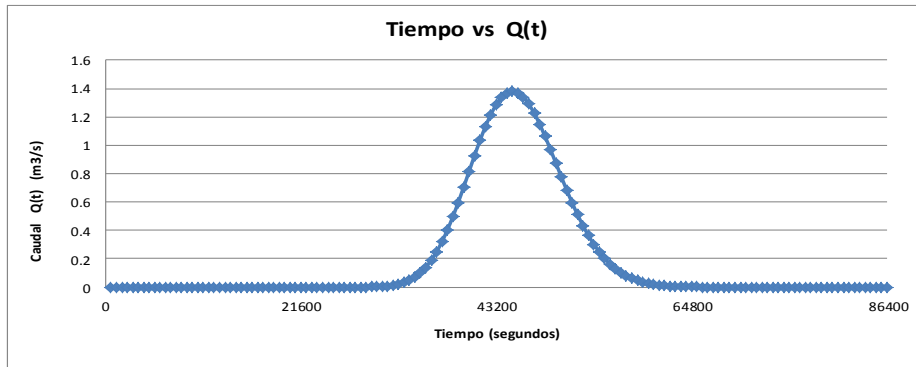


Figura 4.4 - Gráfico de Hidrograma unitario de entrada

El Hidrograma unitario de entrada creado será ingresado como flujo de entrada (*inflows flow*) en el primer nodo del colector simulado en SWMM 5.

➤ **Subarea 2**

El área Subárea 2, tiene una superficie aproximada de 42730 m<sup>2</sup> ubicada en la parte plana del estudio, sector Miraflores Bajo, el colector de aguas lluvias atraviesa esta área. Esta cuenca fue subdividida en 4 cuencas más pequeñas para facilitar el estudio hidrológico de las áreas pequeñas e hidráulicas del colector (Figura 4.5).

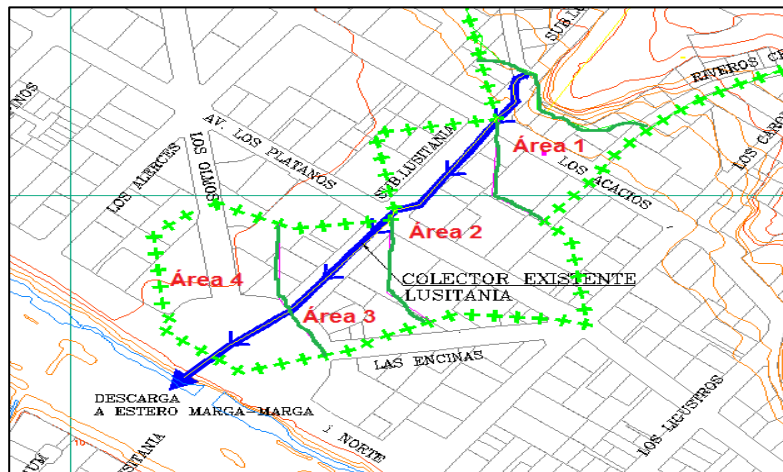


Figura 4.5 – Representación de las áreas subdivididas.

## 4.2.2 SWMM 5

### 4.2.2.1 Modelación del proyecto en SWMM 5

A continuación se describirá el procedimiento de modelación de las cuencas en SWMM 5.

➤ **Propiedades de áreas, colectores y cámaras.**

Las propiedades de las áreas son mostradas en la tabla 4.4, las propiedades de los colectores son mostrados en la tabla 4.5 y las propiedades de las cámaras son mostradas en la tabla 4.6.

**Tabla 4.4 – Datos de las subcuencas ingresados en SWMM 5.**

	Area(m <sup>2</sup> )	Area(Ha)	Ancho (m)	% imperm	descarga	n impermeab	n permeab.	pendinte
AREA 1	7299.152	0.730	83.6301	67	nodo 6	0.013	0.14	0.30
AREA 2	16764.140	1.676	112.6	67	nodo 13	0.013	0.14	0.30
AREA 3	7872.835	0.787	71.22	67	nodo 22	0.013	0.14	0.30
AREA 4	10793.980	1.079	76.49	67	nodo 26	0.013	0.14	0.30

**Tabla 4.5 – Datos de los colectores ingresados en SWMM 5.**

colector	longitud (m)	nodo inicial	nodo final	manning	cota entrada (m)	cota salida (m)	diametro (m)
colector 1	7.9	n 2	n 3	0.012	12.986	12.285	0.5
colector 2	12.4	n 3	n 4	0.012	12.285	10.731	0.8
colector 3	16.8	n 4	n 5	0.012	10.731	10.127	0.8
colector 4	16.8	n 5	n 6	0.012	10.127	9.617	0.8
colector 5	12.9	n 6	n 7	0.012	9.617	9.487	0.8
colector 6	10.7	n 7	n 8	0.012	9.487	9.379	0.8
colector 7	23.6	n 8	n 9	0.012	9.379	9.225	0.8
colector 8	22.5	n 9	n 10	0.012	9.225	8.818	0.8
colector 9	11.4	n 10	n 11	0.012	8.818	8.823	0.8
colector 10	15.2	n 11	n 12	0.024	8.823	8.465	1
colector 11	17.3	n 12	n 13	0.012	8.465	7.998	0.8
colector 12	9.7	n 13	n 14	0.012	7.998	7.893	0.8
colector 13	13.4	n 14	n 15	0.012	7.893	8.08	0.8
colector 14	11.5	n 15	n 16	0.012	8.08	8.107	0.8
colector 15	9.4	n 16	n 17	0.012	8.107	7.948	0.8
colector 16	8.5	n 17	n 18	0.012	7.948	7.821	0.8
colector 17	8.6	n 18	n 19	0.012	7.821	7.833	0.8
colector 18	8.8	n 19	n 20	0.012	7.833	7.763	0.8
colector 19	15.4	n 20	n 21	0.012	7.763	7.638	0.8
colector 20	10.6	n 21	n 22	0.012	7.638	7.516	0.8
colector 21	11.7	n 22	n 23	0.012	7.516	7.509	1
colector 22	15.5	n 23	n 24	0.024	7.509	7.408	1
colector 23	10.7	n 24	n 25	0.024	7.408	7.455	1
colector 24	14.4	n 25	n 26	0.024	7.455	7.497	1
colector 25	42.6	n 26	vertido 1	0.024	7.497	5.54	1

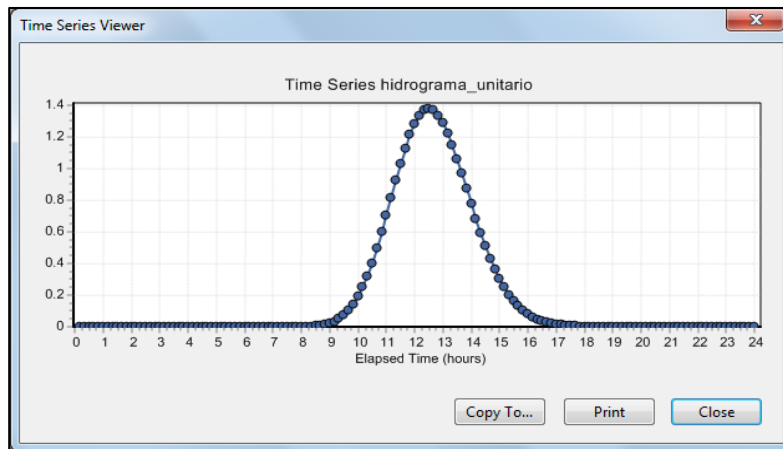
**Tabla 4.6 – Datos de las cámaras ingresados en SWMM 5.**

nudo	cota fondo (m)	cota terreno (m)	difer. cota (m)	nudo	cota fondo (m)	cota terreno (m)	difer. cota (m)
2	12.986	13.686	0.7	14	7.893	9.893	2
3	12.285	13.085	0.8	15	8.08	9.98	1.9
4	10.731	12.081	1.35	16	8.107	10.007	1.9
5	10.127	11.227	1.1	17	7.948	10.048	2.1
6	9.617	11.017	1.4	18	7.821	10.021	2.2
7	9.487	10.887	1.4	19	7.833	10.033	2.2
8	9.379	10.679	1.3	20	7.763	10.063	2.3
9	9.225	10.525	1.3	21	7.638	10.038	2.4
10	8.818	10.168	1.35	22	7.516	10.016	2.5
11	8.823	10.023	1.2	23	7.509	10.059	2.55
12	8.465	9.965	1.5	24	7.408	10.258	2.85
13	7.998	9.898	1.9	25	7.455	10.355	2.9
				26	7.497	10.797	3.3

➤ **Precipitación y Caudal de entrada.**

La precipitación ingresada corresponde al hietograma creado de los registros pluviómetros de la estación de la casa central de la Universidad Técnica Federico Santa María, con periodo de retorno de 10 años, intervalos cada 10 minutos con duración de 24 horas. En la figura 4.6 se observa el hietograma ingresado como serie de tiempo en SWMM 5.

El caudal de entrada ingresado corresponde al hidrograma unitario, descrito en el punto 4.1.1.2. En la figura 4.6, se muestra el hidrograma ingresado como serie de tiempo en SWMM 5, el que se ingresa en el nodo 2 en la intersección de la calle Harrison con Lusitania (figura 4.7).



**Figura 4.6– Hidrograma unitario de entrada en cámara n° 2, ingresado en SWMM 5.**

➤ **Modelo ingresado en SWMM 5**

En la figura 4.7, se observan las áreas en estudio y el colector modelado, donde el área 1 descarga su escorrentía en el nodo 6 en la intersección de las calles Los Acacios con Lusitania, el área 2 descarga su escorrentía en el nodo 13 en la intersección de las calles Los Plátanos con Lusitania, el área 3 descarga su escorrentía en el nodo 22 en la plaza Miraflores y por último la área 4 descarga su escorrentía en el nodo 26 en calle Uno Norte.

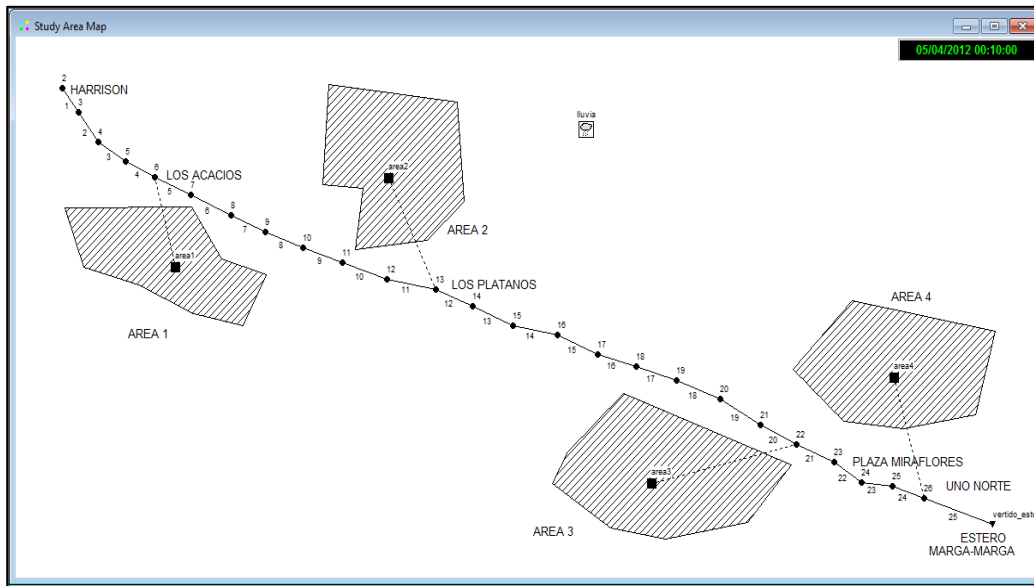


Figura 4.7 – Interfaz gráfica de trabajo de SWMM 5, con el área en estudio.

### ➤ Resultados

Los resultados obtenidos arrojaron que existen problemas de inundación de las cámaras 2 y 11, por ende entrando en carga dichas cámaras. En la tabla 4.7 se muestra el resumen de los resultados obtenidos.

Tabla 4.7 – Resumen de datos de las cámaras 2 y 11.

Nudo	Horas Inundado	Caudal max. (m <sup>3</sup> /s)	Istante en que sucede el max.	Volumen total Inund. (10 <sup>6</sup> ltr)	volumen max. estac. (Ha-mm)
2	3.5	0.784	12:30 hr	6.015	0
11	0.23	0.118	12:10 hr	6.051	0

En la cámara n° 2, se aprecia que provoca inundación en la superficie por 3.5 [hrs], esto se debe a que este nudo es la entrada del colector Lusitania donde se simula el ingreso de un caudal que representa al caudal del área aportante por medio de un hidrograma unitario, este caudal es elevado lo que provoca que se inunde o rebalse, donde el volumen total desbordado es de 6015 m<sup>3</sup>.

En la cámara n° 11, tiene una inundación de 0.23 [hrs], esto se debe a que hay un cambio de pendiente del colector provocando el rebalse de la cámara.

En la figura 4.8, se muestra el perfil longitudinal del colector con las cámaras 2 y 11 inundadas. Además se aprecia que desde el nodo 6 hasta el nodo 24 el colector entra en presión.

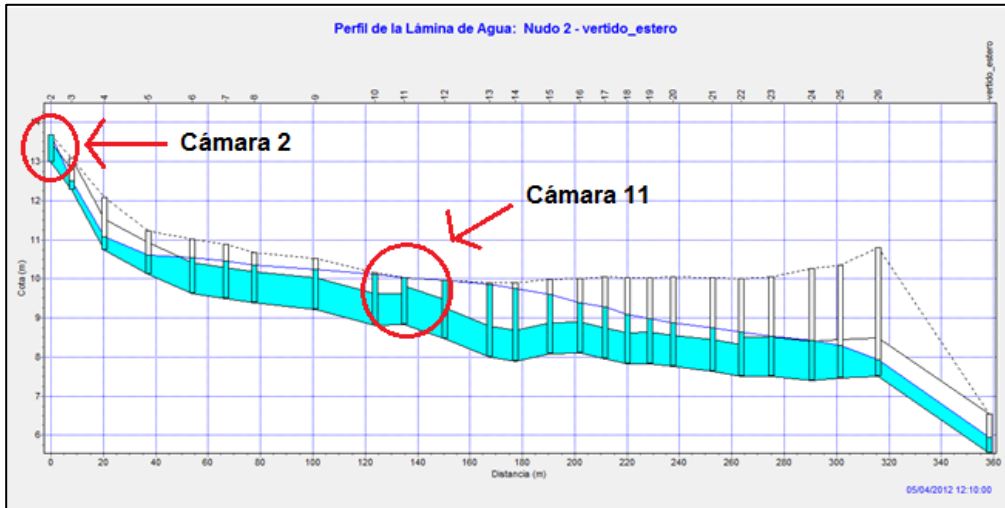


Figura 4.8 – Ventana de resultado, del perfil longitudinal del colector entrado en presión y con cámaras inundadas.

#### 4.2.2.2 Solución entregada.

La solución presentada fue la siguiente:

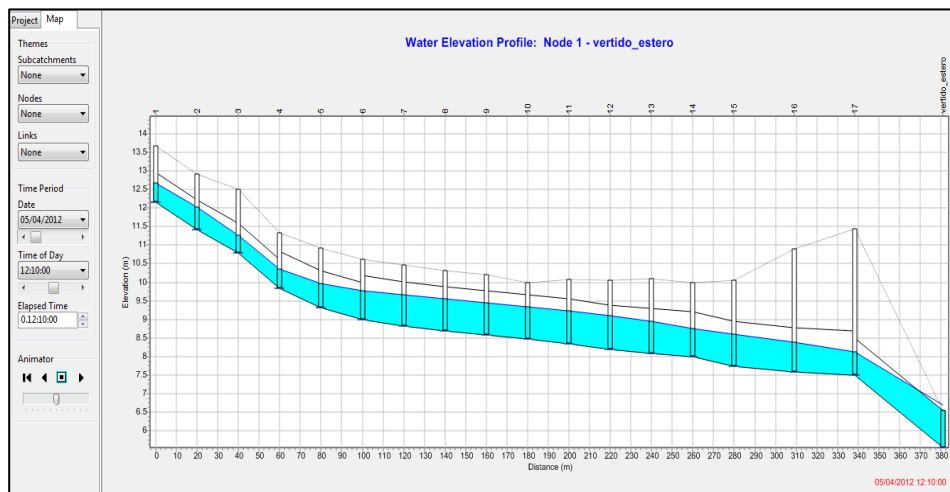
- ✓ Reducir el número de colectores de 25 a 17.
- ✓ Aumentar diámetros de los tramos del colector principal.
- ✓ Cambiar materialidad del colector de tubería de C.C.C. a HDPE, con excepción del colector n° 17 que se mantuvo con su material de acero corrugado.
- ✓ Se redujeron las pendientes.

En la siguiente tabla 4.8, se muestra el resumen de las modificaciones propuestas para modificar el colector Lusitania.

**Tabla 4.8 – Datos del nuevo colector propuesto.**

N° colector	D nuevo (m)	Material
1	0.8	HDPE
2	0.8	HDPE
3	1	HDPE
4	1	HDPE
5	1.2	HDPE
6	1.2	HDPE
7	1.2	HDPE
8	1.2	HDPE
9	1.2	HDPE
10	1.2	HDPE
11	1.2	HDPE
12	1.2	HDPE
13	1.2	HDPE
14	1.2	HDPE
15	1.2	HDPE
16	1.2	HDPE
17	1	acero corrugado

En la figura 4.9, se muestra el perfil longitudinal del nuevo colector diseñado, donde ningún tramo del colector entra en presión.



**Figura 4.9 – Ventana de resultado, del perfil longitudinal del nuevo colector diseñado sin entrar en presión**

## **4.3 Implementación de SUDS.**

### **4.3.1 Descripción**

Al implementar SUDS en el proyecto evaluado, se busca dar una nueva solución a la entregada, para esto se evaluó el proyecto en su totalidad y se planteó la siguiente solución de implementar SUDS en la parte alta de la cuenca en estudio, la que corresponde a la área "Subarea 1". Los SUDS a implementar serán jardín de lluvia y zanja de infiltración, los cuales serán evaluados por separado. Se modelarán los SUDS con las mismas condiciones del proyecto original, se usará la misma tormenta de diseño, con periodo de retorno de 10 años y duración de 24 horas. Posteriormente estos SUDS serán modelados y evaluados con un registro continuo de precipitaciones. Los resultados de ambas simulaciones de los SUDS, con registro continuo de precipitaciones y con tormenta de diseño, serán contrastados con el proyecto original y con su solución Y al finalizar se darán las conclusiones y comentarios respectivos.

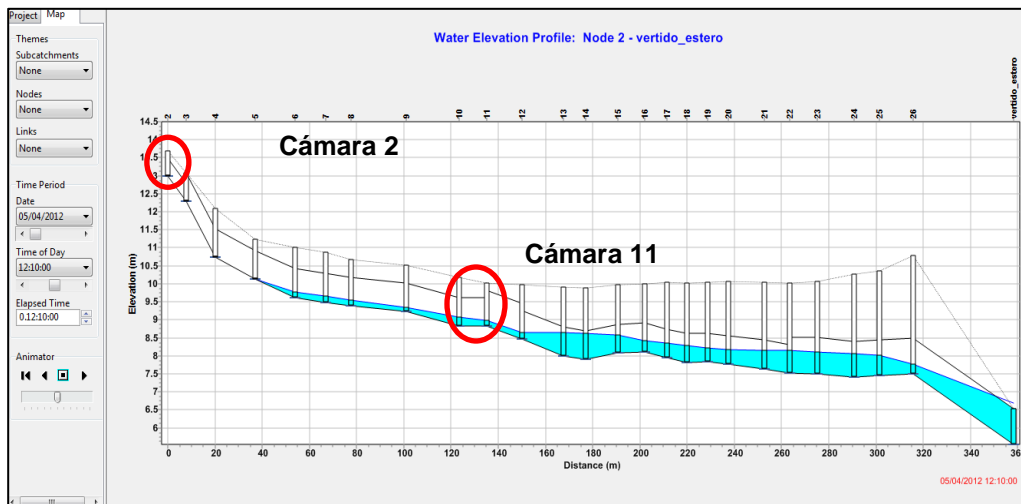
### **4.3.2 Elección de los SUDS**

#### **4.3.2.1 Evaluación del proyecto**

Al realizar la evaluación del proyecto y de la solución, se diagnosticó que el colector Lusitania no entra en carga ni provoca inundación, sí solamente drenan a él las áreas pequeñas y no la área aportante superior.

En la figura 4.10, se muestra el perfil longitudinal del colector Lusitania, en él las alturas de agua no alcanzan a colmatar completamente el colector, por ende no entra en presión y además se aprecia que ninguna cámara se inunda ni provoca inundación en la superficie. Las cámaras n° 2 y 11 que anteriormente tenían problema de inundación, ahora no presentan dicho problema.

Los resultados en detalle de los tramos del colector y las cámaras son mostrados en la tabla 4.9, donde los cuatro primeros colectores no presentan caudal, debido que no se recibe caudal externo de la cuenca superior; desde el colector 5 en adelante hay presencia de flujo, debido a las descargas de esorrentía de las cuatro áreas.



**Figura 4.10 – Ventana de resultado, del perfil longitudinal del colector Lusitania con aporte de escorrentía solo de las áreas pequeñas.**

#### 4.3.2.2 Elección de los SUDS a utilizar.

El proyecto abarca que todas las áreas deben drenar hacia el colector, en el diagnóstico se estableció que el colector no entra en carga ni provoca inundaciones a la ciudadanía, sino estuviese adherida la área Subarea 1 al colector Lusitania, por lo que se entrega la siguiente solución para que la área Subarea 1 esté conectada al colector al producirse precipitaciones la escorrentía superficial producida por la subcuenca no provoque colapso del colector.

Debido al diagnóstico realizado se plantea la siguiente solución:

- Implementar SUDS en la área Subarea 1, al producirse escorrentía superficial en el área, esta se dirija hacia el SUDS, así reducir y retardar los volúmenes de escorrentía que lleguen al colector Lusitania.

El análisis estará acotado solamente a la área Subarea 1, ya que esta área es la que proporciona un mayor caudal de entrada al colector. La cuenca Subarea 1 se dividió en 3 áreas. Estas áreas son nombradas como cuenca 1, cuenca 2 y cuenca 3, donde la cuenca 1 drena a la cuenca 2, la cuenca 2 drena a la cuenca 3 y la cuenca 3 drena al colector (figura 4.11). Los datos de las cuencas son mostrados en la tabla 4.9.

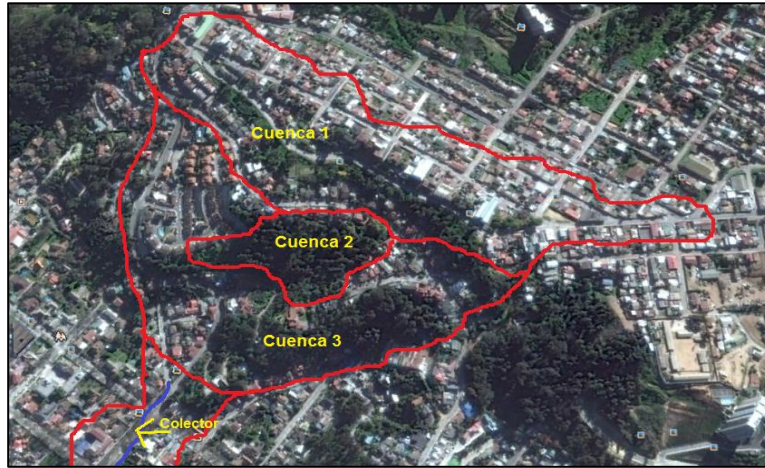


Figura 4.11 – Mapa de las tres cuencas, en la área de estudio.

Tabla 4.9 – Datos de las tres cuencas

Áreas	Superficie (Há)	Ancho (m)	Pendiente (S)	Coef. Escorr. (c) *
Cuenca 1	10.97	287	17%	0.6
Cuenca 2	1.178	115	30%	0.5
Cuenca 3	9.23	227	29%	0.1

(\*) Los coeficientes de escorrentía, fueron extraídos de la tabla 4.3.17, del Manual de Drenaje Urbano.

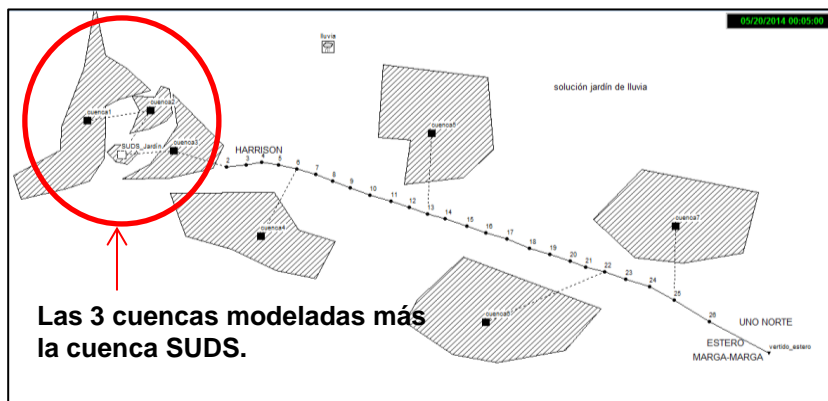
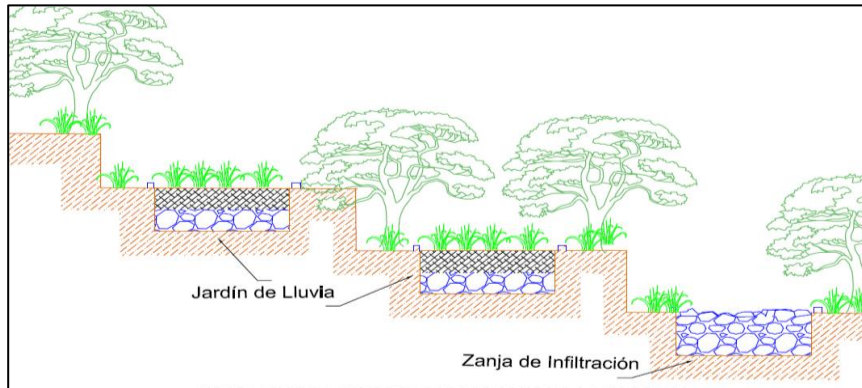


Figura 4.12 – Interfaz gráfica de trabajo de SWMM 5.1, con las cuencas modeladas.

### ➤ Cuenca 2

En la cuenca 2 se implementarán los SUDS, debido a que corresponde a una zona de bosque, esta cuenca no posee urbanización, se encuentra en la mitad del área aportante facilitando la captura, retención y disminución de la escorrentía superficial producida por la cuenca

1, por lo que se hace muy factible la utilización de SUDS en esta cuenca. El área tiene una pendiente del 30%, por lo que los SUDS se ubicarán en terrazas, estas terrazas tendrán un ancho de 7 m y una altura entre terrazas de 2 m. En la figura 4.13, se hace una representación de las terrazas con SUDS.



**Figura 4.13 – Representación de las terrazas con SUDS, Jardín de Lluvia y Zanja de Infiltración.**

#### ➤ SUDS a utilizar

Por las condiciones topográficas del terreno de la cuenca 2 los SUDS a utilizar serán los siguientes:

- ✓ Jardín de lluvia.
- ✓ Zanja de infiltración.

#### 4.3.2.3 Simulación continua de precipitaciones.

La simulación continua utiliza un registro completo y amplio de precipitaciones detalladas, los cuales se usan para estimar la respuesta de la cuenca ante este amplio registro, generando a su vez un registro continuo de variables de diseño de interés.

En el trabajo de tesis de [14], menciona que la simulación continua es una alternativa que supera muchas de las desventajas y limitaciones de los métodos que usan eventos de diseño, incluyendo la hipótesis que los parámetros vinculados a la escorrentía resultantes de una tormenta tienen la misma probabilidad de excedencia o periodo de retorno que la lluvia utilizada. Anula la hipótesis que la respuesta de una cuenca frente a una lluvia sea lineal, las tormentas de diseño no consideran las variables que son sensibles a las variaciones espaciales y temporales de la precipitación, como a las condiciones de humedad del suelo previo a la lluvia, al agua apozada o detenida en las calles, al escurrimiento y recorrido del agua dentro de la cuenca. Todas estas variables la simulación continua puede representar.

Esta metodología se aplicará en esta cuenca en estudio, para obtener parámetros asociados a la escorrentía, tales como; volúmenes de escorrentía, pérdidas y caudales máximos.

Principales ventajas y desventajas de la simulación continua sobre las tormentas de diseño, son mencionadas por [14]:

➤ Ventajas

- ✓ Se elimina la necesidad de usar lluvias sintéticas y se reemplaza por el uso de registros de lluvias históricos.
- ✓ Supera el problema de seleccionar la duración de la tormenta crítica porque simula las repuestas de todos los eventos de tormentas [15].
- ✓ Maneja las condiciones anteriores a la lluvia en la cuenca porque la serie de registros continuos de escorrentía simulada incluye todos los efectos de las condiciones de humedad del suelo anteriores a la tormenta.
- ✓ Permite realizar un análisis de frecuencia a las variables de interés mediante un análisis estadístico de los resultados del modelo, contrario a asumir igual probabilidad de excedencia de estas variables y la lluvia que las causa [16] y considerando todo el rango de eventos en la distribución y no solo los menos frecuentes.

➤ Desventajas

- ✓ El manejo de una gran cantidad de series de datos en el tiempo a partir de las salidas de los modelos (manejo de datos).
- ✓ Se requiere de experiencia para determinar los valores de los parámetros que mejor reproduzcan los hidrogramas históricos, en consideración que no existen en la mayoría de los casos registros a la salida de las cuencas de estas variables que permitan la calibración del modelo.
- ✓ Para el uso de modelos que realicen simulación continua, los registros de lluvia deben estar en pasos de tiempo consistentes (diarios, horarios, menores a una hora), por extensos periodos (varios años), siendo muchísimo más precisos los resultados provenientes de registros de lluvias con pasos de tiempo menores a una hora, para obtener un registro continuo en el tiempo de parámetros asociados a la escorrentía.

Para este estudio se dispone de un registro de 6 meses con datos continuos de precipitaciones cada 15 minutos para el periodo de Mayo a Octubre 2014, registrado en la estación de Rodelillo/Valparaíso, Valparaíso, Chile, perteneciente a la DGA, con altitud de 110 msnm, ubicada en las coordenadas Latitud S: 33° 03' 01", Longitud W: 71° 34' 60". Precipitación anual en la estación Rodelillo hasta a la fecha es de 320.9 mm. A continuación en el gráfico 4.14, se muestra el registro continuo de precipitaciones a utilizar. Se optó por esta estación meteorológica y no por la estación de Las Salinas ubicada en Viña del Mar, por ser la más cercana al sector de estudio y principalmente por tener registros de varios años y tener una continuidad en los registros (tener periodos sin registros).

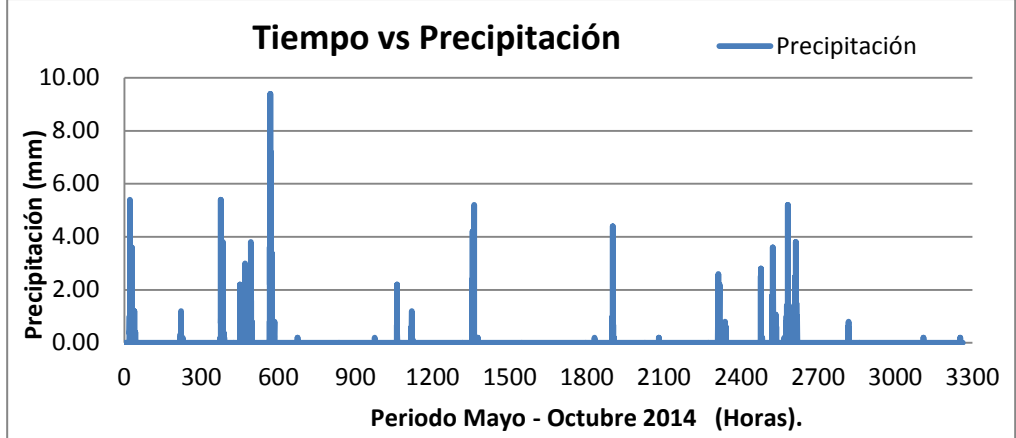


Figura 4.14 - Gráfico de Precipitación continua, periodo Mayo – Octubre 2014, estación Rodelillo.

Los dos SUDS, serán analizados con este registro continuo de precipitaciones.

#### 4.3.2.4 Registro de Evaporación

Al realizar una simulación continua de precipitaciones también se debe ingresar la evaporación del sector en estudio, ya que, en SWMM 5.1 al realizar simulación continua el programa evalúa las condiciones de humedad del suelo antes de cada periodo de lluvia.

Para desarrollar el estudio se dispone de un registro mensual de evaporación de la estación meteorológica Jardín Botánico, con altitud de 50 msnm, ubicada en las coordenadas Latitud S: 33°03' y Longitud W: 71° 29' de la ciudad de Viña del Mar, comprendido en el periodo anual de 1998 – 2009. Los datos fueron obtenidos de la Dirección Meteorológica de Chile en su página web ([http://www.meteochile.gob.cl/agrometeorologia/agro\\_publicaciones.php](http://www.meteochile.gob.cl/agrometeorologia/agro_publicaciones.php)).

Los datos ingresados a SWMM 5.1, serán la media mensual del periodo 1998 – 2009. En el siguiente gráfico se muestran los datos.

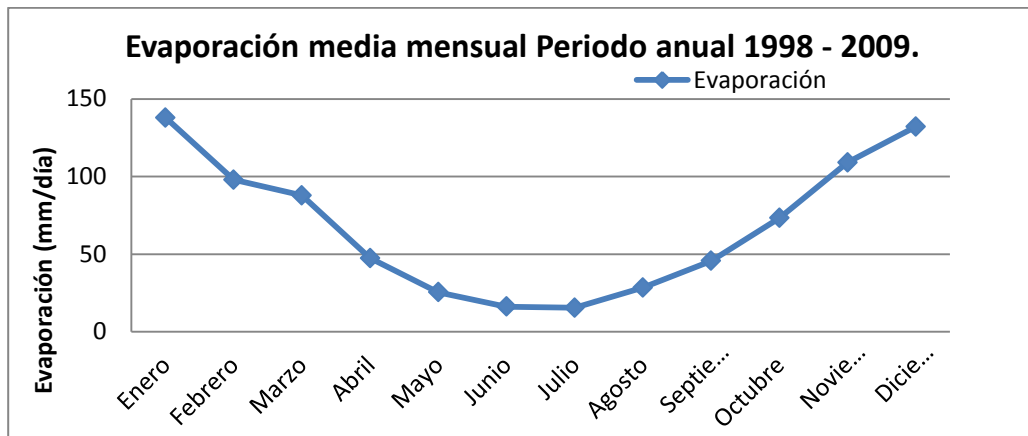


Figura 4.15 - Gráfico de Evaporación media mensual, estación Jardín Botánico.

### 4.3.3 Análisis de la cuenca en estudio sin SUDS.

#### 4.3.3.1 Análisis de la cuenca sin SUDS con tormenta de diseño.

Se realizará este análisis para visualizar si las modificaciones efectuadas en la cámara n° 2 del colector Lusitania, donde se eliminó la incorporación de un hidrograma unitario que remplazaba a la cuenca aportante. Las modificaciones realizadas son el remplazo del hidrograma de caudal unitario de entrada por la descarga de la escorrentía superficial de la cuenca Subarea 1, donde se divide en tres cuencas.

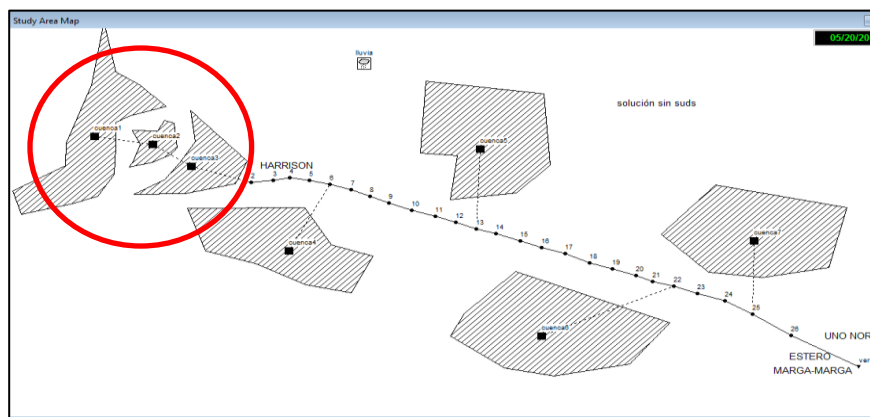
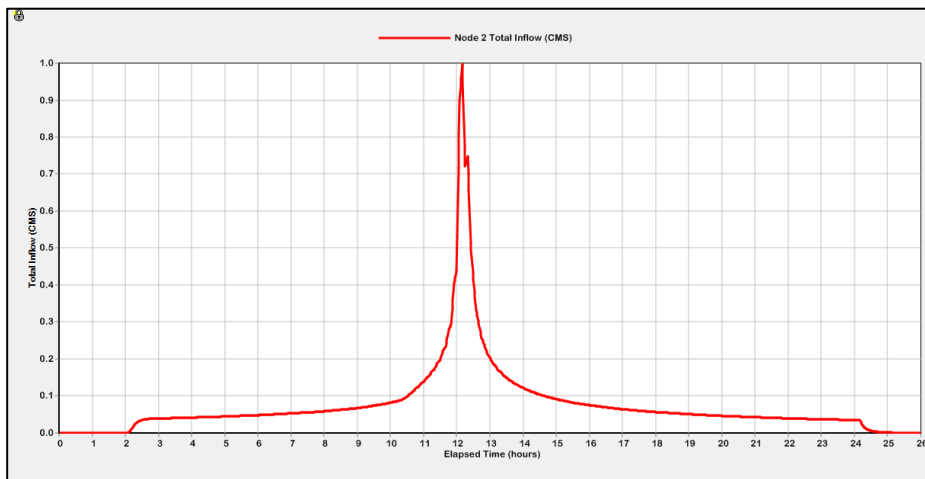


Figura 4.16- Interfaz con la área aportante dividida en 3 cuencas conectada a la cámara n° 2.

✓ Resultados:

En la figura 4.17, se muestra el hidrograma de entrada a la cámara n° 2, proveniente de la cuenca aportante, donde su máximo caudal es de 1 m<sup>3</sup>/s. En comparación con el hidrograma unitario de diseño del proyecto original, este caudal máximo de la simulación es menor, esto se debe a que al simular las cuencas aportantes se tomaron datos más reales de cada una de ellas, como por ejemplo donde en el proyecto original se tomó un coeficiente de escorrentía ponderado para crear un hidrograma unitario de entrada que representaba a toda la cuenca aportante.



**Figura 4.17 – Hidrograma de entrada a la cámara n° 2, proveniente de la cuenca aportante.**

En la siguiente tabla 4.10, se entregan los datos de pérdidas de aguas de las cámaras n° 2 y 11. Donde se aprecia que los caudales desbordados por la cámara n° 2 son menores al proyecto original, el volumen total desbordado es de 273 m<sup>3</sup> ocurrido en 0.36 horas, en el proyecto original el volumen total desbordado fue de 6015 m<sup>3</sup> el cual es 22 veces mayor al volumen simulado con estas condiciones. La cámara n° 11 tiene las mismas características que la cámara n° 2, donde se disminuyó su volumen total de 6051 a solo 36 m<sup>3</sup>.

**Tabla 4.10 – Datos de pérdidas de aguas de las cámaras n° 2 y 11, con área aportante.**

Node Flooding				
Node	Hours	Maximum	Hour of	Total
	Flooded	Rate	Maximum	Flood
		CMS	Flooding	Volume
				10 <sup>6</sup> ltr
2	0.36	0.404	12:10	0.273
11	0.18	0.105	12:10	0.036

En conclusión:

- Al realizar el cambio de hidrograma unitario de entrada por la unión de las áreas aportantes a la cámara n° 2 del colector Lusitania, los niveles de inundación y anegamientos disminuyeron notablemente, a tan solo 22 minutos en comparación de las 3.5 horas de anegamiento del proyecto original.

#### **4.3.3.2 Análisis de cuenca sin SUDS, con simulación continua.**

En la figura 4.18, se muestran los hidrogramas de entrada a la cámara n° 2, con simulación continua, donde el caudal máximo es de 0.47 m<sup>3</sup>/s, ocurrido el 11 de Junio. Este caudal es la mitad del producido con tormenta de diseño el cual fue de 1 m<sup>3</sup>/s, además se visualiza que en todos los periodos de lluvias se produjeron escorrentía superficial, los cuales llegaron al colector.

En la figura 4.19, se muestra el perfil longitudinal del colector Lusitania con fecha del 11 de Junio, donde se visualiza que las cámaras n°2 y 11 no están anegadas, solo algunos tramos del colector se encuentran con carga debida por los cambios de pendiente del diseño original del colector.

En conclusión los resultados obtenidos de la simulación continua, se concluye que el proyecto original si se hubiese simulado con registros continuos de precipitaciones y de evaporación, no se hubiese encontrado problemas de colapso del colector ni anegamientos en la superficie.

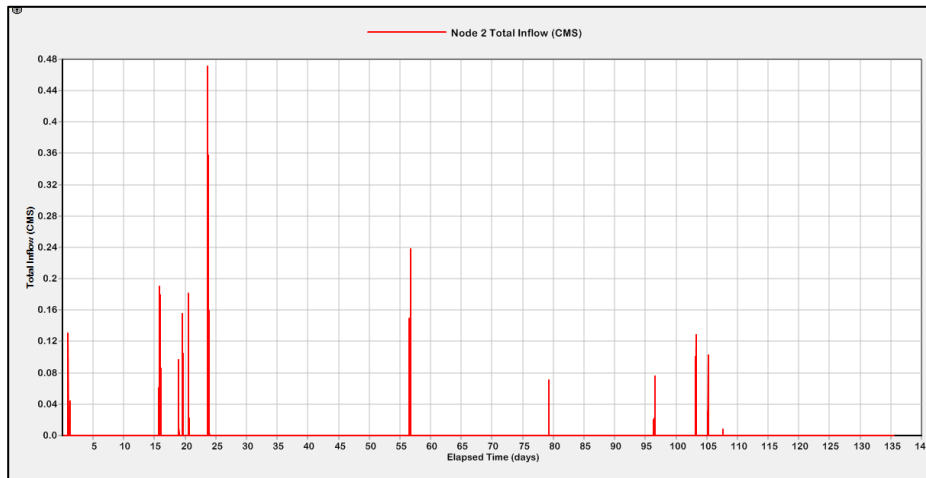


Figura 4.18 – Hidrogramas de entrada en la cámara n° 2, sin SUDS, con simulación continua.

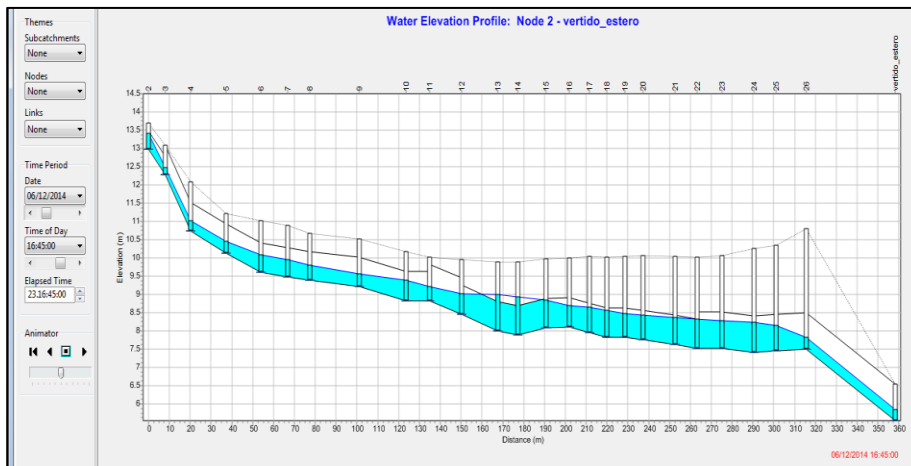


Figura 4.19 – Ventana de resultados, del perfil longitudinal, del colector lusitania, sin SUDS, con simulación continua.

## 4.3.4 Análisis de los SUDS

### 4.3.4.1 Antecedentes

Los SUDS serán modelados como cuencas abarcando el 100% de su superficie, donde recibirán la escorrentía superficial de las cuencas 1 y 2. Cada SUDS va representar un porcentaje del área de la cuenca 2. La cuenca SUDS va descargar su escorrentía en la cuenca 3.

Cada cuenca SUDS como las demás cuencas serán analizadas con la tormenta de diseño diseñada anteriormente en el proyecto y posterior las cuencas serán analizadas en una simulación continua de precipitación de la estación de Rodelillo. Los resultados de ambos análisis serán contrastados entre si y entre SUDS, posteriormente la solución de los SUDS será contrastada con la solución del proyecto.

Cada cuenca SUDS fue diseñado con el volumen de captura, como lo establece el Manual de Drenaje Urbano.

### 4.3.4.2 SUDS Jardín de Lluvia

- **Diseño del jardín de lluvia**

Se procederá al diseño del jardín de lluvia.

#### ➤ **Altura de Berma**

El SUDS Jardín de Lluvia se diseñó con la metodología del Manual, con el volumen de captura se obtendrá la altura de berma.

El manual menciona que cada jardín debe capturar y retener por lo menos el volumen de captura considerando el área impermeable que drena a ellos.

El área impermeable aportante para cada jardín es de 73931 m<sup>2</sup>.

#### **Ecuación 4.4 - Volumen de Captura para jardín de lluvia**

$$Vc = \left( \frac{Pb}{1000} \right) * At$$

$$Vc = 1330.8 m^3$$

El volumen de captura para el jardín de lluvia es de 1330.8 m<sup>3</sup>.

Dónde:

Vc : volumen de captura (m<sup>3</sup>).

Pb : precipitación base de la zona climática (mm)

At : área total impermeable + área del jardín (m<sup>2</sup>)

La precipitación base para la ciudad de Viña del Mar es de 18 mm, ubicada en la zona climática macrozona mediterráneo costero.

El área del jardín de lluvia es de 7683 m<sup>2</sup>.

El área total aportante es de 73931 m<sup>2</sup>.

El volumen de captura: Corresponde al volumen mínimo de almacenamiento temporal de las aguas lluvias generadas en las áreas verdes o urbanizadas, que debe ser retenido antes de su descarga hacia aguas abajo [4].

La precipitación base: Corresponde a la precipitación que es propuesta de acuerdo a las características hidrológicas de la zona, con un valor mínimo de 5 mm y uno máximo de 20 mm, de manera de capturar y retener porcentajes importantes de la precipitación anual en el lugar [4].

La depresión superficial corresponde a la zona superficial del jardín, se diseña con el volumen de captura.

#### **Ecuación 4.5 - Altura de depresión jardín de lluvia**

$$h_{\text{depresión}} = \frac{\text{Vol captura}}{At}$$

$$h_{\text{depresión}} = 17.3 \text{ cm}$$

Dónde:

Vc : volumen de captura (m<sup>3</sup>).

At : área total impermeable + área del jardín (m<sup>2</sup>).

A la altura de depresión se considera una revancha, quedando de 20 cm de profundidad. En la figura 4.20, se muestran las propiedades de la superficie del jardín de lluvia ingresadas en SWMM 5.1.

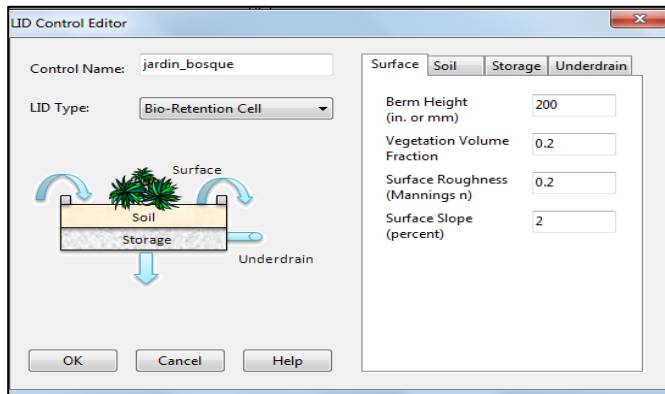


Figura 4.20 – Ventana de resultados, propiedades de la capa superficial del jardín de lluvia

➤ **Espesor de estrato de suelo natural**

El estrato de suelo natural tendrá un espesor de 30 cm y tendrá las mismas propiedades que del estrato de suelo natural del jardín de lluvia descrito anteriormente en el capítulo 3. En la figura 4.21, se muestran las propiedades de la capa de suelo natural del jardín de lluvia ingresadas en SWMM 5.1.

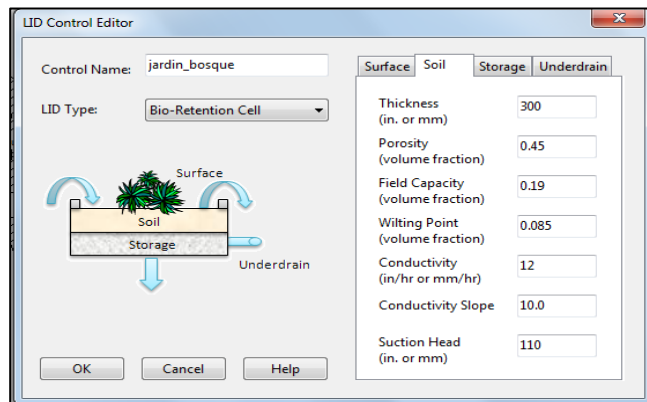


Figura 4.21 – Ventana de datos, propiedades de la capa de suelo del jardín de lluvia

Para este análisis la conductividad hidráulica del suelo natural es de 12 mm/hr. Las otras propiedades se mantienen.

➤ **Espesor de la capa de almacenamiento**

Esta capa de almacenamiento tendrá un espesor de 50 cm y tendrá las mismas propiedades que el estrato de suelo natural del jardín de lluvia descrito anteriormente en el capítulo 3. En la figura 4.22, se muestran las propiedades de la capa de almacenamiento del jardín de lluvia ingresadas en SWMM 5.1.

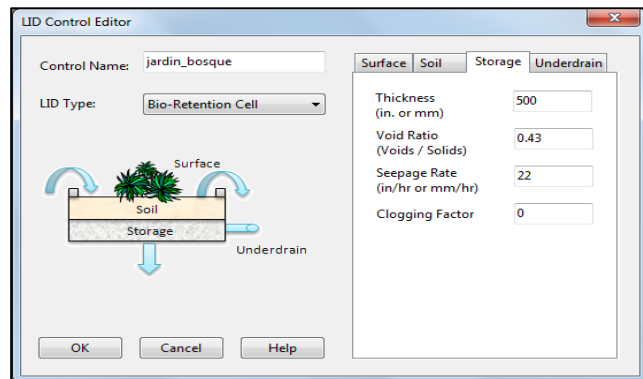


Figura 4.22 – Ventana de datos, propiedades de la capa de almacenamiento del jardín de lluvia.

Como el análisis es en la ciudad de Viña del Mar la tasa de infiltración del terreno natural del lugar va ser de 22 mm/hr. Las demás propiedades de la capa se mantienen.

El jardín de lluvia no tendrá desagüe de descarga en la capa de almacenamiento.

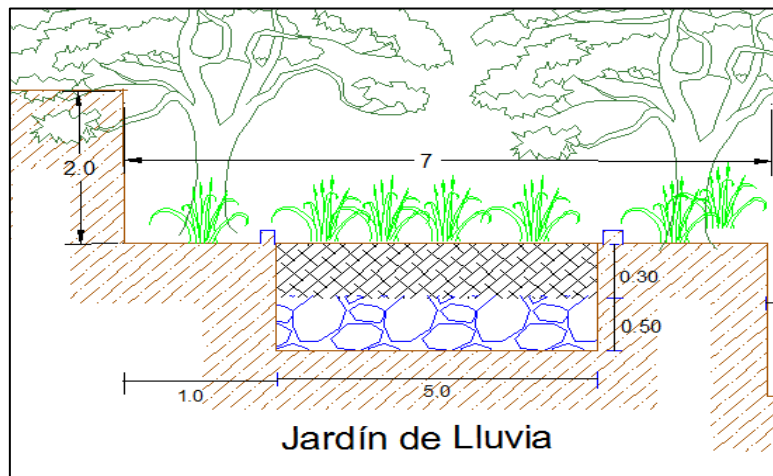


Figura 4.23 – Esquema del jardín de lluvia a analizar.

- **Análisis del jardín de lluvia con tormenta de diseño**

Procederemos a analizar el SUDS jardín de lluvia, con las mismas condiciones del proyecto original, la precipitación va a corresponder a la tormenta de diseño, diseñada con el registro de precipitaciones anuales de la estación meteorológica de la Universidad Técnica Federico Santa María, (Figura 4.4).

➤ Resultados

Se hará un resumen de los resultados obtenidos, los datos completos serán mostrados en el anexo.

✓ **Altura de agua en la superficie**

En la figura 4.24, se observa que la altura de agua alcanza su máximo de 200 mm (altura de berma diseñada) en la superficie del jardín de lluvia. El tiempo de permanencia del agua en el jardín es más de 33 horas, por lo que estaría provocando asfixia a las raíces de las plantas.

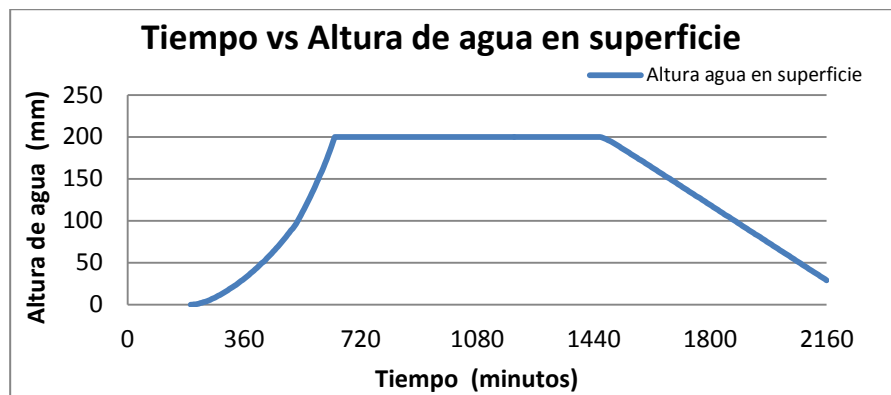


Figura 4.24 - Gráfico de Tiempo vs Altura de agua en la superficie en jardín de lluvia.

✓ **Escorrentía superficial**

En la figura 4.25, se muestran los hidrogramas de entrada producido por las cuencas 1 y 2 y el hidrograma de salida producido por la cuenca SUDS Jardín. El hidrograma de entrada de la cuenca 1 (línea de color rojo), se asemeja al hietograma de tormenta de diseño, alcanzando su máximo caudal de  $1.07 \text{ m}^3/\text{s}$ . El hidrograma de entrada de la cuenca 2 (línea de color azul) es muy pequeño apenas se aprecia en el gráfico, tiene un máximo de  $0.01 \text{ m}^3/\text{s}$ . El hidrograma de salida producido por la cuenca suds jardín (línea de color verde), se asemeja al hidrograma de la cuenca 1. El SUDS jardín de lluvia no es capaz de disminuir el máximo caudal producido por las cuencas aportantes alcanzando un máximo de  $1.1 \text{ m}^3/\text{s}$ .

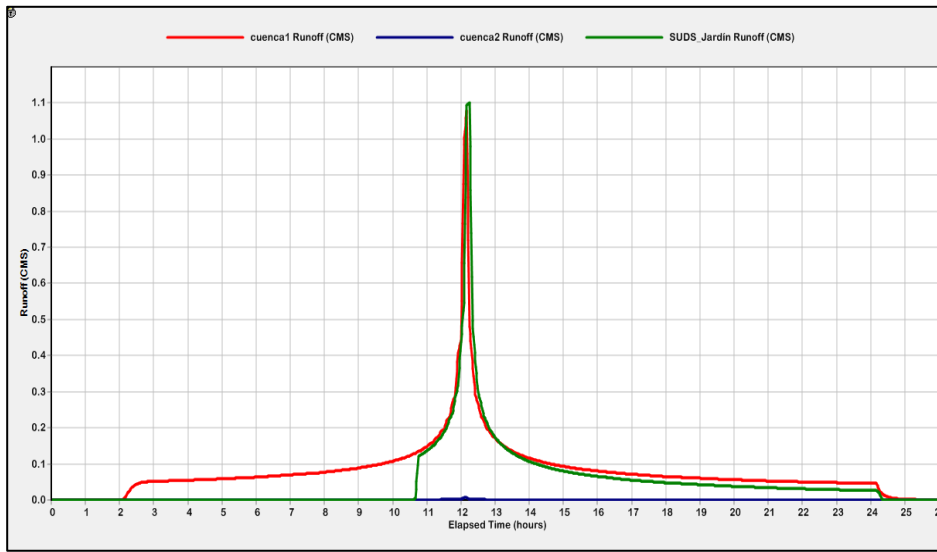


Figura 4.25 – Hidrogramas de entrada y de salida de la cuenca SUDS Jardín.

✓ **Análisis de perfil longitudinal del colector**

En la figura 4.26, se muestra el perfil longitudinal del colector Lusitania donde las cámaras n° 2 y 11, se encuentran inundadas y provocando anegamiento en la superficie y en el resto del colector no hay más cámaras colapsadas. En algunos tramos del colector se aprecia que han entrado en carga.

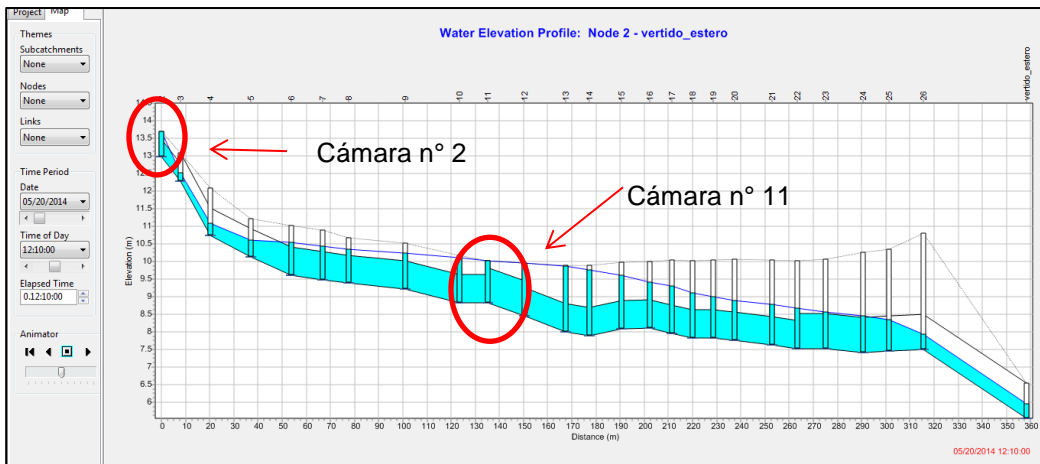


Figura 4.26 – Ventana de resultado, del perfil longitudinal del colector, cámaras n° 2 y 11 anegadas, con tormenta de diseño en jardín de lluvia.

✓ **Cámaras n° 2 y 11.**

La cámara n° 2 se desborda por 0.36 horas (22 minutos) es el mismo tiempo de desborde que no este un SUDS instalado, este tiempo es un 94.3% más bajo en comparación con el proyecto original donde la cámara se desborda por 3.5 horas. El total de volumen desbordado es de 336 m<sup>3</sup> superando en 63 m<sup>3</sup> al análisis sin SUDS. Este volumen con SUDS es 18 veces más bajo en comparación al volumen desbordado por esta cámara en el proyecto original, donde el volumen desbordado fue de 6015 m<sup>3</sup>. La cámara n° 11 se desborda por 11 minutos que es el mismo tiempo de desborde que no este un SUDS instalado.

**Tabla 4.11 – Datos de las cámaras n° 2 Y 11, con jardín de lluvia y sin SUDS.**

	Node Flooding		Maximum Rate CMS	Hour of Maximum Flooding	Total Flood Volume 10 <sup>6</sup> ltr
	Node	Hours Flooded			
SIN SUDS	2	0.36	0.404	12:10	0.273
	11	0.18	0.105	12:10	0.036
CON SUDS JARDÍN	2	0.36	0.440	12:10	0.336
	11	0.18	0.105	12:10	0.037

En conclusión:

- Estos resultados reflejan que la implementación del SUDS jardín de lluvia, no tuvo ningún efecto en la reducción de los volúmenes de entrada al colector por la cámara n°2, ya que, se mantuvieron los volúmenes desbordados y el mismo tiempo de desborde.

• **Modificación del SUDS Jardín de Lluvia.**

Se modificará las dimensiones del jardín de lluvia para reducir los volúmenes de entrada en la cámara n° 2, así evitar colapso del colector y anegamiento en la superficie.

✓ **Propuesta:**

Se propone alargar el ancho de 5 a 6 m y la altura de la berma de 200 a 400 mm, se proponen estas dimensiones, ya que, una de las dos variables de diseño del jardín de lluvia es el volumen de almacenamiento que tenga en la superficie, la otra variable es el tipo de suelo la cual no va ser modificada manteniéndose constante.

✓ Resultado:

En la figura 4.27, se muestran los hidrogramas de entrada y de salida de la cuenca SUDS jardín de lluvia modificado. El hidrograma de salida (línea color verde) se redujo considerablemente con los cambios de sección del jardín, alcanzando un máximo caudal de  $0.38 \text{ m}^3/\text{s}$  en comparación a los  $1.1 \text{ m}^3/\text{s}$  del jardín de lluvia sin modificación.

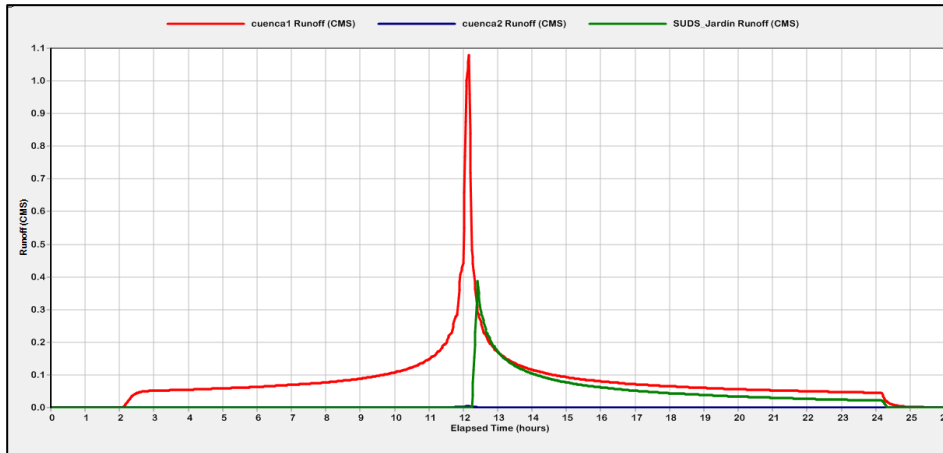


Figura 4.27 – Hidrogramas de entrada y de salida de la cuenca SUDS jardín de lluvia modificado.

En la figura 4.28, se muestra el hidrograma de entrada en la cámara n° 2, el cual contiene dos máximos. El primer peak corresponde a la escorrentía superficial producida por la cuenca 3 teniendo un máximo de  $0.76 \text{ m}^3/\text{s}$ . El segundo peak corresponde a la escorrentía superficial producida por la cuenca SUDS jardín de lluvia modificado con un máximo de  $0.37 \text{ m}^3/\text{s}$ , logrando un desfase en la ocurrencia de los máximos. Entonces se muestra del gráfico que la escorrentía superficial producida por la cuenca SUDS jardín de lluvia modificada, no tiene injerencia en el colapso y anegamiento de la cámara n° 2.

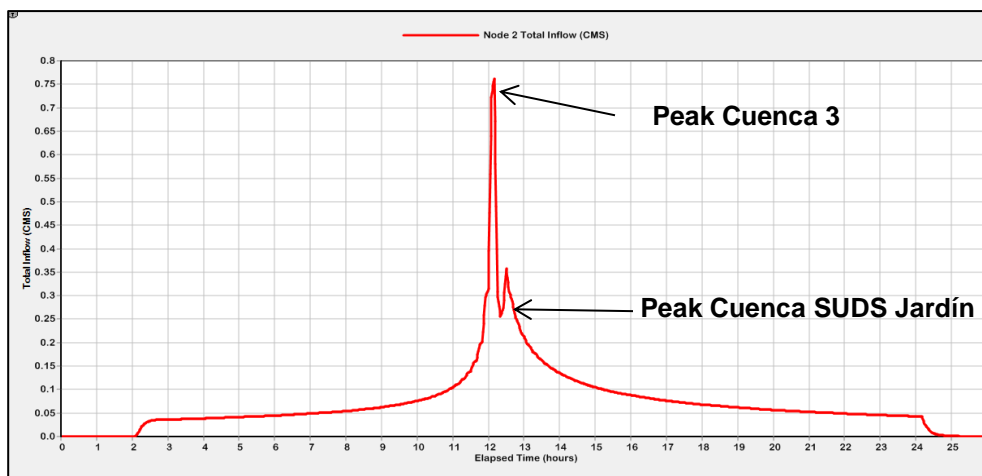


Figura 4.28– Hidrograma de entrada en la cámara n° 2, con dos máximos caudales.

En la tabla 4.12, se entregan los resultados de anegamiento de las cámaras n° 2 y 11, los datos son ocasionados por la escorrentía superficial de la cuenca 3.

**Tabla 4.12 – Datos de las cámaras n° 2 y 11, en jardín de lluvia modificado.**

Node Flooding				
Node	Hours	Maximum	Hour of	Total
	Flooded	Rate	Maximum	Flood
		CMS	Flooding	Volume
10^6 ltr				
2	0.14	0.168	12:10	0.059
11	0.10	0.105	12:10	0.028

- **Análisis del jardín de lluvias con simulación continua de precipitaciones.**

Procederemos a analizar el SUDS Jardín de Lluvia Modificado, con los registros continuo de precipitaciones de la estación meteorológica Rodelillo/Valparaíso, (Figura 4.14).

➤ **Resultados**

Se hará un resumen de los resultados obtenidos, los datos completos de la simulación continua serán mostrados en el anexo.

- ✓ **Altura de agua en la superficie**

De la figura 4.29, se aprecia que durante el periodo de la simulación continua la altura del agua almacenada en la superficie alcanza un máximo de 202 mm, muy por debajo del límite de 400 mm de la berma del diseño del jardín de lluvia modificado. Altura máxima alcanzada ocurrió el 11 de Junio, el total de precipitación del periodo de lluvia fue de 51.4 mm, la intensidad máxima del periodo fue de 37.6 mm/hr.

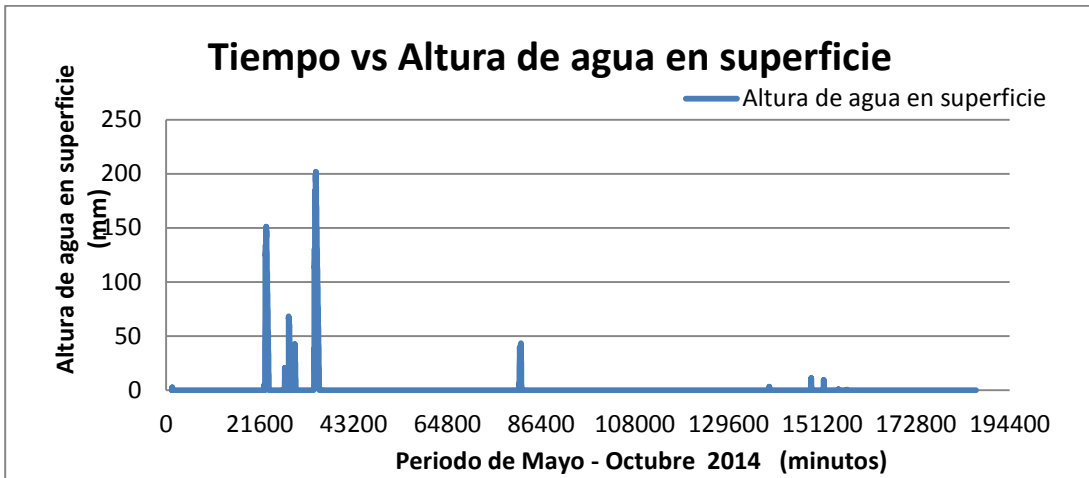


Figura 4.29 - Gráfico de Tiempo vs Altura de agua en superficie de jardín de lluvia, con simulación continua.

La permanencia máxima de agua de lluvia en la superficie del jardín de lluvia fue de 21 horas (1260 minutos).

En conclusión:

- Por los resultados entregados por SWMM 5.1, con simulación continua y con evaporación, las dimensiones del nuevo jardín de lluvia están sobredimensionadas.

#### ✓ Escorrentía superficial

Por las dimensiones del nuevo jardín de lluvia modificado, no se registra escorrentía superficial, en la figura 4.30 se muestran solamente los hidrograma de entrada de la cuenca 1 (línea de color rojo) en la cuenca SUDS jardín, el hidrograma de salida no se produce, quedando toda la escorrentía almacenada, luego infiltrada de las cuencas 1 y 2.

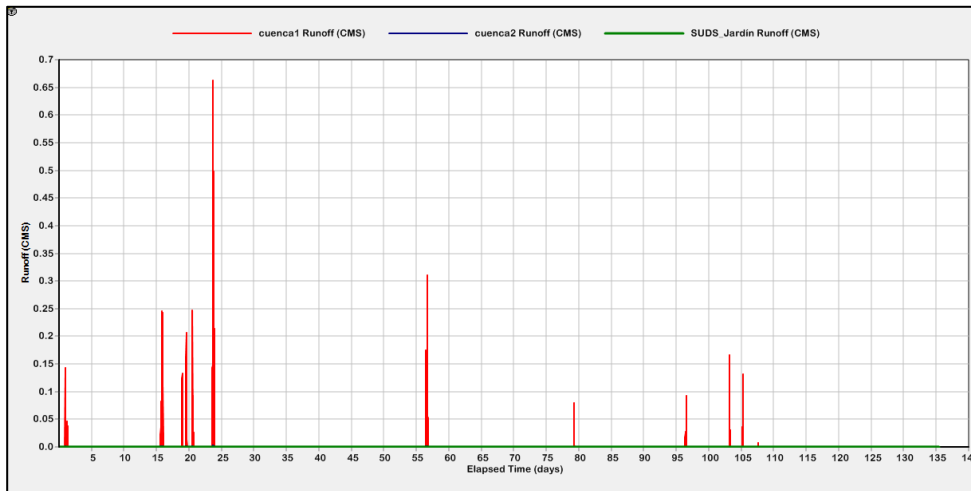


Figura 4.30 – Hidrogramas de entrada y de salida de la cuenca SUDS jardín, con simulación continua.

Los hidrogramas de entrada producidos por la cuenca 1, muestran un máximo caudal de  $0.67 \text{ m}^3/\text{s}$ . Por lo tanto en todo el periodo de simulación continua, la escorrentía superficial producida por la cuenca 3 es la que ingresa al colector Lusitania.

✓ **Análisis del perfil longitudinal**

En la figura 4.31, se muestra el perfil longitudinal del colector Lusitania, simulado con registro continuo de precipitaciones, donde se aprecia que el colector no entra en carga ni se aprecian cámaras anegadas. Este análisis con simulación continua, muestra que la implementación del SUDS jardín de lluvia modificado en la cuenca 2, tiene el efecto de almacenar por completo las escorrentías de las cuencas 1 y 2. Lo más importante, como se aprecia en la figura 4.30, la escorrentía entrante por la cámara 2 no produce colapso de la cámara ni anegamiento en la superficie.

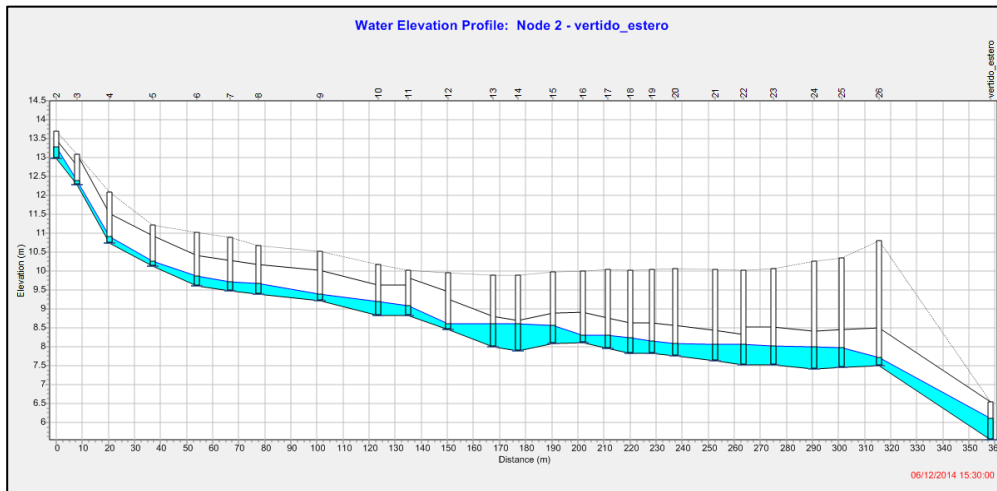


Figura 4.31– Ventana de resultados, del perfil longitudinal del colector Lusitania sin entrar en carga, con simulación continua.

✓ **Hidrograma de entrada en cámara n° 2**

La escorrentía superficial producida por la cuenca 3, no produce anegamiento en la cámara 2, se muestra en la figura 4.32, los hidrogramas de entrada en la cámara 2, el caudal máximo de entrada es de 0.47 m<sup>3</sup>/s.

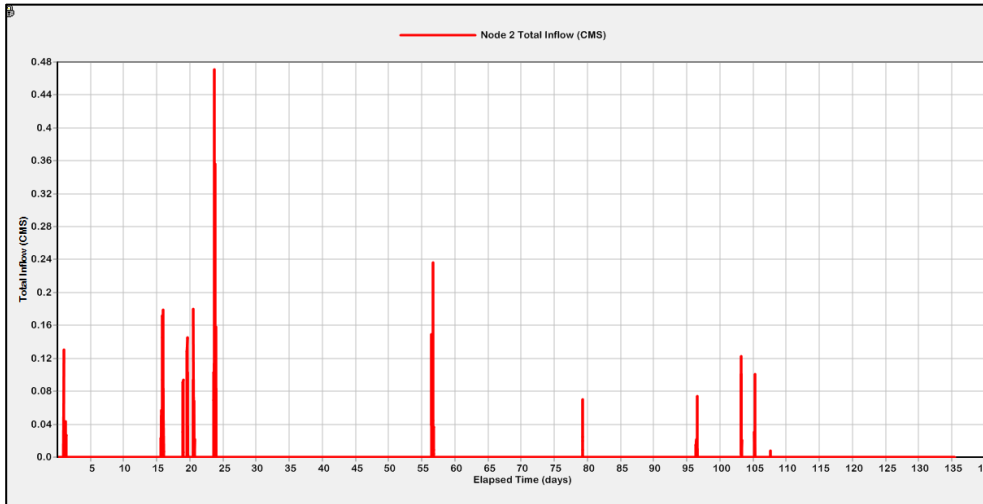


Figura 4.32 – Hidrogramas de entrada en cámara 2 del colector Lusitania, con simulación continua.

#### 4.3.4.3 SUDS Zanja de Infiltración

- **Diseño de la zanja de Infiltración**

Se procederá al diseño de la zanja de infiltración con relleno granular.

- **Profundidad de la zanja**

Se enfatiza que la zanja de infiltración debe capturar e infiltrar por lo menos el volumen de captura considerando el área impermeable que drena a ellos.

El área impermeable aportante para la zanja de infiltración es de 66550 m<sup>2</sup>.

**Ecuación 4.6 - Volumen de Captura para zanja de infiltración**

$$Vc = \left( \frac{Pb}{1000} \right) * At$$

$$Vc = 1198 \text{ m}^3$$

El volumen de captura para la zanja de infiltración es de 1198 m<sup>3</sup>.

Dónde:

Vc : volumen de captura (m3).

Pb : precipitación base de la zona climática (mm)

At : área total impermeable (m2).

Debido que la zanja debe contener un material granular, este ocupa volumen. Por lo tanto se calcula un nuevo volumen de captura, el cual va a corresponder a él volumen original por la porosidad del material granular, la porosidad de la grava es 0.3.

Entonces el nuevo volumen de captura a ocupar es de:

$$V_{\text{captura}} = 3993 \text{ m}^3$$

La precipitación base corresponde a 18 mm, de la ciudad Viña del Mar, zona climática macrozona mediterránea costera.

El área de la zanja de infiltración va ser de: 4610 m<sup>2</sup>.

La profundidad de la zanja de infiltración va ser:

**Ecuación 4.7 – Fórmula de profundidad de zanja**

$$h_{\text{profundidad}} = \frac{\text{Volumen de captura}}{\text{Área de la zanja}}$$

$$h_{\text{profundidad}} \approx 1 \text{ m}$$

Dónde:

Vc : volumen de captura (m3).

At : área total impermeable (m2).

La profundidad de la zanja de infiltración va ser 1 m y su ancho de 3 m.

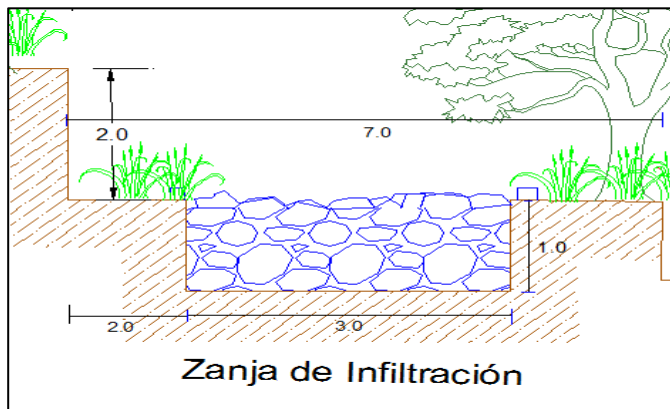


Figura 4.33 – Esquema de zanja de infiltración a analizar

La zanja en su superficie no tendrá bermas en sus costados para facilitar el ingreso de la escorrentía. En la figura 4.34, se muestran las propiedades de la superficie de la zanja de infiltración ingresadas en SWMM 5.1.

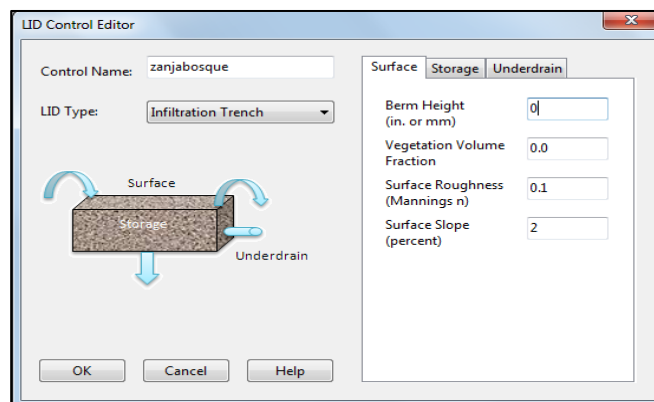


Figura 4.34 – Ventana de datos, propiedades de la superficie de la zanja de infiltración.

#### ➤ Espesor de la capa de almacenamiento

Esta capa de almacenamiento tendrá un espesor de 100 cm y tendrá las mismas propiedades que de la capa de almacenamiento descrito anteriormente en el capítulo 3. En la figura 4.35, se muestran las propiedades de la capa de almacenamiento de la zanja de infiltración ingresadas en SWMM 5.1.

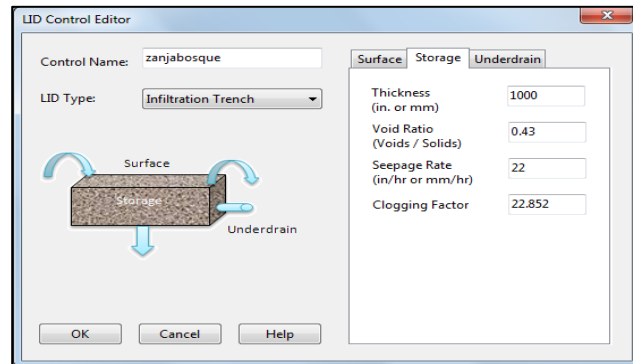


Figura 4.35 – Ventana de datos, propiedades de la capa de almacenamiento de la zanja de infiltración.

La zanja de infiltración no tendrá desagüe de descarga (*Underdrain*), en la capa de almacenamiento.

- **Análisis de la zanja de infiltración con tormenta de diseño**

Se procede a analizar el SUDS zanja de infiltración, con las mismas condiciones del proyecto original, la precipitación va a corresponder a la tormenta de diseño, diseñada con el registro de precipitaciones anuales de la estación meteorológica de la Universidad Técnica Federico Santa María, (Figura 4.14).

- **Resultados**

Se hará un resumen de los resultados obtenidos, los datos completos obtenidos de la simulación serán mostrados en el anexo.

- ✓ **Volumen unitario**

En la figura 4.36, se aprecia que la zanja de infiltración comienza a desbordarse en el minuto 620 (10:20 horas).

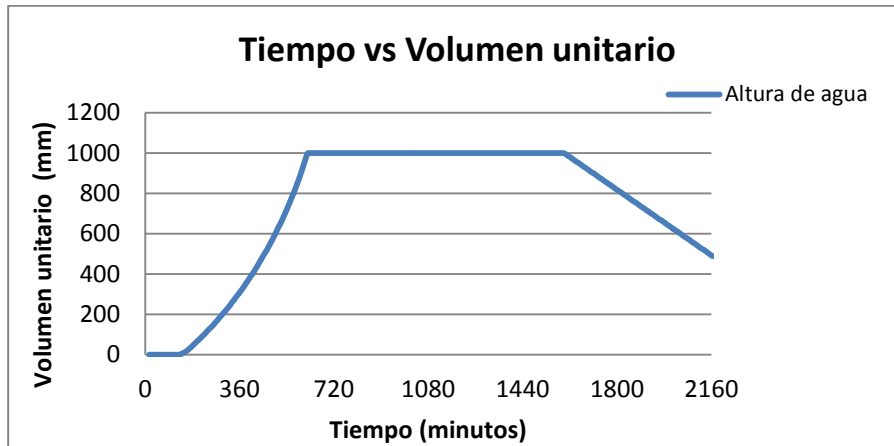


Figura 4.36 - Gráfico de Tiempo vs Volumen unitario, zanja de infiltración, con tormenta de diseño

✓ **Escorrentía superficial**

En la figura 4.37, se observa la escorrentía superficial que es producida por la cuenca SUDS zanja, alcanzando un máximo de escorrentía de 387 mm/hr.

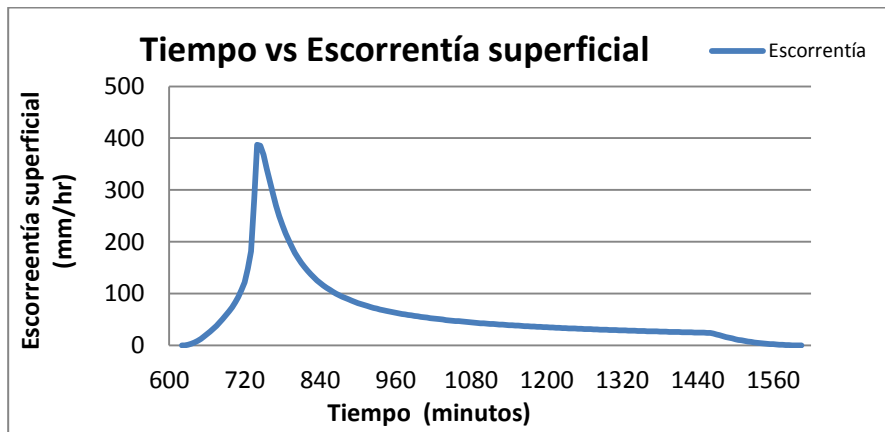


Figura 4.37 - Gráfico de Tiempo vs Escorrentía superficial en zanja de infiltración, con tormenta de diseño.

En la figura 4.38, se muestran los hidrogramas de entrada y de salida de cuenca SUDS zanja. El hidrograma de entrada producido por la cuenca 1 (línea de color rojo), teniendo un caudal máximo de  $1.08 \text{ m}^3/\text{s}$ . El hidrograma de entrada producido por la cuenca 2 (línea de color azul), no se aprecia en el gráfico por producir una escasa escorrentía que logra un máximo de  $0.01 \text{ m}^3/\text{s}$ . El hidrograma de salida producido por la cuenca SUDS zanja (línea de color verde), tiene un desfase de 20 minutos con respecto al hidrograma de entrada de la cuenca 1, alcanzando un máximo de  $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

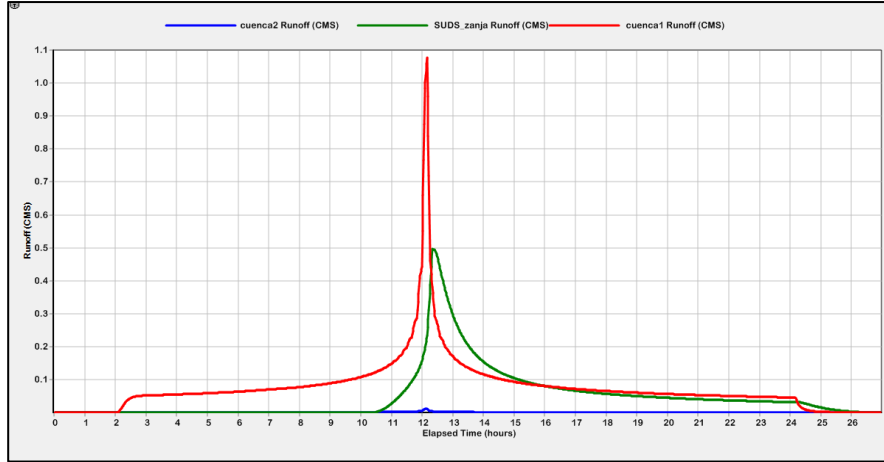


Figura 4.38 – Hidrogramas de entrada y de salida de la cuenca SUDS zanja, con tormenta de diseño.

✓ **Análisis del perfil longitudinal**

El perfil longitudinal del colector Lusitania entra en carga en casi todo los tramos y además se produce colapso y anegamiento de las cámaras 2 y 11, se asemeja a la misma situación anteriormente descrita en el proyecto original sin la implementación de SUDS (figura 4.33).

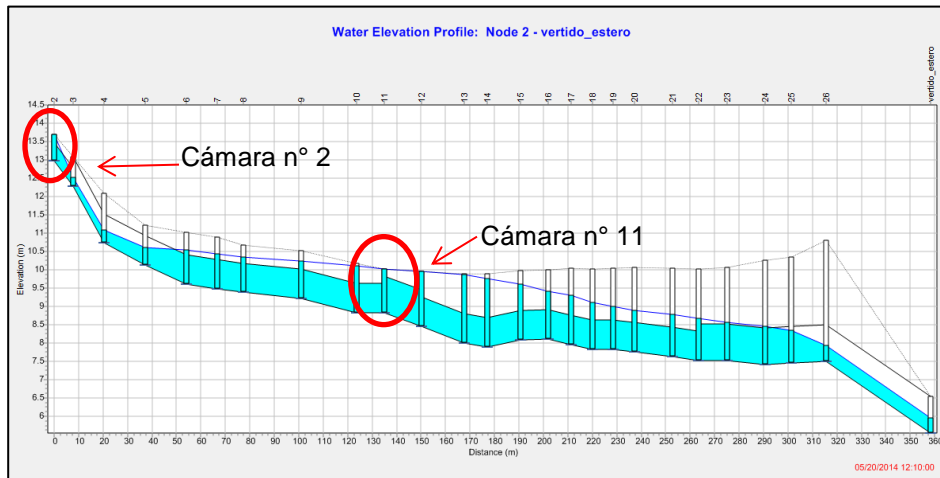


Figura 4.39 – Ventana de resultados, del perfil longitudinal del colector Lusitania, zanja de infiltración con tormenta de diseño.

✓ **Cámara n° 2 y 11.**

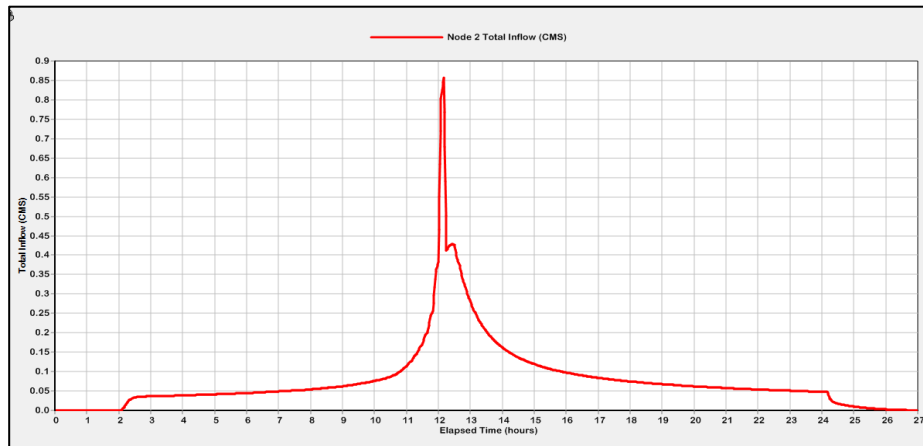
La cámara n° 2 se desborda por 0.17 horas (10 minutos), el volumen total desbordado es de 109 m<sup>3</sup> que es un 1% del volumen total desbordado por esta cámara en el proyecto original que fue de 6015 m<sup>3</sup>. La cámara n° 11 se desborda por 0.12 horas (7 minutos), el volumen total desbordo es de 32 m<sup>3</sup> que es un 0.5% del volumen total desbordado por esta cámara en el proyecto original que fue de 6011 m<sup>3</sup>.

El SUDS zanja de infiltración logro reducir a la mitad el volumen desbordado por la cámara n° 2 en comparación con el análisis de sin SUDS, lo que significa que el propósito de reducir los caudales máximos esta cumplido. El objetivo es que la escorrentía producida que llega al colector no provoque anegamiento a la población.

**Tabla 4.13 – Tabla de datos de las cámaras anegadas, zanja de infiltración con tormenta de diseño.**

	Node Flooding		Maximum Rate CMS	Hour of Maximum Flooding	Total Flood Volume 10 <sup>6</sup> ltr
	Node	Hours Flooded			
SIN SUDS	2	0.36	0.404	12:10	0.273
	11	0.18	0.105	12:10	0.036
CON SUDS ZANJA	2	0.17	0.262	12:09	0.109
	11	0.12	0.105	12:10	0.032

En la figura 4.40, se muestra el hidrograma de entrada en la cámara n° 2, el caudal máximo de entrada es de 0.86 m<sup>3</sup>/s producido por la cuenca 3, en el gráfico se aprecia que el hidrograma presenta un segundo máximo de 0.43 m<sup>3</sup>/s que es producido por la cuenca SUDS zanja.



**Figura 4.40– Hidrograma de entrada en la cámara 2 en zanja de infiltración, con tormenta de diseño.**

- **Modificación del SUDS zanja de infiltración.**

Se modificará las dimensiones de la zanja de infiltración para reducir los volúmenes de entrada en la cámara n° 2, así evitar colapso del colector y anegamiento en la superficie.

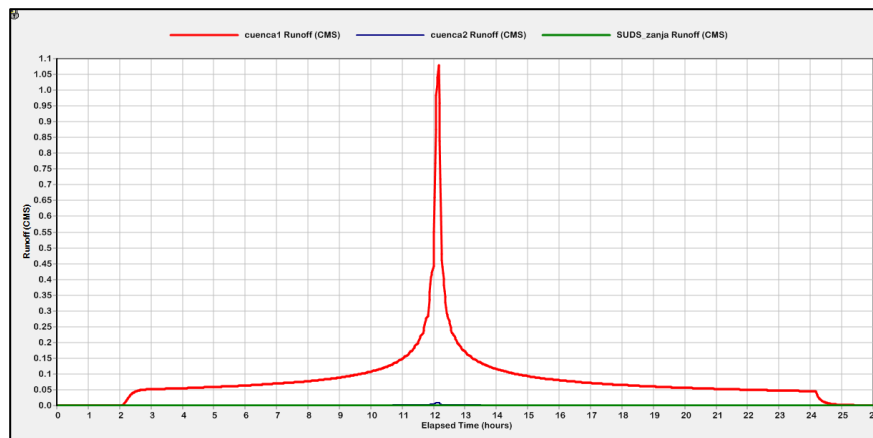
- ✓ **Propuesta:**

Se propone alargar el ancho de la zanja de 3 a 4 m y profundizar la zanja de 1000 a 3000 mm, se proponen estas dimensiones, ya que, la variable de diseño de la zanja de infiltración es la capacidad de almacenaje de la capa de almacenamiento (*storage*).

- ✓ **Resultado:**

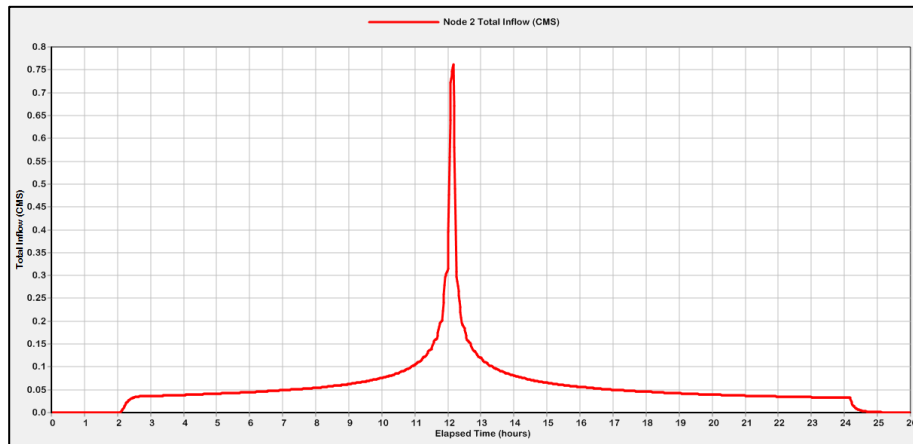
En la figura 4.41, se muestran los hidrogramas de entrada y de salida de la cuenca SUDS zanja de infiltración modificada. El hidrograma de salida de la cuenca SUDS zanja de infiltración modificada (línea color verde) se aprecia que no existe, por lo tanto toda la escorrentía superficial producida por las cuencas 1 y 2 es almacena e infiltrada en el lecho de la zanja. El caudal máximo de la zanja sin modificar era de 0.5 m<sup>3</sup>/s.

Por lo tanto la modificación de la zanja dio los resultados óptimos, en reducir a cero los volúmenes producido por la cuenca SUDS zanja.



**Figura 4.41 – Hidrogramas de entrada y de salida de la cuenca SUDS Zanja, zanja de infiltración modificada.**

En la figura 4.42, se muestra el hidrograma de entrada a la cámara n° 2, hidrograma producido solamente por la cuenca 3, es el mismo hidrograma producido por la cuenca 3 en la simulación con SUDS jardín de lluvia modificada. Alcanzando un máximo caudal de 0.77 m<sup>3</sup>/s en la hora 12:10 de simulación.



**Figura 4.42– Hidrograma de entrada a la cámara n° 2, producido por la cuenca 3, con SUDS zanja de infiltración modificada.**

Las cámaras n° 2 y 11 (tabla 4.14), presentan problemas de anegamiento por 0.14 y 0.10 horas respectivamente, volúmenes desbordados de 59 y 28 m<sup>3</sup> respectivamente. La escorrentía superficial es producida solamente por la cuenca 3, estos datos son los mismos obtenidos en la simulación del jardín de lluvia modificado, en ambas simulaciones se redujo el volumen producido por la cuenca SUDS a un valor que solamente la cuenca 3 afecta el rendimiento del colector.

**Tabla 4.14 – Datos de la cámara n° 2, con caudal de entrada producido por cuenca 3.**

Node Flooding				
Node	Hours	Maximum Rate CMS	Hour of Maximum Flooding	Total Flood Volume 10 <sup>6</sup> ltr
	Flooded			
2	0.14	0.168	12:10	0.059
11	0.10	0.105	12:10	0.028

- **Análisis de la zanja de infiltración con simulación continua de precipitaciones.**

Procederemos a analizar el SUDS zanja de infiltración modificada, con los registros continuos de precipitaciones de la estación meteorológica Rodelillo/Valparaíso, (Figura 4.14).

### ➤ **Resultados**

Se hará un resumen de los resultados obtenidos, los datos completos de la simulación continua en zanja de infiltración serán mostrados en los anexos.

✓ **Volumen unitario**

Figura 4.43, se aprecia que la altura máxima alcanzada en la capa de almacenamiento de la zanja modificada es de 1000 mm, esta altura es un 1/3 de la profundidad total de la zanja modificada.

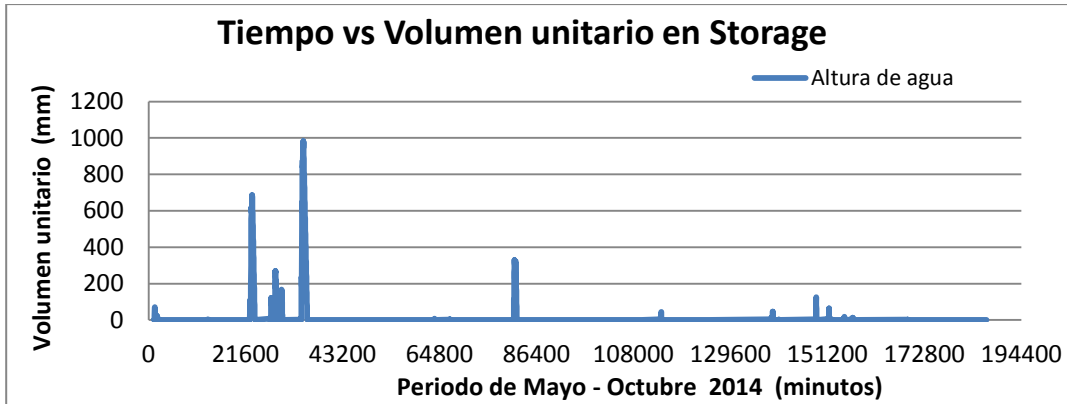


Figura 4.43 - Gráfico de Tiempo vs Altura de agua en cámara de almacenaje, zanja de infiltración modificada con simulación continua

Al analizar la zanja de infiltración modificada con simulación continua, se concluye que el nuevo diseño de la zanja está sobredimensionado.

✓ **Escorrentía superficial**

Como se apreció en el gráfico anterior, no se produce escorrentía superficial de la cuenca SUDS zanja modificada.

La zanja de infiltración modificada igual como en el análisis anterior con tormenta de diseño almacena e infiltra en su totalidad la escorrentía superficial producida por las cuencas 1 y 2.

En la figura 4.44, se muestra los hidrogramas de entrada a la cuenca SUDS zanja y nula producción de escorrentía de esta cuenca.

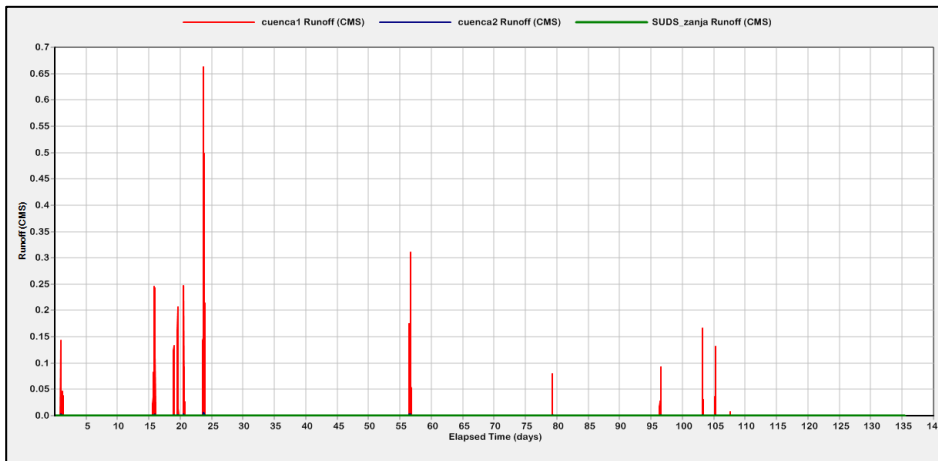


Figura 4.44– Hidrogramas de entrada y de salida de la cuenca SUDS zanja modificada con simulación continua.

✓ **Análisis del perfil longitudinal**

En la figura 4.45, se muestra el perfil longitudinal del colector Lusitania, simulado con registro continuo de precipitaciones, para el día 11 de junio el agua dentro del colector alcanza la altura máxima, donde se aprecia que el colector no entra en carga ni se aprecian cámaras anegadas.

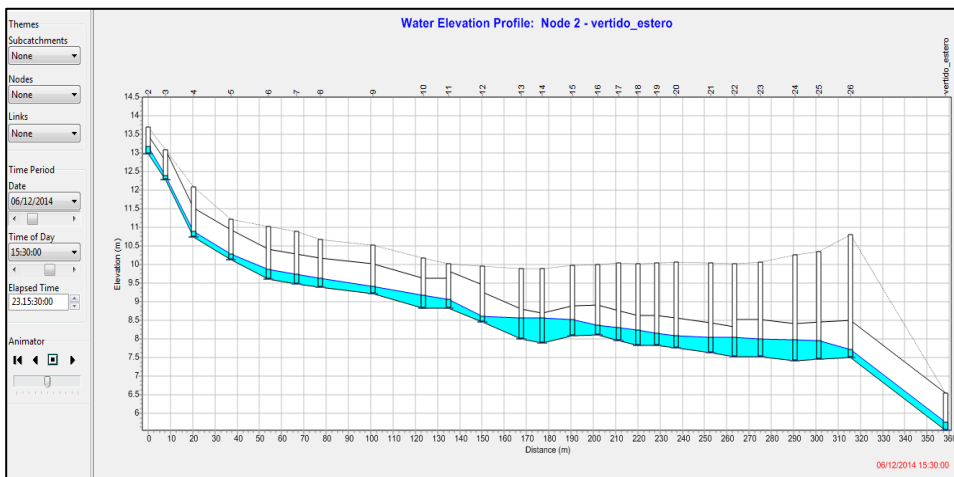


Figura 4.46 – Ventana de resultados, del perfil longitudinal del colector Lusitania, zanja de infiltración modificada, con simulación continua.

## ✓ Hidrograma de entrada en cámara 2

La escorrentía superficial producida por la cuenca 3, no produce anegamiento en la cámara 2, se muestra en la figura 4.46, los hidrogramas de entrada en la cámara 2, el caudal máximo de entrada es de 0.47 m<sup>3</sup>/s. Es el mismo escenario para la simulación continua con jardín de lluvia.

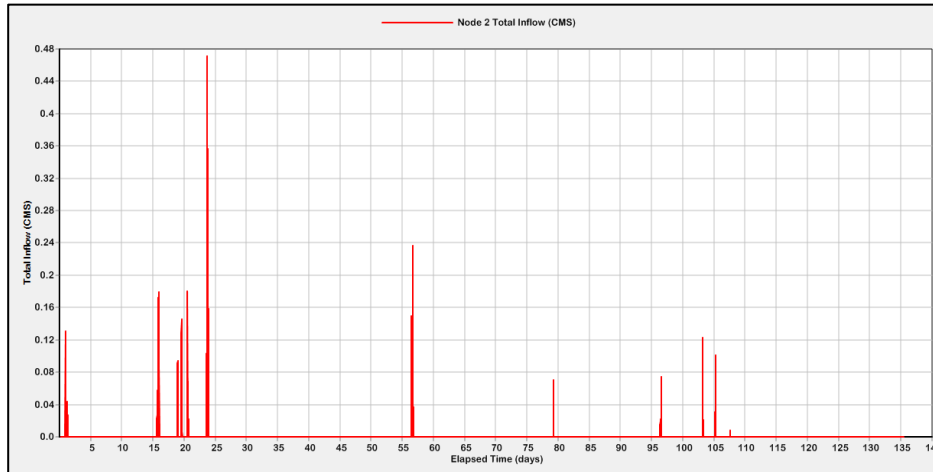


Figura 4.46 – Hidrogramas de entrada en la cámara n° 2, zanja de infiltración con simulación continua.

### 5.1.1 Conclusiones de la simulación continua.

En conclusión:

- Los SUDS implementados como solución al proyecto original, tuvieron el resultado esperado donde se redujeron los volúmenes máximos de escorrentía y el retardo de la ocurrencia de los máximos caudales, producido por la cuenca aportante Subarea 1. Para el caso de análisis con tormenta de diseño como con simulación continua.
- Los SUDS al ser analizados con tormenta de diseño, el mejor rendimiento lo tuvo el SUDS zanja de infiltración, ya que, al realizar un análisis en el colector Lusitania del anegamiento en la cámara n° 2 con la zanja de infiltración, el volumen desbordado es menor al desbordado con la implementación del jardín de lluvia y con menor tiempo de ocurrencia del evento.
- El área en estudio con la implementación de SUDS, al ser analizados con simulación continua de precipitaciones los resultados mostraron que no se produjeron problemas de carga en el colector Lusitania ni inundaciones de cámaras, por ende no se produjo anegamiento en la superficie.
- Se concluye que los SUDS modificados, modelados con simulación continua quedaron sobredimensionados.

# CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

## 5.1 Conclusiones

1. Las recomendaciones realizadas por el Manual de Drenaje Urbano no son tan certeras en el diseño de SUDS, debido a que al diseñar y dimensionar los SUDS solamente con el manual estos presentan deficiencias en su capacidades de almacenaje.
2. Para el caso del SUDS jardín de lluvia, se concluye que la metodología de diseño utilizada por el Manual de Drenaje Urbano es simplista, debido que el diseño principal del jardín de lluvia es la capacidad de almacenaje tanto en su superficie como en la capa de almacenamiento y al realizar la modelación en SWMM 5.1 se necesitan mayor cantidad de datos, como por ejemplo, las propiedades de la capa de suelo natural donde se evaluó que la mayor injerencia la tiene la conductividad hidráulica, a mayor conductividad mayor va ser la infiltración del agua almacenada en la superficie.  
A demás el jardín de lluvia fue diseñado y dimensionado para captar toda la escorrentía producida por los techos de la urbanización y el análisis realizado muestra que el jardín se desborda por 15 minutos.
3. Para el caso del SUDS zanja de infiltración, se concluye que igual como en el SUDS jardín de lluvia el diseño utilizado por el Manual de Drenaje Urbano es básico, y al realizar la modelación en SWMM 5.1 la capacidad de almacenaje de la zanja fue sobrepasada produciendo escorrentía, a la mitad de la simulación la zanja se encontraba con su capacidad máxima, en el manual se dimensiono la zanja para que almacenara e infiltrara toda la escorrentía superficial producida por el centro comercial. Se deben considerar las propiedades del material granular a utilizar, ya que con índice de vacíos mayores la zanja va tener más capacidad de almacenaje.
4. Para el caso del SUDS canal vegetativo, se concluye que la metodología de diseño utilizada por el Manual de Drenaje Urbano es adecuada, ya que el canal vegetativo modelado con los tres periodos de retorno cumplen con lo propuesto en el manual de transportar e infiltrar los caudales producidos por la autopista. Solamente para el caso de diseño con periodos de retorno de 2 y 10 años las alturas máximas del caudal no cumplen con los criterios de diseño del ejemplo.
5. Para el caso del SUDS estanque de almacenamiento y laguna de almacenamiento, se concluye que la metodología de diseño utilizado por el Manual de Drenaje Urbano no es adecuada, debido que no se cumple con el diseño al ser modelados por SWMM 5.1, el vertedero de seguridad fue diseñado para ser utilizado para crecidas de 100 años, pero con el análisis se visualizó que el vertedero de seguridad comienza a funcionar con lluvias más frecuentes ( $T= 10$  años), la permanencia del tiempo del agua dentro del estanque y laguna fue por más de 84 horas, donde el diseño lo estipulaba que como máximo debería permanecer por 40 horas en el caso del estanque de almacenamiento. Pero los dos SUDS cumplen con reducir y retardar los volúmenes de escorrentía producidos por las cuencas aportantes respectivamente.

6. En conclusión los cinco SUDS analizados con SWMM 5.1, presentaron deficiencias en diseño y dimensionamiento.
7. En conclusión los SUDS analizados cumplen el objetivo general de los sistemas de drenaje urbano, que es reducir y retardar los volúmenes de escorrentía producidos por cuencas aportantes.
8. La incorporación de los SUDS, en el último tiempo da cuenta de la preocupación de mitigar o reducir los impactos de la urbanización y devolver a la cuenca sus características hidrológicas iniciales [14]. Los SUDS se utilizan para tormentas más frecuentes, donde el aporte de volúmenes escurridos a nivel anual es significativo con respecto del escurrimiento de eventos aislados.
9. La simulación continua es un método eficaz para el diseño de sistemas de drenaje urbano de aguas lluvias, el cual presenta ventajas en relación a los métodos tradicionales que recurren a la simulación por eventos.  
Con la simulación continua se concluye que al realizar un análisis de una cuenca previo a la urbanización, con el método de tormentas de diseño se enfoca en el transporte de aguas lluvias, favoreciendo las soluciones de redes de colectores dimensionadas para tormentas poco frecuentes. Otros objetivos como almacenamiento, infiltración, evaporación, transporte y tratamientos de aguas lluvias permiten el recambio y almacenaje de las cuencas, no pueden ser abordados por el método de tormentas de diseño.
10. Los resultados demuestran que la simulación continua de precipitaciones es el mejor método para el análisis y diseño de Sistemas Urbanos de Drenaje.

## 5.2 Comentarios

1. Este estudio logró cumplir con los objetivos planteados. Se pudo contrastar y evaluar los métodos de dimensionamientos de los SUDS sugeridos en el Manual de Drenaje Urbano con la modelación numérica de SWMM 5.1. Se aplicó en los SUDS analizados, para mejorar las metodologías utilizadas por el Manual. Se realizaron las modelaciones de los cinco SUDS en SWMM 5.1. Se analizaron los resultados obtenidos y se realizó conclusiones. Las propuestas de diseño del manual se lograron evaluar frente a una simulación continua de precipitación.
2. Se recomienda la utilización del programa SWMM 5.1, como respaldo en el diseño, dimensionamiento y análisis de los SUDS.

## Referencias Bibliográficas

- [1] Perales Momparler, Sara (2008). “*Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS)*”, Expo Zaragoza 2008.
- [2] Bayon et al. (2010). “*Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible. SUDS*”, GITECO (Grupo de Investigación de Tecnología de la Construcción), Escuela de Caminos, Canales y Puertos de Santander. Universidad de Cantabria.
- [3] Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (1996). *Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos. Guía de Diseño*. Gobierno de Chile.
- [4] Dirección de Obras Hidráulicas. (2013). *Manual de Drenaje Urbano*. Ministerio de Obras Públicas, Gobierno de Chile.
- [5] García, E (2011). “*Control de Escorrentías Urbanas Mediante Pavimentos Permeables: Aplicación en Climas Mediterráneos*”, Título del Trabajo Fin de Máster, Máster en Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Universitat Politècnica de Valencia, España.
- [6] James, Rob (2012). “*Modeling LIDs using PCSWMM and EPA SWMM 5*”.
- [7] Página web , [www.dga.cl](http://www.dga.cl)
- [8] Concha, R. (2008). “*Análisis de cuencas Urbanas mediante EPA SWM 5.0*”, del libro “Curso de Hidrología Urbana”, Universitat Politècnica de Catalunya, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental.
- [9] Concha, R (2014). “*Curso de Modelación de Cuencas Urbanas con SWMM 5*”, Universidad de Valparaíso, Chile, Noviembre de 2014.
- [10] Rossman, Lewis A (2010). “*Modeling Low Impact Development Alternatives with SWMM*”.
- [11] McCutcheon, Matthew (2013). “*SWMM5 LID Control for Green Infrastructure Modeling*”
- [12] Página web, <http://www.malvern.org>
- [13] Página web, <http://www.deldot.gov>
- [14] Aranda, R. (2009). “*Simulación Continúa de Lluvia para el Diseño de Sistemas de Drenaje Urbano*”, Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile.
- [15] Lumb, A.M. & James L.D. (1976). “*Runoff Files for Flood Hydrograph Simulation*”. Journal Hydraulics Division ASCE, 102 (HY10), 1515-1531.

[16] Huber, W.C. (1986). "*Modeling Urban Runoff Quality: State-of-the-Art*". Engineering Foundation Conference ASCE (pp 34-48). New York, USA.

[17] Página web, [http://www.meteochile.gob.cl/agrometeorologia/agro\\_publicaciones.php](http://www.meteochile.gob.cl/agrometeorologia/agro_publicaciones.php)

## **ANEXOS**

Los anexos se adjuntaron en el cd.