



**ESTUDIO HIDROLÓGICO COMPLEMENTARIO EN LA CUENCA
ALTA DE LA QUEBRADA DE CALLE "MACHO MADRIGAL",
SANTA ANA
INFORME FINAL**



*1905C14-S-001-DOC-REVO
Junio de 2019*

PREFACIO

Participaron en la elaboración del presente Informe los siguientes profesionales:

Ing. María José Chacón Rodríguez
Hidrología, Hidráulica

Ing. José Pablo Porras Velázquez, Dr.-Ing.
Profesional Responsable
IC-9300
Cédula 1-948-740

Control revisiones de documento					
Número de revisión	Fecha	Elaboró	Revisó	Aprobó	Descripción de cambios
0	17/06/19	M. Chacón	P. Porras	O. Jiménez	Emitido para entrega

ÍNDICE

	Página
PREFACIO.....	I
ÍNDICE.....	II
1. INTRODUCCIÓN.....	4
2. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	6
2.1 ANTECEDENTES.....	6
2.2 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	6
2.3 CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA DE LA QUEBRADA SIN NOMBRE.....	7
2.3.1 <i>Delimitación de la cuenca y caracterización morfométrica</i>	7
2.3.2 <i>Uso y cobertura del suelo</i>	11
2.3.3 <i>Caracterización climática</i>	12
3. ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO.....	14
3.1 ESTIMACIÓN DE INTENSIDADES MÁXIMAS DE LLUVIA PARA DISEÑO.....	14
3.2 ESTIMACIÓN DE CAUDALES EN EL SITIO DE CONEXIÓN AL SISTEMA PLUVIAL Y EN EL SITIO DE CONFLUENCIA... 19	19
3.3 COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE ESTIMACIÓN DE CAUDALES CON EL ESTUDIO HIDROLÓGICO DE IMNSA (2018) 23	23
4. MODELADO HIDRÁULICO DEL SISTEMA PLUVIAL EXISTENTE EN LA CALLE MACHO MADRIGAL 27	27
4.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO HIDRÁULICO.....	27
4.2 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS, CONDICIONES HIDRÁULICAS Y DE CONTORNO DEL MODELO.....	28
4.3 NIVELES DE AGUA OBTENIDOS PARA EL CAUDAL CON PERÍODO DE RETORNO DE 50 AÑOS, CONDICIÓN ACTUAL 31	31
5. PROPUESTAS PARA LA REDUCCIÓN DEL CAUDAL PICO EN EL PUNTO DE CONEXIÓN AL SISTEMA PLUVIAL DE LA CALLE MACHO MADRIGAL.....	33
5.1 ESCENARIO DE DETENCIÓN Y ALMACENAMIENTO DE LA ESCORRENTÍA PRODUCTO DEL ÁREA DE LA PARTE ALTA DE LA CUENCA.....	33
5.2 ESCENARIO DE ALMACENAMIENTO Y DETENCIÓN PLUVIAL EN LA PARTE BAJA DE LA CUENCA.....	37
5.2.1 <i>Identificación de posibles sitios de embalse</i>	38
5.2.2 <i>Delimitación de las subcuencas producto de la detención en el embalse</i>	38
5.2.3 <i>Cálculos de tránsito hidrológico y estimación de volumen de embalse requerido</i>	42
5.2.4 <i>Diseño de sitio preliminar de las opciones de embalse en la propiedad potencial identificada</i>	54
5.2.5 <i>Consideraciones técnicas y económicas de la factibilidad del embalse de detención</i> 56	56
6. MODELADO HIDRÁULICO DE LA PROPUESTA PLANTEDA POR IMNSA PARA EL NUEVO SISTEMA PLUVIAL DE LA CALLE MACHO MADRIGAL.....	58
6.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA PROPUESTO.....	58
6.2 ANÁLISIS HIDRÁULICO DEL SISTEMA PROPUESTO POR IMNSA.....	60
6.3 NIVELES DE AGUA OBTENIDOS PARA EL CAUDAL CON PERÍODO DE RETORNO DE 50 AÑOS PARA LA PROPUESTA DEL NUEVO SISTEMA PLUVIAL PLANTEADA POR IMNSA.....	61
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	63
8. REFERENCIAS.....	66

ANEXOS 68

1. INTRODUCCIÓN

El presente es un informe con los resultados del Estudio Hidrológico e Hidráulico para la cuenca alta de la quebrada sin nombre que discurre entubada en la zona urbana del cantón de Santa Ana, sector Río Oro, en el distrito Piedades, a lo largo de la zona identificada como Calle Macho Madrigal.

El estudio tiene como objetivo general estimar las condiciones hidrológicas de la cuenca y la capacidad de servicio del sistema pluvial existente y propuesto en la Calle Macho Madrigal. Como objetivos específicos se plantearon los siguientes:

- Revisión del estudio hidrológico de IMNSA (2018). Revisión de criterios hidrológicos empleados y de los caudales de diseño estimados en dicho estudio.
- Modelación hidrológica de la cuenca, con particular atención de su parte alta, donde se ubican los condominios Montaña del Sol y Hacienda Paraíso. La modelación hidrológica permitirá obtener hidrogramas de diseño a la entrada de las obras de encauzamiento en calle "Macho Madrigal" y en otros puntos de la microcuenca, mediante la aplicación de un modelo precipitación-escorrentía basado en hidrogramas unitarios.
- Estimación de volúmenes de detención requeridos para lograr una reducción de los caudales pico en la quebrada.
- Identificación de posibles sitios para llevar a cabo la detención y propuesta a nivel de anteproyecto de los almacenamientos requeridos.
- Revisión del diseño hidráulico de la propuesta de intervención actual, empleando el modelo SWMM y ajuste de la misma a los nuevos caudales que se puedan estimar en el presente estudio. Propuesta a nivel de anteproyecto de la intervención recomendada.

Para cumplir los objetivos anteriores, se realizaron las siguientes labores:

- Análisis hidrológico para la estimación de los caudales máximos instantáneos de diseño para 25, 50 y 100 años de período de retorno a través del método racional. Se derivaron intensidades máximas de precipitación para diferentes períodos de retorno (25, 50 y 100 años) a partir de curvas IDF disponibles en estaciones cercanas a la zona de estudio. La caracterización morfológica de la cuenca, así como sus condiciones actuales sirvieron de base para definir los parámetros de duración de la tormenta y coeficiente de escorrentía utilizados en el método racional. Como resultado de la aplicación del modelo a la cuenca de la Quebrada sin nombre se obtuvieron caudales instantáneos pico para los diferentes períodos de retorno (25, 50 y 100 años).

- Comparación de los valores obtenidos a partir del análisis hidrológico en el presente estudio con los presentados en el estudio hidrológico de IMNSA (2018), determinación del caudal pico de diseño más adecuado para el sistema pluvial de la Calle Macho Madrigal.
- Análisis hidráulico del tramo de estudio del sistema pluvial actual por el que discurre actualmente la quebrada sin nombre, mediante la aplicación del modelo hidráulico SWMM. El modelo se alimentó con la información geométrica y topográfica disponible facilitada por la Municipalidad de Santa Ana como insumo para elaborar el presente estudio. A partir de este análisis se determinó la capacidad actual del sistema. Esta capacidad se comparó con la obtenida por IMNSA (2018) y después de analizar los diferentes criterios utilizados se definió la capacidad base utilizada en el presente estudio.
- Estimación de volúmenes de detención requeridos para lograr una reducción de los caudales pico en la quebrada, de modo que se puedan trasegar mediante el sistema pluvial existente en la zona.
- Identificación de posibles sitios para llevar a cabo la detención, análisis de factibilidad de la posibilidad de obtener el volumen de almacenamiento requerido para lograr la reducción del caudal pico que entra al sistema pluvial.
- Análisis hidráulico de la propuesta de intervención del sistema pluvial presentada por IMNSA (2018), mediante la aplicación del modelo hidráulico SWMM. El modelo se alimentó con la información geométrica disponible en el informe de IMNSA (2018) facilitado por la Municipalidad de Santa Ana como insumo para elaborar el presente estudio y el caudal pico obtenido para cuenca.

En los siguientes capítulos se presentan los resultados de los análisis y las recomendaciones para mejorar la capacidad hidráulica del sistema pluvial de la quebrada sin nombre.

2. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

2.1 ANTECEDENTES

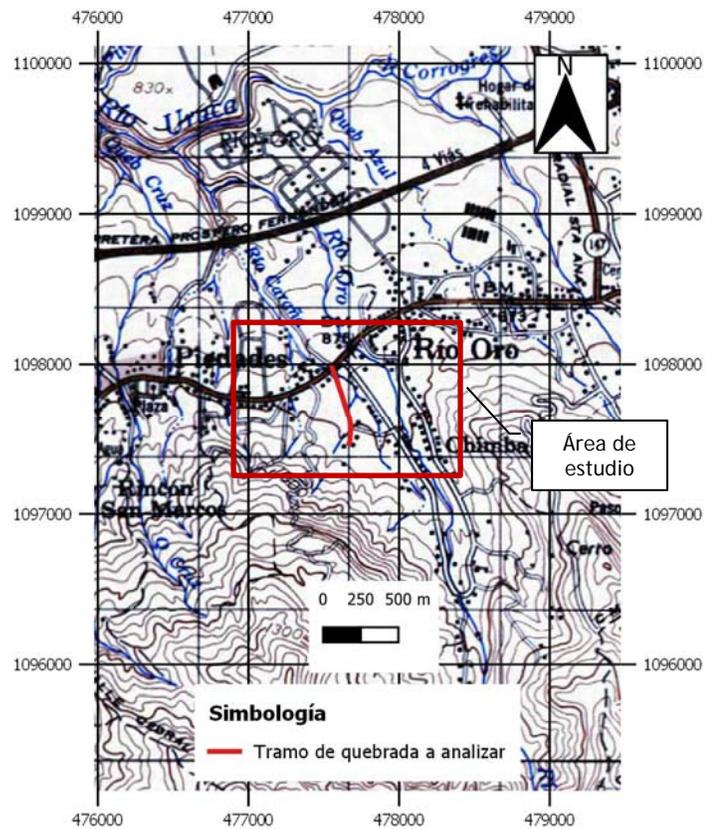
La quebrada sin nombre es un curso fluvial ubicado en el cantón de Santa Ana, San José, en el distrito de Piedades. La quebrada sin nombre es un afluente del río Caraña, el cual es un afluente del río Uruca, que a su vez forma parte de la cuenca del río Virilla. Se origina en las zonas altas del cantón de Santa Ana, en la zona donde se ubica el desarrollo Montaña del Sol, en las estribaciones del Cerro Pacuaca, a una elevación de 1400.00 msnm y discurre en dirección hacia el noreste. La quebrada tiene un pequeño afluente, también sin nombre, en su sector este.

En algún punto del pasado, previo al proceso de urbanización de la Calle Macho Madrigal, la quebrada sin nombre discurría en un cauce natural hasta su confluencia con la quebrada Caraña, en un punto varios cientos de metros aguas arriba de su confluencia actual con el río Caraña. Al inicio del proceso de urbanización del sector, hace más de 30 años, la quebrada y su pequeño afluente fueron entubadas y desviadas hacia un sistema colector pluvial instalado a lo largo de dicha calle hasta el río Caraña, que desfoga en un punto ubicado en las cercanías del puente vehicular sobre la ruta 121. Este proceso de entubamiento se realizó de una manera muy informal, de modo que no se tienen registros de las elevaciones, diámetros, materiales y longitudes de las tuberías utilizadas con ese fin. Actualmente, solo se cuenta con un levantamiento parcial del sistema, y realizar un levantamiento de campo de la red existente no es factible en la totalidad de la longitud, ya que muchos sectores de la tubería se encuentran en este momento debajo de casas de habitación y otras estructuras.

2.2 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El tramo de análisis de la quebrada para el presente estudio se definió, en su extremo aguas arriba, en la salida de una calle del sector sur de la calle Macho Madrigal; y en su extremo aguas abajo, en el punto de confluencia de la quebrada con el río Caraña, en la ruta 121 (Figura 2.1).

Figura 2.1. Ubicación del tramo de estudio a lo largo de la Quebrada sin nombre

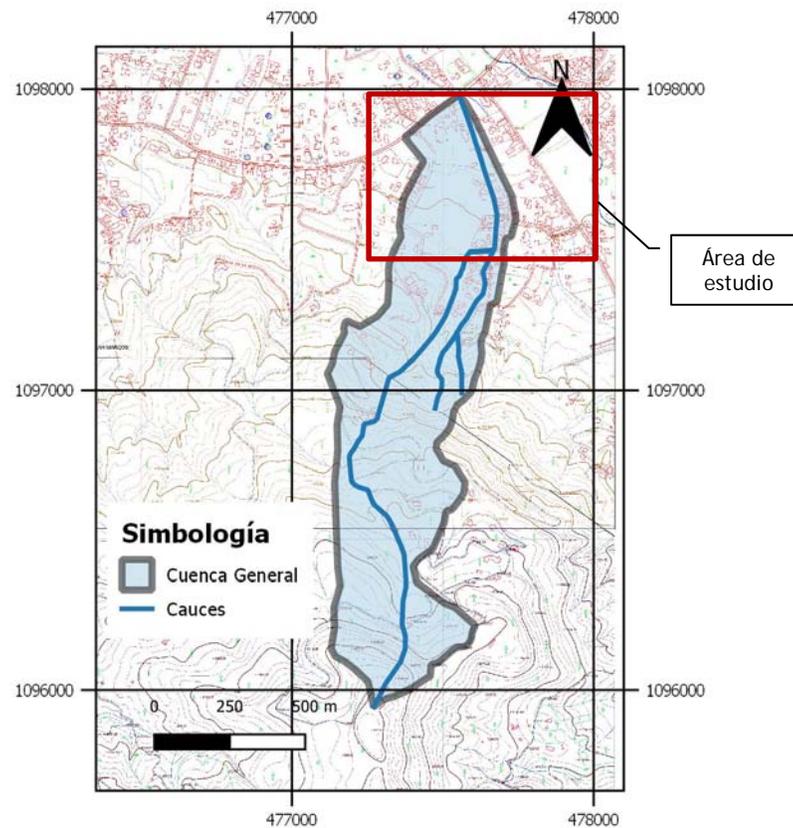


2.3 CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA DE LA QUEBRADA SIN NOMBRE

2.3.1 Delimitación de la cuenca y caracterización morfométrica

Con base en la cartografía 1:5000 del Sistema Nacional de Información Territorial (hojas 3345-I-SW-2, 3345-I-NW-22), se procedió a trazar la divisoria de aguas de la cuenca hidrográfica de la quebrada sin nombre, definida para el sitio donde se ubica el puente sobre la ruta 121 (Figura 2.2).

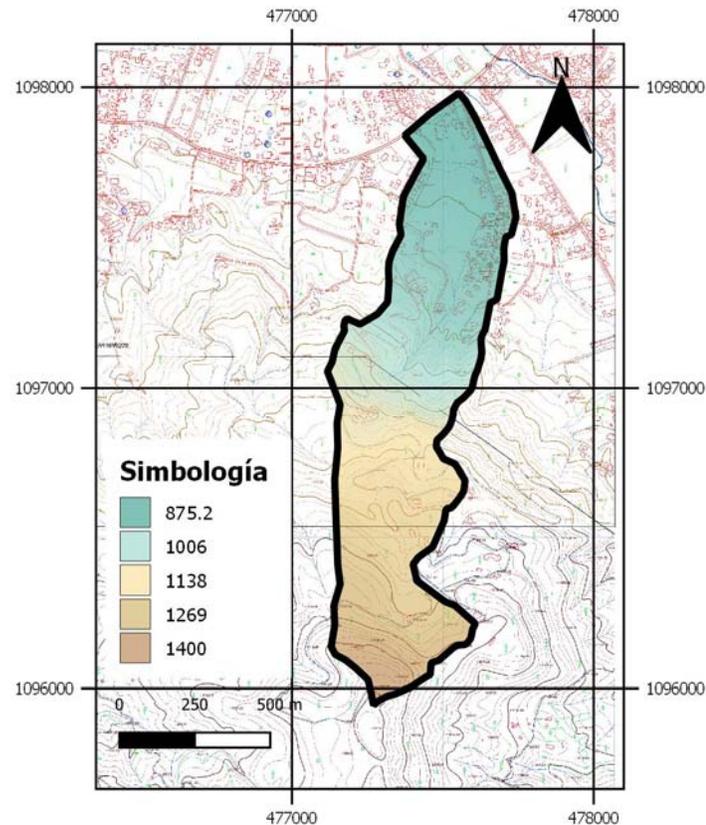
Figura 2.2. Delimitación de la cuenca general de la quebrada sin nombre en el sitio de confluencia con el río Caraña (Fuente: Hojas cartográfica escala 1:5000 3345-I-NW-22, 3345-I-SW-2, SNIT)
Cuadrícula CRTM-05



Una vez delimitada la cuenca, se procedió a calcular sus características morfológicas (parámetros geométricos, hipsométricos, del cauce principal y de la red de drenaje), tal como se muestra en el Cuadro 2.1. Para el cálculo de los parámetros de relieve se utilizó la información de las curvas de nivel en escala 1:25000 del Instituto Geográfico Nacional (curvas a cada 10 m), mientras que para el cálculo de la longitud del cauce principal y afluentes se utilizó la información de las hojas cartográficas escala 1:5000 del SNIT y las hojas escala 1:10000 del IGN (Hoja Colón).

La cuenca de 0.69 km² tiene una forma alargada, lo que se ve reflejado en un índice de compacidad de Gravelius de 1.67. Presenta elevaciones que varían desde los 875.24 msnm en las cercanías de la confluencia con el río Caraña hasta los 1400.16 msnm en el sector del condominio Montaña del Sol (Figura 2.3). La red de drenaje es de tipo dendrítico; en la zona de estudio la quebrada tiene un único afluente sin nombre en la zona este de la cuenca.

Figura 2.3. Mapa de elevaciones de la cuenca general de la quebrada sin nombre en el sitio de confluencia con el río Caraña (Fuente: Hojas cartográfica escala 1:5000 3345-I-NW-22, 3345-I-SW-2, SNIT)
Cuadrícula CRTM-05

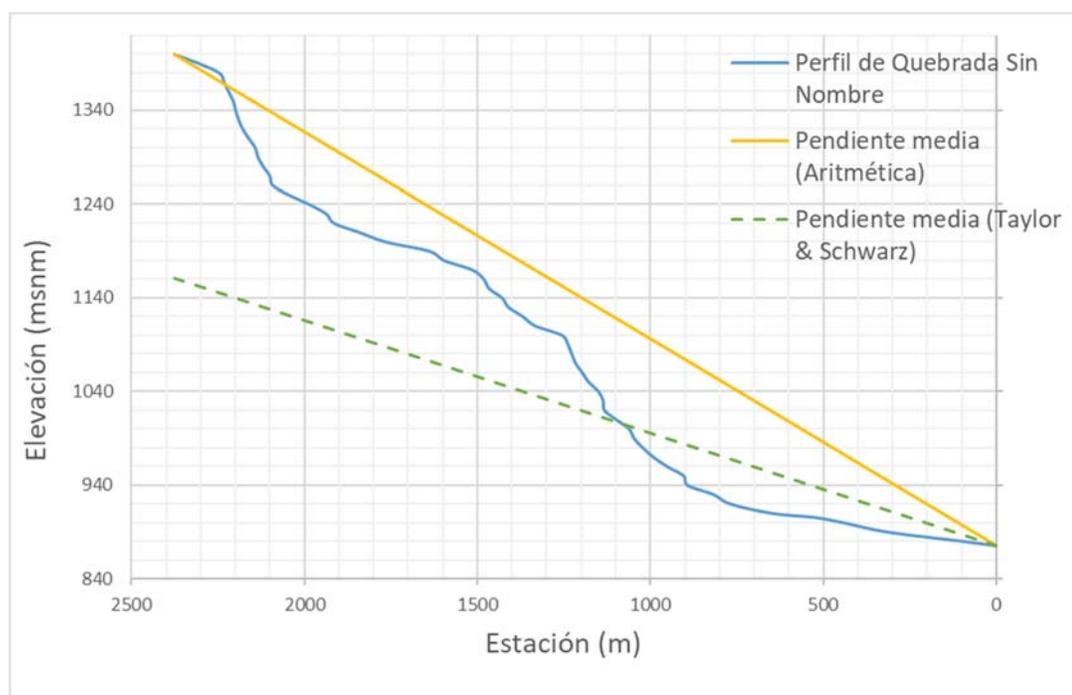


Hasta el punto del control de la confluencia el cauce de la quebrada sin nombre tiene una longitud de 2.38 km. Su perfil se muestra en la Figura 2.4 y presenta una pendiente media de 12.04% según el criterio de Taylor y Schwarz. Se identifican a lo largo del su recorrido dos escarpes importantes: uno en la parte más alta, antes del sector desarrollado de Montaña del Sol; y otro justo antes de la zona plana donde se ubican los barrios residenciales de la Calle Macho Madrigal.

Cuadro 2.1 Características principales de la cuenca general de la quebrada sin nombre

Característica	Valor cuenca en sitio de confluencia con río Caraña
Área de drenaje (km ²)	0.693
Perímetro (km)	4.94
Índice de compacidad de Gravelius	1.67
Pendiente media de la cuenca (%)	16.87
Elevación media de la cuenca (msnm)	1080.48
Elevación máxima de la cuenca (msnm)	1400.56
Elevación mínima de la cuenca (msnm)	875.24
Longitud del cauce principal (km)	2.38
Elevación máxima del cauce (msnm)	1400.16
Elevación mínima del cauce (msnm)	875.24
Pendiente media del cauce principal - aritmética (%)	22.09%
Pendiente media del cauce principal - Taylor y Schwarz (%)	12.04%
Número de orden de la cuenca	2
Longitud total de cauces (km)	3.22
Densidad de drenaje (km/km ²)	4.65

Figura 2.4. Perfil de la quebrada sin nombre hasta sitio de confluencia con río Caraña (Fuente: Hoja cartográfica escala 1:5000 3345-I-NW-22, 3345-I-SW-2, SNIT)



2.3.2 Uso y cobertura del suelo

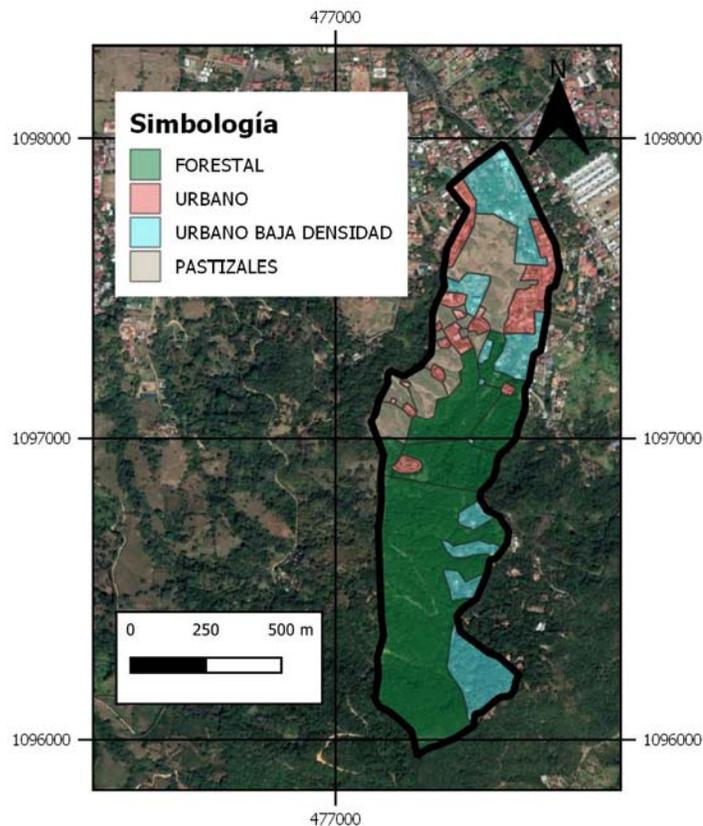
Para realizar una caracterización del uso y cobertura actuales de la cuenca de la quebrada sin nombre se recurrió al análisis de las imágenes satelitales disponibles por medio de la base de datos de Google Earth en internet y al mapa de cobertura del suelo de Costa Rica del año 2005 (ITCR, 2014). En la Figura 2.5 se muestra un mosaico de las imágenes que abarcan el área de estudio y que fueron tomadas en 2019. Con base en la información existente en el mapa, se realizó un ajuste con base en las imágenes satelitales disponibles. La clasificación realizada se muestra en la Figura 2.5.

El mapeo de coberturas de suelo muestra que la cuenca de la quebrada sin nombre presenta una importante cobertura forestal, que abarca el 51.8% de la cuenca, particularmente en sus sectores medios y altos. El otro 48.2% de la cuenca corresponden a coberturas de pastizales/áreas de cultivo, zonas urbanas y zonas urbanas de baja densidad. Un resumen de las áreas que abarcan las principales coberturas de suelo identificadas para la cuenca general de la quebrada sin nombre se muestran en el Cuadro 2.2.

Cuadro 2.2. Coberturas de suelo predominantes en la cuenca de la quebrada sin nombre en el sitio de confluencia con el río Caraña

Cobertura	Área	
	Km ²	Porcentaje
Forestal	0.359	51.76%
Pastizales	0.113	16.30%
Urbano	0.072	10.40%
Urbano baja densidad	0.149	21.55%
Total	0.693	100.0%

Figura 2.5. Mosaico de imágenes satelitales mostrando la cobertura del suelo del área de la cuenca de la quebrada sin nombre (Fuente: Google Earth, 2019)
Cuadrícula CRTM-05



2.3.3 Caracterización climática

Climatológicamente el área de estudio se encuentra dentro de la Región Valle Central (Figura 2.6), según la clasificación del Instituto Meteorológico Nacional (IMN) a partir de criterios regionales de temperatura, precipitación anual y comportamiento estacional de las precipitaciones (Solano y Villalobos, 1997).

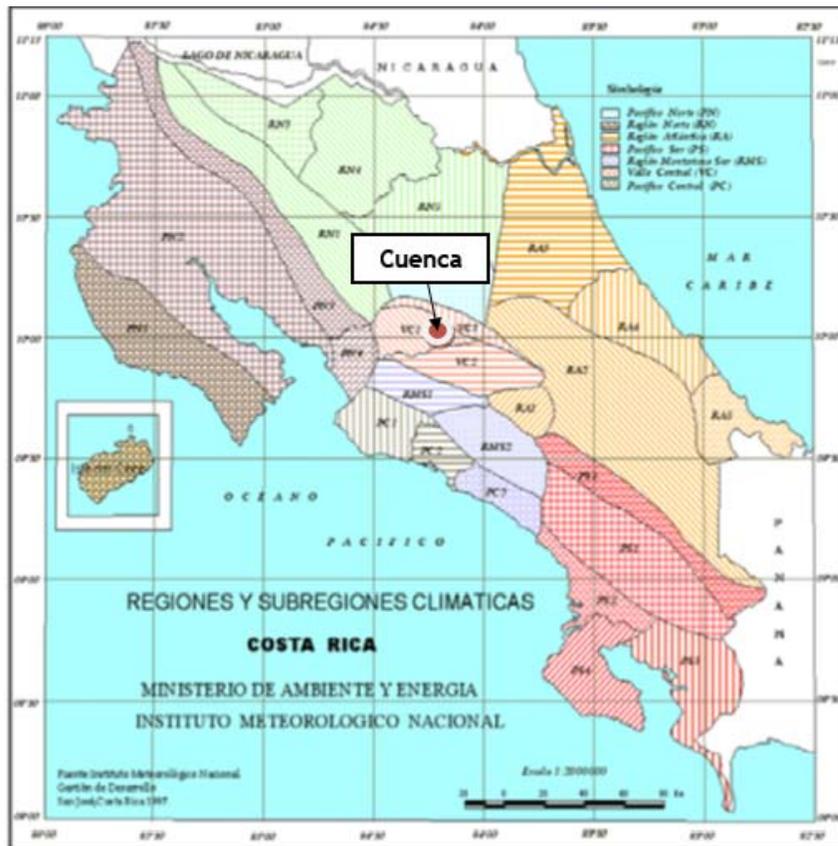
Debido a su ubicación, la Región Valle Central se ve afectada por las condiciones meteorológicas del Pacífico (vientos ecuatoriales y Zona de Influencia Intertropical) y del Caribe (vientos alisios del noreste). Estas condiciones se reflejan en una variabilidad climática en la zona, la cual se describe mediante tres subregiones definidas por IMN, según se muestra en el Cuadro 2.3 y en la Error! Reference source not found. (Solano y Villalobos, 1997).

El área de estudio se ubica dentro de la subregión VC1, Valle Central Occidental. Presenta un clima de meseta central, con 1950 mm de lluvia media anual y con un promedio de días de lluvia de 129. Es la subregión con el periodo seco más extenso, con una duración de 5 meses, la temperatura media anual es de 22°C.

Cuadro 2.3. Características de las subregiones climáticas de la Región Valle Central Occidental (según Solano y Villalobos, 1997)

Subregión	Precipitación media anual (mm)	Temperatura máxima media anual (°C)	Temperatura mínima media anual (°C)	Temperatura media anual (°C)	Promedio de días con lluvia	Período seco (meses)
VC1	1950	27	18	22	129	4
VC2	2016	26	15	20	128	5
VC3	2820	21	10	15	1500	3

Figura 2.6. Mapa de regiones y subregiones climáticas de Costa Rica - Instituto Meteorológico Nacional
Fuente: Solano y Villalobos, 1997



3. ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO

La cuenca de la quebrada sin nombre no cuenta con mediciones ni registros continuos de caudal, por lo que no se dispone de información directa para estimar los caudales de diseño para los análisis hidráulicos. Ante esta situación, se decidió emplear el método racional para estimación de caudales máximos instantáneos en los principales sitios de interés a lo largo del tramo de la quebrada, a partir de intensidades máximas de precipitación para una duración determinada y características de la cuenca. Se consideraron períodos de retorno de 25, 50 y 100 años para efectos de diseño hidrológico.

El Método Racional se basa en el concepto de que el caudal máximo instantáneo de escorrentía superficial proveniente de un terreno es directamente proporcional a la intensidad máxima de la lluvia de una tormenta con una duración igual al tiempo de concentración del área de drenaje. La constante de proporcionalidad es el producto del área superficial de drenaje y de un coeficiente de escorrentía, definido por las pendientes del sitio y por la cobertura del suelo (Chow et.al. 1994):

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{C * A * i_{tc}}{3,6} \quad (1)$$

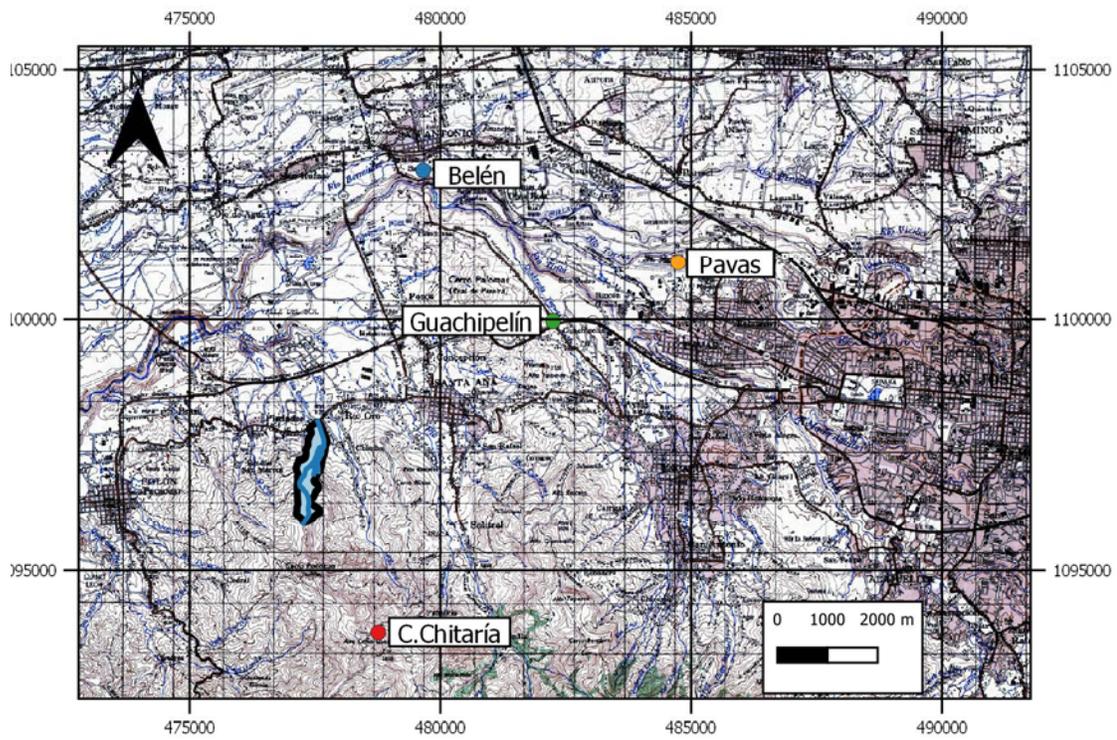
donde $Q_{m\acute{a}x}$ es el caudal máximo instantáneo [m^3/s], C es el coeficiente de escorrentía, A el área superficial de drenaje [km^2] e i_{tc} la intensidad de la lluvia para el tiempo de concentración del área de drenaje [mm/hr].

El método es aplicable a cuencas pequeñas, de pocos kilómetros cuadrados, la cuenca en estudio tiene un área de $0.69 km^2$, de modo que se encuentra dentro del límite de aplicación del mismo.

3.1 ESTIMACIÓN DE INTENSIDADES MÁXIMAS DE LLUVIA PARA DISEÑO

Para la estimación de la intensidad de lluvia de diseño, es necesario contar con información de precipitaciones e intensidades máximas para la zona de estudio. Para esto se consultaron fuentes de literatura técnica y se adquirió información directamente del Instituto Meteorológico Nacional, para estaciones cercanas a la cuenca, dentro de un radio de 5 km, como se ilustra en la Figura 3.1.

Figura 3.1. Estaciones pluviográficas cercanas a la cuenca de la quebrada sin nombre



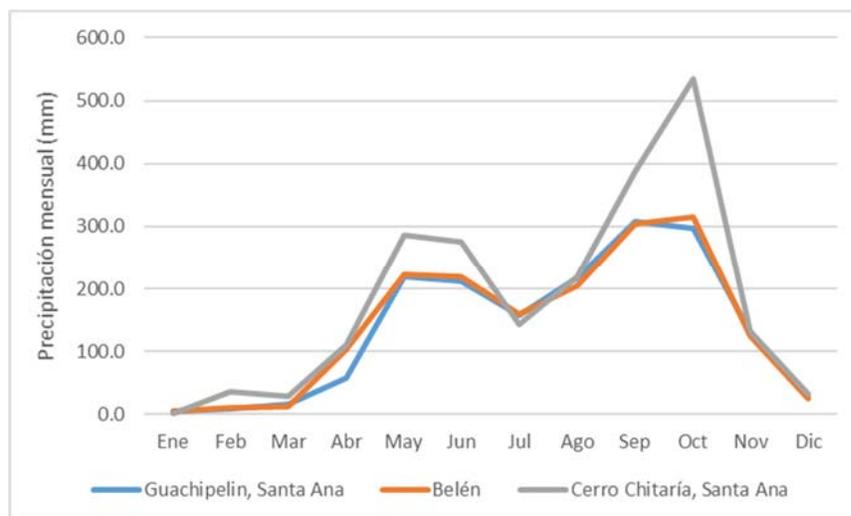
Las características de la información pluviométrica y pluviográfica adquirida para este estudio se muestran en el Cuadro 3.1. Se observa que para las 3 estaciones del IMN, Belén, Cerro Chitaría y Guachipelín, se contó con promedios mensuales de precipitación y con lluvias máximas de 24 horas, para sus respectivos períodos de registro. Para Cerro Chitaría y Belén se contó además con el registro horario de la tormenta Nate de 2017, que causó inundaciones en el sector. Y para Belén se contó también con acumulados máximos anuales para duraciones de entre 5 y 60 minutos.

La Figura 3.2 muestra gráficamente los promedios mensuales de precipitación para cada estación. Se aprecia que la estación Cerro Chitaría presenta valores mayores de precipitación en los períodos mayo-junio y setiembre-octubre. En los períodos restantes del año el promedio de precipitaciones mensuales de las tres estaciones es muy similar, lo cual denota la homogeneidad del comportamiento de la precipitación mensual en la zona.

Cuadro 3.1. Estaciones pluviográficas con información disponible para el análisis hidrológico de la cuenca del río Corrogres

Estación	84119	84199	84219
Nombre	Guachipelín (Escazú)	Belén	Cerro Chitaría (Santa Ana)
Coordenada X (CRTM05)	1099972.986	1102985.038	1093772.217
Coordenada Y (CRTM05)	482243.440	479656.255	478758.560
Altitud (msnm)	978	926	1717
Periodo de registro	1986-2018	2010-Nov 2018	Mar 2011-2018
Tipo de información disponible	<ul style="list-style-type: none"> Promedios mensuales de lluvia Máximos anuales de 24 horas 	<ul style="list-style-type: none"> Promedios mensuales de lluvia Máximos anuales de 24 horas Máximos anuales de 5, 10, 15, 30 y 60 minutos Registro horario de la tormenta Nate 	<ul style="list-style-type: none"> Promedios mensuales de lluvia Máximos anuales de 24 horas Registro horario de la tormenta Nate

Figura 3.2. Comparación promedios mensuales de precipitación en las estaciones Guachipelín, Belén y Cerro Chitaría-Santa Ana



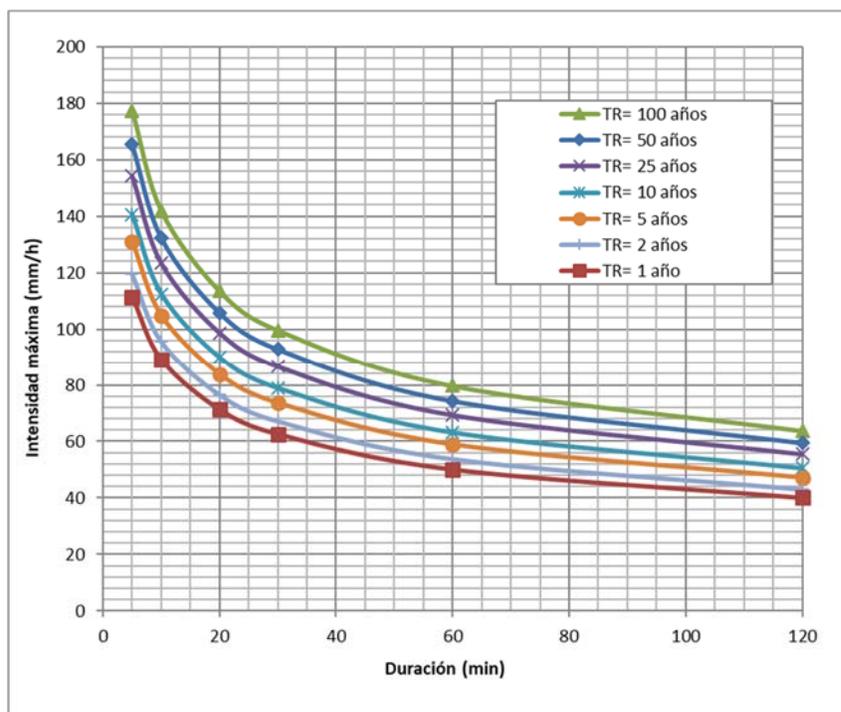
La característica más relevante para definir las tormentas de diseño es la intensidad de la lluvia, cuyo comportamiento y variabilidad se representa por medio de curvas intensidad-duración-período de retorno (curvas i-d-f) derivadas a partir de registros pluviográficos. De acuerdo con el área de estudio y con la información i-d-f para Costa Rica, se consultaron las curvas y ecuaciones de intensidad-duración-frecuencia presentadas por Murillo (1994) y Rojas (2011) correspondientes a la estación Pavas (ver), la cual es la estación pluviográfica con información i-d-f más cercana al área de estudio (5 km). Entre las 2 referencias, se optó por usar las curvas derivadas por Rojas (2011) ya que provienen de una referencia más reciente que toma en cuenta un registro más extenso de datos disponible en la estación Pavas.

La ecuación para la construcción de las curvas i-d-f de Rojas se presenta a continuación:

$$i = 187.08 * \frac{TR^{0.101}}{D^{0.322}} \quad (2)$$

Las curvas i-d-f derivadas según la ecuación de Rojas (2011) se muestran en la Figura 3.3.

Figura 3.3. Curvas i-d-f para la estación Pavas
Fuente: Rojas, 2011



La aplicabilidad de estas curvas para el presente estudio se corroboró comparando los valores de intensidades y precipitaciones máximas que resultan de su aplicación, con los valores de intensidades máximas que se pueden deducir de la información disponible en la estación Belén.

En el Cuadro 3.2 se muestran los acumulados máximos anuales para los 9 años de registro disponibles en Belén, para cada duración entre 5 y 60 minutos. Empíricamente, podría considerarse que los valores máximos del período de registro corresponden a eventos de entre 10 y 20 años de período de retorno. Por otro lado, se estimaron los acumulados de precipitación para duraciones de 5, 10, 15, 30 y 60 min utilizando las curvas i-d-f de Rojas (2011), para períodos de retorno de 10, 15 y 20 años, lo que se muestra en el Cuadro 3.3. Estos valores se compararon con los acumulados de lluvia registrados en Belén, encontrándose una buena concordancia. A partir de los datos del Cuadro 3.3 se concluye que las curvas i-d-f derivadas por Rojas arrojan acumulados de lluvia que son consistentes con los datos reales medidos en las cercanías de la cuenca en estudio, por lo que pueden usarse para este estudio al ser representativas de la cuenca.

Cuadro 3.2. Acumulados máximos de precipitación para diferentes duraciones de lluvia en la Estación Belén

Año	Acumulado máximo 5 min (mm)	Acumulado máximo 10 min (mm)	Acumulado máximo 15 min (mm)	Acumulado máximo 30 min (mm)	Acumulado máximo 60 min (mm)
2010	2.1	3.9	5.3	8.8	33.5
2011	10.5	20	28.5	44.7	38.61
2012	10.2	19.1	26.2	36.6	35.56
2013	9.9	17.8	23.6	32.5	44.7
2014	14.5	22.1	29.5	42.7	47.5
2015	8.9	16	22.6	34.5	37.1
2016	11.7	21.1	27.4	36.3	44.2
2017	10.4	17	23.9	42.4	65
2018	10.2	18.2	23.2	35.8	44.4
Máximo del período	14.5	22.1	29.5	44.7	65

Cuadro 3.3. Acumulados máximos de precipitación para diferentes duraciones de lluvia en la Estación Belén y diferentes períodos de retorno según las curvas i-d-f de Rojas (2011)

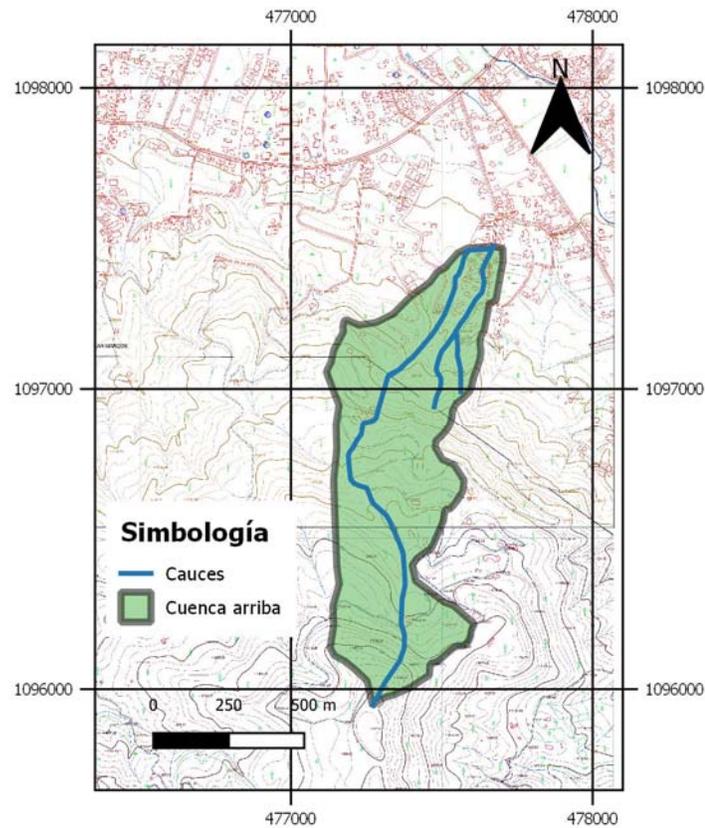
Duración (min)	Acumulado máximo Estación Belén (mm)	Acumulado i-d-f Rojas TR 10a (mm)	Acumulado i-d-f Rojas TR 15a (mm)	Acumulado i-d-f Rojas TR 20a (mm)
5	14.5	11.7	12.2	12.6
10	22.1	18.7	19.5	20.1
15	29.5	24.7	25.7	26.5
30	44.7	39.5	41.1	42.3
60	65	63.2	65.8	67.7

3.2 ESTIMACIÓN DE CAUDALES EN EL SITIO DE CONEXIÓN AL SISTEMA PLUVIAL Y EN EL SITIO DE CONFLUENCIA

La estimación de caudales instantáneos se realizó para dos sitios de interés. El primer sitio corresponde al punto desfogue al río Caraña, donde se definió la cuenca caracterizada en el capítulo anterior. Un segundo punto se definió en el inicio (extremo aguas arriba) del sistema pluvial de la Calle Macho Madrigal. Para este segundo punto se calculó una nueva subcuenca, cuyos parámetros de interés hidráulico se muestran en el Cuadro 3.4, Cuadro 3.5 y la Figura 3.4.

Las principales diferencias entre la subcuenca del sitio de conexión al sistema pluvial y la cuenca completa hasta el punto de confluencia son la pendiente y la cobertura del suelo; la subcuenca tiene una pendiente más pronunciada, 16.02% vs 12.04% según la metodología de Taylor y Schwarz, con respecto a la cobertura del suelo el porcentaje de la cuenca con cobertura forestal pasa de un 51.8% a un 68.7%.

Figura 3.4. Delimitación de la cuenca general de la quebrada sin nombre en el sitio de conexión con el sistema pluvial de la Calle Macho Madrigal (Fuente: Hojas cartográficas escala 1:5000 3345-I-NW-22, 3345-I-SW-2, SNIT)
Cuadrícula CRTM-05



Cuadro 3.4. Características morfológicas básicas de la cuenca de la quebrada sin nombre en el sitio de conexión al sistema pluvial de la Calle Macho Madrigal

Característica	Valor cuenca sitio Conexión a sistema pluvial Calle Macho Madrigal
Área de drenaje (km ²)	0.522
Longitud del cauce principal (km)	1.85
Elevación máxima del cauce (msnm)	1400.16
Elevación mínima del cauce (msnm)	905.81
Pendiente media del cauce principal - aritmética (%)	26.76%
Pendiente media del cauce principal - Taylor y Schwarz (%)	16.12%

Cuadro 3.5. Coberturas de suelo predominantes en la cuenca de la quebrada sin nombre en el sitio de conexión al sistema pluvial de la Calle Macho Madrigal

Cobertura	Área	
	Km ²	Porcentaje
Forestal	0.359	68.68%
Pastizales	0.050	9.58%
Urbano	0.026	4.96%
Urbano baja densidad	0.088	16.78%
Total	0.522	100.0%

La duración de la lluvia para la estimación de la intensidad máxima a utilizar en el método racional se calculó por medio del tiempo de concentración de la cuenca.

Para la estimación de tiempo de concentración en pequeñas cuencas rurales, se recomienda como procedimiento estándar utilizar la ecuación de Kirpich, también conocida como la ecuación de California Culverts Practice (Chow et.al., 1994). Según esta ecuación, el tiempo de concentración t_c se puede estimar a partir de la pendiente media del cauce y de la longitud del cauce de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$t_c = 0.01947 * \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (3)$$

donde t_c es el tiempo de concentración (en minutos), S es la pendiente del cauce y L es la longitud del cauce (en m).

Se calculó el tiempo de concentración para cada subcuenca del modelo del área de estudio. Los resultados se muestran en el Cuadro 3.6. Los cálculos se basaron en las características morfométricas (longitud de cauce principal, pendiente media del cauce) calculadas para cada subárea de drenaje.

Con base en los tiempos de concentración obtenidos se calculó la intensidad máxima de precipitación para los períodos de retorno en estudio.

El coeficiente de escorrentía se estimó con base en los parámetros de cobertura de las cuencas presentados en el Cuadro 2.2 y el Cuadro 3.5, en todos los casos se utilizó el coeficiente base para el caso de pendientes mayores al 7%. Los resultados se muestran en el Cuadro 3.7 y el Cuadro 3.8.

Con los parámetros anteriores se aplicó el método racional y se obtuvieron los caudales pico máximos para las 2 cuencas, los resultados se muestran en el Cuadro 3.9 y el Cuadro 3.10.

Cuadro 3.6. Tiempo de concentración para las cuencas en estudio

Parámetro	Cuenca	
	Q. Sin Nombre Sitio de confluencia	Q. Sin Nombre Sitio de conexión
Tiempo de concentración t_c (min)	17.5	12.9

Cuadro 3.7. Coeficientes de escorrentía estimados para la cuenca de la quebrada sin nombre en el sitio de confluencia con el río Caraña

Usos de Suelo	Area (km ²)	% Area	Período de Retorno (Años)			
			10	25	50	100
Forestal	0.359	51.75%	0.41	0.45	0.48	0.52
Pastizales	0.113	16.30%	0.42	0.46	0.49	0.53
Urbano	0.072	10.40%	0.83	0.88	0.92	0.97
Urbano baja densidad	0.149	21.54%	0.53	0.57	0.61	0.65
Total/Ponderado	0.693	100.00%	0.48	0.52	0.55	0.60

Cuadro 3.8. Coeficientes de escorrentía estimados para la cuenca de la quebrada sin nombre en el sitio de conexión al sistema pluvial de la Calle Macho Madrigal

Usos de Suelo	Area (km ²)	% Area	Período de Retorno (Años)			
			10	25	50	100
Forestal	0.359	69%	0.41	0.45	0.48	0.52
Pastizales	0.050	10%	0.42	0.46	0.49	0.53
Urbano	0.026	5%	0.83	0.88	0.92	0.97
Urbano baja densidad	0.088	17%	0.53	0.57	0.61	0.65
Total/Ponderado	0.522	100%	0.45	0.49	0.52	0.56

Cuadro 3.9. Caudales máximos instantáneos (en m³/s) obtenidos a partir del método racional para la cuenca de la quebrada sin nombre en el sitio de confluencia con el río Caraña

Parámetro	TR (años)			
	10	25	50	100
C	0.48	0.52	0.55	0.60
t _c (min)	17.46	17.46	17.46	17.46
i (mm/hr)	87.63	93.99	103.10	110.58
Q (m ³ /s)	8.71	10.38	11.81	13.61

Cuadro 3.10. Caudales máximos instantáneos (en m³/s) obtenidos a partir del método racional para la cuenca de la quebrada sin nombre en el sitio de conexión al sistema pluvial de la Calle Macho Madrigal

Parámetro	TR (años)			
	10	25	50	100
C	0.45	0.49	0.52	0.56
t _c (min)	12.85	12.85	12.85	12.85
i (mm/hr)	96.72	103.74	113.80	122.05
Q (m ³ /s)	6.80	8.14	9.28	10.73

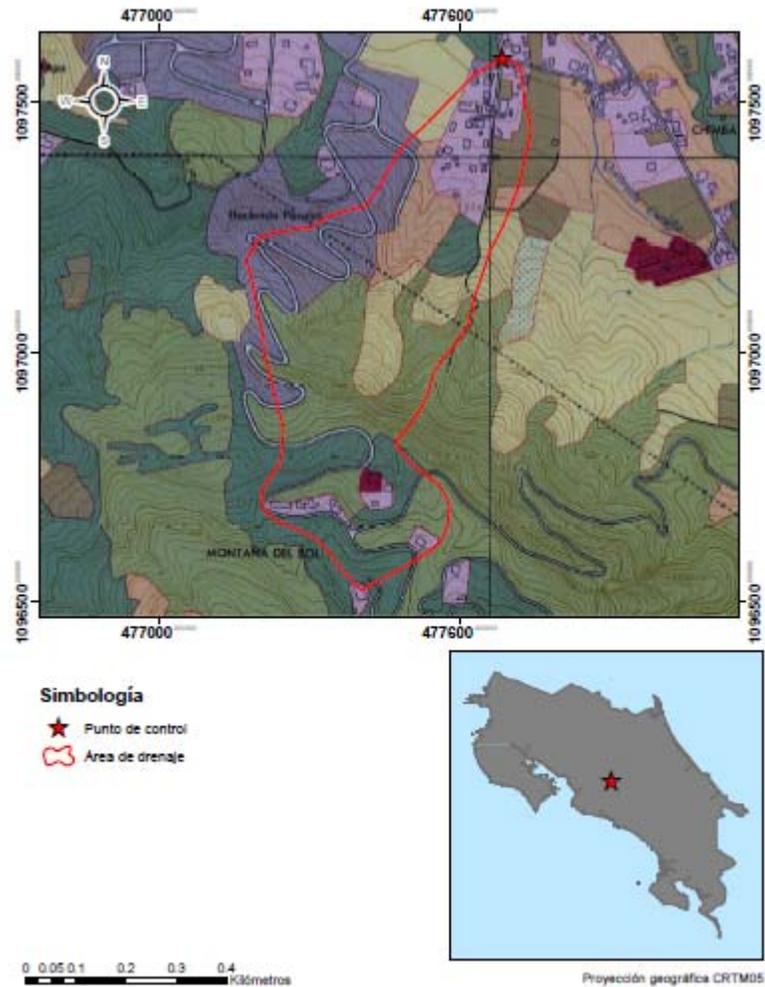
3.3 COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE ESTIMACIÓN DE CAUDALES CON EL ESTUDIO HIDROLÓGICO DE IMNSA (2018)

Con los caudales pico calculados para las dos cuencas analizadas se procedió a realizar una comparación con respecto al caudal calculado y los parámetros utilizados por IMNSA (2018) en su estudio hidrológico.

La Figura 3.5 muestra el área de la cuenca, el Cuadro 3.11 muestra los parámetros geométricos principales. La cuenca delimitada por IMNSA tiene un área de 0.31 km² y una pendiente media del 42.8%, esta cuenca tiene un punto de control cercano al considerado en el presente informe para la subcuenca de conexión al sistema pluvial de la Calle Macho Madrigal (subcuenca aguas arriba), la diferencia de área en estas dos cuencas se debe a que IMNSA consideró que una porción de área del condominio Montaña del Sol no drenaba hacia la cuenca de la quebrada sin nombre, ya que esta es la insinuación de la condiciones naturales de topografía que se observa en las diferentes referencias cartográficas que se tienen de la zona de estudio. Sin embargo, en la visita de campo realizada en conjunto con el personal de la Municipalidad de Santa a la zona

de estudio se logró determinar la existencia un corte de agua en el camino de acceso al condominio Montaña del Sol que dirige las aguas de escorrentía hacia la cuenca de la quebrada si nombre.

Figura 3.5. Delimitación de la cuenca general de la quebrada sin nombre en el estudio hidrológico elaborado por IMNSA (Fuente: IMNSA (2018))



Cuadro 3.11. Características de la cuenca de la quebrada sin nombre estimadas por IMNSA (Fuente: adaptado de IMNSA (2018))

Característica	Valor
Área (km ²)	0.522
Perímetro (km)	1.85
Pendiente (%)	26.76%

El Cuadro 3.12 muestra la distribución de cobertura de suelo para la cuenca utilizada por IMNSA, mientras que el Cuadro 3.13 muestra los coeficientes de escorrentía calculados a partir de esta información. IMNSA indica que la cobertura forestal abarca un 76.81% del área total de la cuenca, el porcentaje restante se divide en un 7.08% de pastizales y un 16.11% de uso urbano, esta división es similar a la calculada en el presente informe, la diferencia principal es el porcentaje de cobertura forestal, que abarca una zona de la cuenca que en el presente informe se clasifica como urbana de baja densidad, ya que el condominio Montaña del Sol está compuesto de casas habitación dispersas con amplias zonas verdes y parches forestales. A pesar de esta diferencia coeficientes de escorrentía obtenidos por IMNSA son muy similares a los obtenidos en el presente informe para la subcuenca de la quebrada.

Cuadro 3.12. Cobertura de suelo de la cuenca de la quebrada sin nombre estimada por IMNSA (Fuente: adaptado de IMNSA (2018))

Cobertura	Área	
	Km ²	Porcentaje
Forestal	0.238	76.81%
Pastizales y cultivos dispersos	0.022	7.08%
Uso urbano	0.050	16.11%

Cuadro 3.13. Coeficientes de escorrentía de la cuenca de la quebrada sin nombre estimados por IMNSA (Fuente: adaptado de IMNSA (2018))

Período de retorno (años)	Coeficiente de escorrentía
5	0.457
10	0.478
25	0.520
50	0.552

El cálculo de la intensidad máxima de lluvia empleada en el método racional presenta también algunas diferencias. La duración de la lluvia empleada por IMNSA para el cálculo de la intensidad es de 10 min, en el informe no se especifica el método empleado para el cálculo de la esta duración. Con respecto a la distribución I-D-F empleada, se utilizaron las ecuaciones planteadas por Murillo (1994) para la estación Pavas. Las intensidades de lluvia estimadas por IMNSA se muestran en el Cuadro 3.14. Comparando los estos valores con los calculados en el presente informe se observa que las intensidades de lluvia obtenidas por IMNSA son mayores, esta diferencia se debe a que las curvas I-D-F planteadas por Murillo (1994) arrojan intensidades

mayores a las estimadas por Nazareth (2011) para las duraciones menores a 1h, además la duración de 10 min planteada por IMNSA es menor que la calculada en el presente informe.

Cuadro 3.14. Intensidad de precipitación de la cuenca de la quebrada sin nombre estimada por IMNSA (Fuente: adaptado de IMNSA (2018))

Período de retorno (años)	Intensidad (mm/h)
5	137.6
10	152.8
25	175.5
50	194.9

El Cuadro 3.15 muestra los valores de caudales pico estimados por IMNSA para la cuenca de estudio, se observa que a pesar las diferencias en metodología y utilizadas entre ese y el presente informe los valores de caudal obtenidos para la cuenca en el punto de conexión con el sistema pluvial de la Calle Macho Madrigal son muy similares.

Cuadro 3.15. Caudales máximos instantáneos estimados por IMNSA para la cuenca de la quebrada sin nombre (Fuente: adaptado de IMNSA (2018))

Período de retorno (años)	Caudal máximo instantáneo IMNSA (m ³ /s)	Caudal máximo instantáneo este estudio (m ³ /s)
5	5.41	---
10	6.30	6.80
25	7.86	8.14
50	9.26	9.28

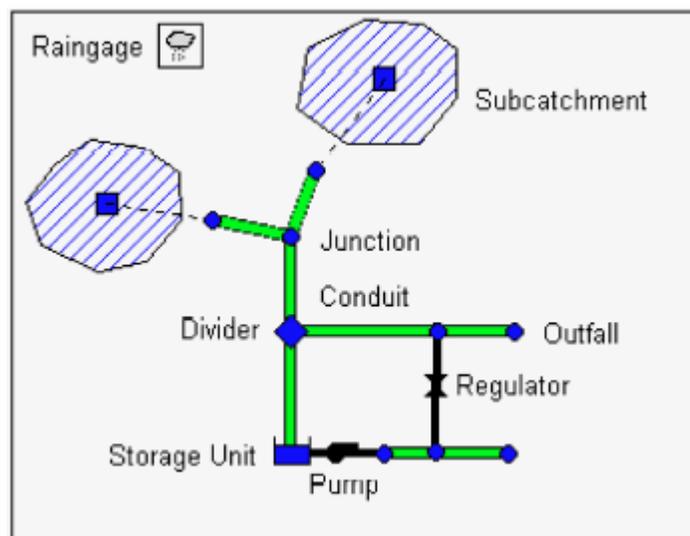
4. MODELADO HIDRÁULICO DEL SISTEMA PLUVIAL EXISTENTE EN LA CALLE MACHO MADRIGAL

4.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO HIDRÁULICO

Para la modelación hidráulica se utilizó el programa SWMM 5.1 (Storm Water Management Model). SWMM consiste en un modelo numérico de simulación de los procesos de precipitación y escorrentía en sistemas urbanos desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA por sus siglas en inglés). Permite modelar el tránsito de la escorrentía producto de un evento de precipitación a lo largo de los diferentes componentes de un sistema de manejo de aguas pluviales. El modelo tiene capacidad de modelación de sistemas tanto a canal abierto como de conductos a presión, embalses de detención, sistemas de bombeo, plantas de tratamiento y demás componentes que pueden formar parte de un sistema urbano de manejo de aguas pluviales y residuales. Para cada elemento del sistema se obtienen resultados de caudal, elevación del agua y calidad del agua en cada paso de tiempo definido para la simulación.

La Figura 4.1 muestra el modelo conceptual utilizado por el programa para el análisis de un sistema de manejo de aguas pluviales.

Figura 4.1. Modelo conceptual para el análisis de un sistema de manejo de aguas pluviales (Fuente: SWMM,2017)



El modelo SMWW resuelve las ecuaciones de flujo no permanente gradualmente variado en una dimensión a través de una red de elementos representados por nodos y enlaces. El modelo resuelve las ecuaciones diferenciales de conservación de la masa y conservación de momento, conocidas como las ecuaciones de St. Venant.

El modelo permite el uso de dos métodos numéricos para resolver estas ecuaciones, el método de onda cinemática y el método de onda dinámica.

El método de onda dinámica resuelve la forma completa de las ecuaciones de flujo de St. Venant, de modo que produce resultados más cercanos a los esperados según la teoría. Este método incluye los efectos de remanso, pérdidas de entrada y salida en canales y tuberías, flujo gradualmente variado dentro de alcantarillas, reversión de flujos y flujo a presión dentro de tuberías. Al ser un método de mayor complejidad, requiere pasos de tiempo cortos para garantizar la estabilidad numérica del análisis.

El método de onda cinemática resuelve una forma simplificada de las ecuaciones de St. Venant, de modo que no se pueden tomar en cuenta los efectos ya descritos para el método de onda dinámica.

Según la experiencia de los vecinos de la zona y el personal de la Municipalidad, en la actualidad se presentan problemas de desbordamiento e inundación en el sector de la calle Macho Madrigal, de modo que se considera que el sistema pluvial existente en la zona presenta capacidad hidráulica insuficiente. Por lo anterior, se utilizó para el presente análisis el método de onda dinámica, para modelar adecuadamente los efectos del flujo a presión dentro del sistema.

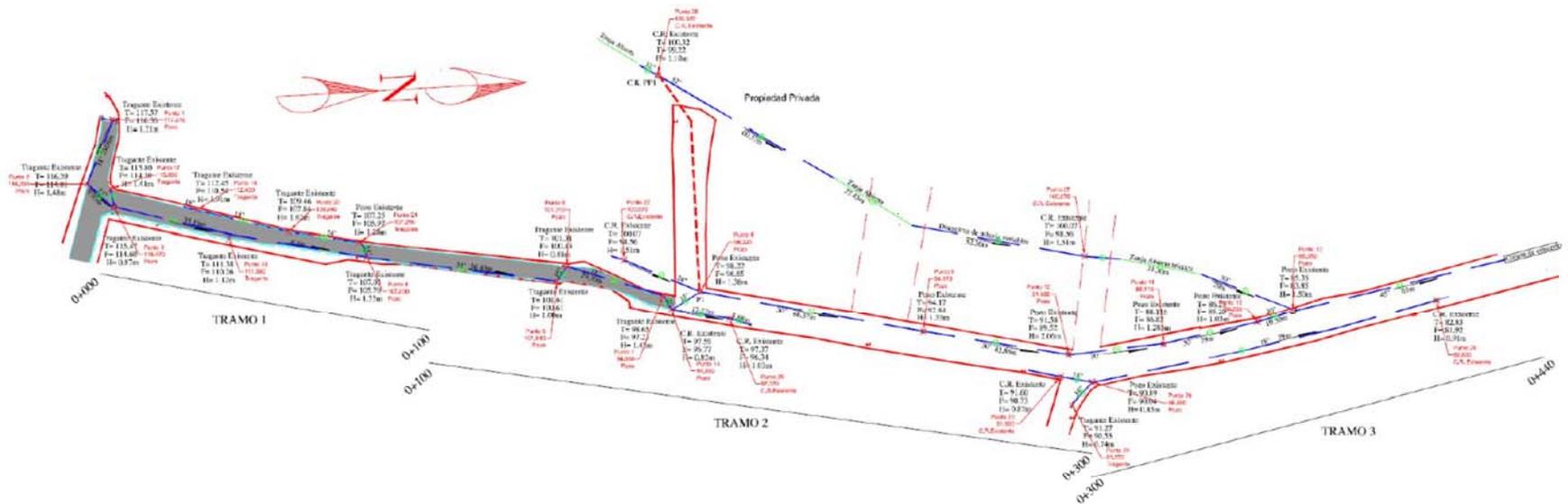
4.2 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS, CONDICIONES HIDRÁULICAS Y DE CONTORNO DEL MODELO

La geometría base para el modelado del sistema correspondió a la información disponible del sistema pluvial existente en el sector de la calle Macho Madrigal. Esta información se tomó del informe de IMNSA (2018) y se muestra en la Figura 4.2. Este levantamiento está incompleto, lo cual presenta una limitación para el análisis apropiado del sistema actual.

Se analizó el sector oeste del sistema pluvial basado en la información existente, para el tramo inicial de la tubería no se consigna el dato de la longitud ni el diámetro, en el caso de la longitud se estimó con base a la escala del croquis del levantamiento, el diámetro se consignó igual al diámetro del tramo de tubería directamente aguas abajo del pozo pluvial de salida. El tramo final indica que desfoga en una cuneta de concreto existente, a falta de información adicional, se supone que las dimensiones y elevación de dicha cuneta no representan una condición de frontera que restrinja el flujo saliente de la tubería pluvial, se asume además que dicha cuneta tiene al menos la misma capacidad de transporte que el tramo más crítico de la tubería pluvial. En ninguno de los pozos pluviales existentes se indica el diámetro, de modo que se asumió para todos los casos un diámetro de 1.20 m.

El Cuadro 4.1 muestra el resumen de los datos geométricos utilizados para el análisis.

Figura 4.2. Sistema de alcantarillado existente en la calle Macho Madrigal (Fuente: IMNSA, 2018)



Cuadro 4.1. Datos geométricos utilizados para el análisis hidráulico del sistema pluvial existente en la Calle Macho Madrigal (Elevaciones en metros tomadas del levantamiento presentado por IMNSA (2018), no se indica punto de referencia)

Tubería	Diámetro (m)	Longitud (m)	Elevación Fondo inicial (m)	Elevación Corona de pozo inicial (m)	Elevación Fondo final (m)	Elevación Corona de pozo final (m)
C1	0.762	66.5	99.22	100.32	96.85	98.22
C2	0.762	66.57	96.85	98.22	92.84	94.17
C3	0.762	42.86	92.84	94.17	89.52	91.58
C4	0.762	29	89.52	91.58	86.83	88.115
C5	0.762	29	86.83	88.115	85.20	86.25
C6	0.762	10.3	85.20	86.25	83.85	85.35

La Figura 4.3 muestra el esquema del modelo utilizado en SWMM. Los pozos pluviales se identificaron con el código Ji, el pozo J1 corresponde al nodo de entrada de caudal al sistema; el nodo identificado como Out1 representa la salida de caudal del sistema, la cual se consideró para el análisis como una salida a flujo libre. Los elementos identificados con el código Ci representan los tramos de tubería descritos en el Cuadro 4.1.

El caudal de entrada al sistema se representó mediante hidrogramas de diseño derivados mediante el Método Racional Modificado (Chow et.al, 1994). Este método es una extensión del Método Racional que permite construir de una forma simplificada hidrogramas que representan la respuesta de la cuenca al evento de intensidad efectiva constante que supone el método. Esto permite darle temporalidad a la ocurrencia del caudal pico y a la variación en el tiempo de los caudales durante la creciente.

El método permite la construcción de hidrogramas triangulares, definidos por un caudal pico Q_p , un tiempo al pico t_p y un tiempo base t_b . El caudal pico es el obtenido por el Método Racional, para una duración de lluvia igual al tiempo de concentración ($d = t_c$); el tiempo al pico será igual a la duración de la lluvia, que a su vez es igual al tiempo de concentración ($t_p = d = t_c$); y el tiempo base será dos veces el tiempo de concentración: $t_b = 2 \times t_c$.

El hidrograma utilizado para el análisis del sistema corresponde al construido con el tiempo de concentración y caudal pico estimado para el período de retorno de 50 años según los datos presentados en el Cuadro 3.10. Este es un período de retorno razonable para sistemas de manejo de aguas pluviales en carreteras secundarias (Chow et.al., 1994).

Figura 4.3. Esquema utilizado para el modelo del sistema pluvial actual de la calle Macho Madrigal



4.3 NIVELES DE AGUA OBTENIDOS PARA EL CAUDAL CON PERÍODO DE RETORNO DE 50 AÑOS, CONDICIÓN ACTUAL

Las simulaciones en SMWW permitieron obtener las condiciones de flujo dentro del tramo analizado del sistema pluvial de la calle Macho Madrigal para la condición actual.

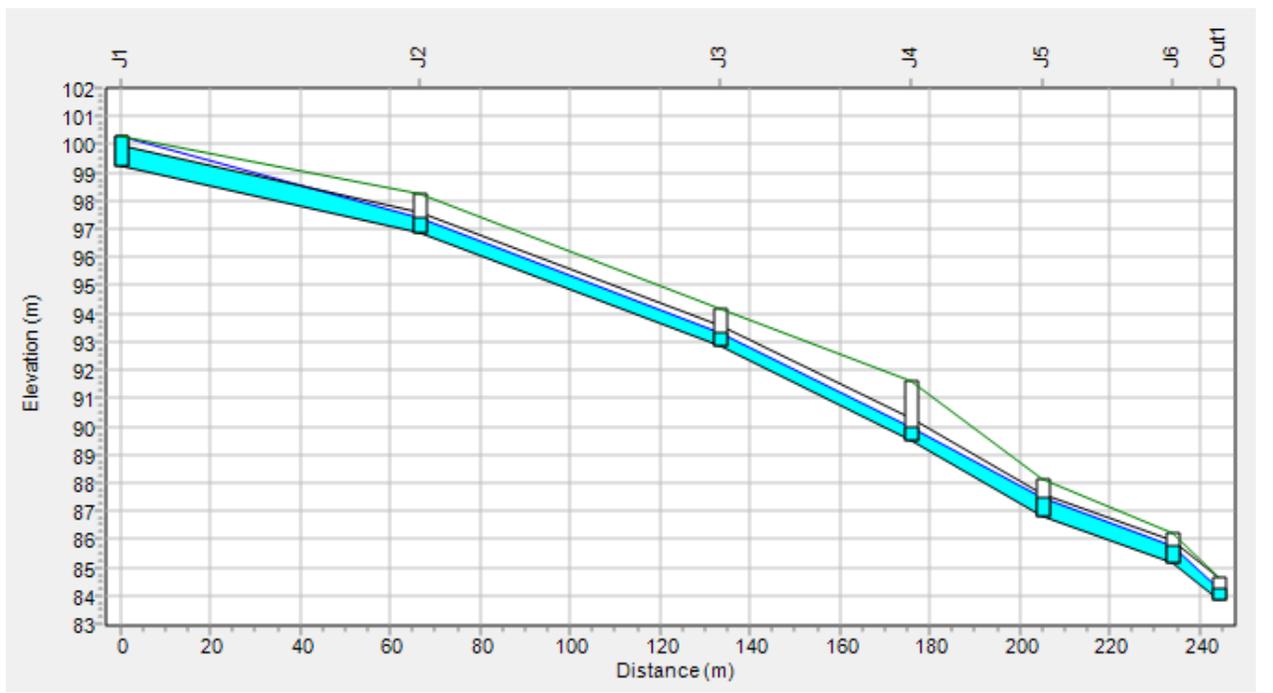
El Cuadro 4.2 muestra el resumen de los resultados obtenidos en los diferentes tramos de tubería, la Figura 4.4 muestra el perfil de agua a lo largo del sistema para el instante crítico de análisis. Se observa que el sistema pluvial actual no tiene capacidad suficiente en ninguno de

sus tramos para transportar el caudal para el período de retorno de 50 que se utilizó en el análisis. El tramo más crítico del sistema corresponde a la tubería identificada como C1, que corresponde al tramo inicial del sistema, la Figura 4.4 muestra que este tramo de la tubería tiene flujo a presión y se presentan desbordamientos en el pozo J1, el caudal máximo que puede transitar por el sistema en esta condición es de 2.68 m³/s, que es menor que todos los caudales calculados para esta cuenca según la información del Cuadro 3.10.

Cuadro 4.2. Resultados del análisis hidráulico del sistema pluvial existente en la Calle Macho Madrigal

Tubería	Caudal Máximo que fluye por la tubería (m ³ /s)	Velocidad máxima en la tubería (m/s)
C1	2.684	7.02
C2	2.691	8.11
C3	2.696	8.65
C4	2.699	7.74
C5	2.702	7.25
C6	2.703	9.03

Figura 4.4. Resultados del modelo SWMM para el sistema pluvial existente en la calle Macho Madrigal



5. PROPUESTAS PARA LA REDUCCIÓN DEL CAUDAL PICO EN EL PUNTO DE CONEXIÓN AL SISTEMA PLUVIAL DE LA CALLE MACHO MADRIGAL

En el capítulo anterior se presentaron los resultados de las modelaciones hidráulicas, donde se identificó la capacidad hidráulica máxima del sistema pluvial existente en la calle Macho Madrigal. El caudal máximo que puede circular por el sistema sin desbordamientos en los pozos pluviales se fijó en 2.60 m³/s, esta capacidad es insuficiente para el transporte de la escorrentía que genera la cuenca en estudio para cualquier período de retorno analizado.

Para resolver esta problemática de inundación se plantearon diferentes escenarios de detención del caudal de escorrentía que llega al sistema pluvial. Estos escenarios se detallan en los siguientes apartados.

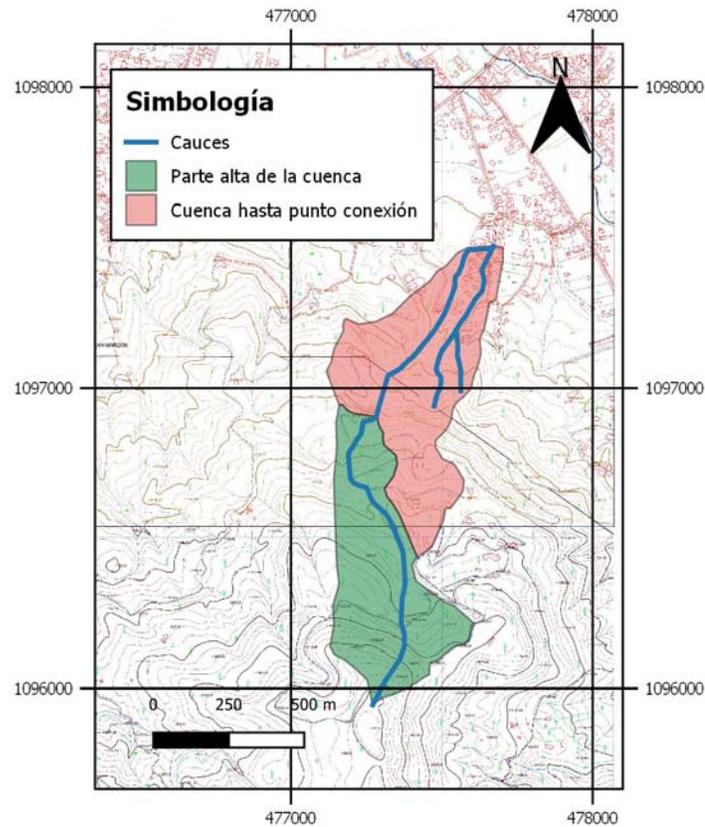
5.1 ESCENARIO DE DETENCIÓN Y ALMACENAMIENTO DE LA ESCORRENTÍA PRODUCTO DEL ÁREA DE LA PARTE ALTA DE LA CUENCA

Esta propuesta consiste en desarrollar un embalse de detención que almacene temporalmente el volumen de agua producto de la escorrentía relativa a la zona alta de la cuenca, que comprende el condominio Montaña del Sol y la parte alta del condominio Hacienda Paraíso. Esta parte alta se definió de acuerdo con la morfología del perfil de la quebrada, aguas arriba del segundo escarpe identificado.

Para determinar preliminarmente la factibilidad de desarrollar esta propuesta se procedió a calcular el caudal pico en el punto de conexión considerando diferentes escenarios para la zona alta de la cuenca. En la Figura 5.1 se muestra la división entre la zona alta de la cuenca y el resto de la cuenca previamente definida. El Cuadro 5.1 muestra las principales características de cada una de las subcuencas individuales, el Cuadro 5.2 y el Cuadro 5.3 presentan las coberturas de suelo predominantes en cada una de las subcuencas.

La parte alta de cuenca representa un 46.2% del área total de cuenca, de esta área un 82% tiene cobertura forestal, el porcentaje restante corresponde en su mayoría a cobertura urbana de baja densidad, con un pequeño porcentaje del 0.99% de cobertura urbana. Por estas características, se considera que el desarrollo urbanístico de esta subcuenca no representa un porcentaje significativo de aumento de la escorrentía para la cuenca completa. En el Cuadro 5.4 se muestra la comparación entre el caudal calculado considerando un escenario en el que el área de la parte alta de cuenca estuviera en condición virgen versus el caudal calculado para las condiciones actuales de cobertura del suelo (calculado previamente en el apartado 3.2), la diferencia de caudal entre estas dos condiciones es de un 2.0% para todos los períodos de retorno analizados.

Figura 5.1. División parte alta y parte baja de la cuenca hasta el punto de conexión con el sistema pluvial calle Macho Madrigal



Cuadro 5.1. Características morfológicas básicas de las subcuencas de la quebrada sin nombre divididas entre parte alta y parte baja de la cuenca, hasta el sitio de conexión con el sistema pluvial de la calle Macho Madrigal

Característica	Valor cuenca parte alta Condominio Montaña del Sol Condominio Hacienda Paraíso	Valor cuenca parte baja Sitio conexión a sistema pluvial Calle Macho Madrigal
Área de drenaje (km ²)	0.241	0.282
Longitud del cauce principal (km)	1.10	1.19
Elevación máxima del cauce (msnm)	1400.16	1217.80
Elevación mínima del cauce (msnm)	1104.81	905.81
Pendiente media del cauce principal - aritmética (%)	26.77%	26.24%
Pendiente media del cauce principal - Taylor y Schwarz (%)	17.82%	17.10%

Cuadro 5.2. Coberturas de suelo predominantes en la parte alta de la cuenca de la quebrada sin nombre que desfoga en el sitio de conexión al sistema pluvial de la Calle Macho Madrigal

Cobertura	Área	
	Km ²	Porcentaje
Forestal	0.197	81.97%
Pastizales	0.000	0.00%
Urbano	0.002	0.99%
Urbano baja densidad	0.041	17%
Total	0.241	100.0%

Cuadro 5.3. Coberturas de suelo predominantes en la parte baja de la cuenca de la quebrada sin nombre que desfoga en el sitio de conexión al sistema pluvial de la Calle Macho Madrigal

Cobertura	Área	
	Km ²	Porcentaje
Forestal	0.161	57.32%
Pastizales	0.050	17.77%
Urbano	0.024	8.35%
Urbano baja densidad	0.047	17%
Total	0.282	100.0%

Cuadro 5.4. Caudales máximos instantáneos (en m³/s) obtenidos a partir del método racional para la cuenca de la quebrada sin nombre en el sitio de conexión al sistema pluvial de la Calle Macho Madrigal, considerando el área de la parte alta de la cuenca en condición pre desarrollo

Parámetro	TR (años)			
	10	25	50	100
C	0.44	0.48	0.51	0.55
t _c (min)	12.85	12.85	12.85	12.85
i (mm/hr)	96.72	103.74	113.80	122.05
Q Montaña Sol Virgen (m ³ /s)	6.64	7.95	9.07	10.51
Q Montaña Sol Urbanizado (m ³ /s)	6.80	8.14	9.28	10.73
Diferencia	2%	2%	2%	2%

En el escenario de una eventual detención de la escorrentía en la parte alta de la cuenca, se procedió al cálculo del caudal pico en el punto de conexión al sistema pluvial de la calle Macho Madrigal eliminando el aporte relacionado al área de la parte alta. Esto suponiendo - conservadoramente- la posibilidad de una reducción total del aporte del pico de escorrentía que transita hacia aguas abajo.

Para este cálculo se utilizaron los datos de la subcuenca mostrados en el Cuadro 5.1, en este caso la cuenca tiene un tiempo de concentración calculado menor a los 10 min, de modo que para el cálculo del caudal pico se utilizó un valor de tiempo de concentración de 10 min, los caudales pico obtenidos para la subcuenca de la parte baja se muestran en el Cuadro 5.5.

Los resultados obtenidos para este escenario reflejan una disminución en los caudales pico comparados con los caudales obtenidos para la totalidad de la cuenca. Sin embargo, el caudal resultante sigue siendo mayor a la capacidad del sistema pluvial existente para todos los períodos de retorno analizados, prácticamente el doble de esa capacidad para períodos de retorno de 25 a 50 años.

Por lo anterior, se considera que la opción de desarrollar obras de detención de la escorrentía superficial en la parte de la cuenca no es una opción factible para continuar utilizando el sistema pluvial existente sin ningún cambio en la configuración actual. Es decir, adicional a la detención en este sector, siempre se requeriría de invertir en las obras de reemplazo de la tubería pluvial.

Cuadro 5.5. Caudales máximos instantáneos (en m³/s) obtenidos a partir del método racional para la cuenca de la quebrada sin nombre en el sitio de conexión al sistema pluvial de la Calle Macho Madrigal, considerando obras de detención para el área de la parte alta de la cuenca

Parámetro	TR (años)			
	10	25	50	100
C	0.47	0.51	0.54	0.58
t _c (min)	10.00	10.00	10.00	10.00
i (mm/hr)	104.86	112.47	123.37	132.32
Q (m ³ /s)	4.11	4.90	5.58	6.45

5.2 ESCENARIO DE ALMACENAMIENTO Y DETENCIÓN PLUVIAL EN LA PARTE BAJA DE LA CUENCA

Dado que, aún con un sistema de detención en la parte alta, que teóricamente permitiera reducir a cero el caudal pico proveniente de ese sector, se decidió explorar un escenario que considera desarrollar obras de detención de la escorrentía en la parte de baja de cuenca, con el fin de disminuir el caudal pico y poder utilizar el sistema pluvial existente en la calle Macho Madrigal. Para efectos de este análisis se definió el período de retorno de 25 años como objetivo de diseño, el cual es usual para el diseño de sistemas de detención de acuerdo con la normativa vigente. Por ejemplo, el Código de Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias del CFIA, en su edición más reciente (2017), establece los siguientes artículos relevantes para el diseño de sistemas de detención:

Artículo 9.7-4

Para el diseño de sistemas de detención o de retención la autoridad administrativa correspondiente podrá definir uno de los siguientes tres criterios:

- a) Fijación de un volumen mínimo de almacenamiento y de un valor de caudal permisible a verter de acuerdo con el área de proyecto, el uso del suelo o el cambio en área impermeable*
- b) Especificación de un valor de caudal permisible a verter para la tormenta de diseño seleccionada sin fijación de un volumen mínimo de almacenamiento*
- c) Establecimiento del requisito de no exceder los caudales picos producidos por la condición existente antes del desarrollo, esto para un rango específico de frecuencia de tormentas de diseño*

Las primeras dos condiciones son por lo general adoptadas por la autoridad administrativa luego del desarrollo de una estrategia regional de control de inundaciones, un plan maestro de drenaje de la cuenca o un plan de manejo de aguas pluviales de la cuenca. El tercer criterio se adopta generalmente en ausencia de dicha estrategia o plan. El periodo de retorno mínimo para la tormenta de diseño de los sistemas de detención o de retención será de 10 años.

Por su parte, la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Saneamiento y Pluvial del AyA (2017) se refiere a los sistemas de detención o retardo de la siguiente forma:

6.5 Sistema de retardo pluvial

Los requerimientos para el cálculo de los sistemas de retardo deben ser suministrados por el o los gobiernos locales dentro de la zona de influencia del proyecto, cuando se indique que el sistema pluvial debe incluir este componente. Se debe aportar la memoria de cálculo pluvial tomando en cuenta los requerimientos indicados.

Se debe utilizar como mínimo un período de retorno de 10 años, para los cálculos hidrológicos, con excepción de aquellos casos en donde el o los gobiernos locales establezcan un período de retorno mayor.

5.2.1 Identificación de posibles sitios de embalse

Para desarrollar esta opción se realizó un estudio de las propiedades en el sector cercano al sitio actual de conexión al sistema pluvial, para determinar si existía algún área no urbanizada que pudiera ser utilizada como área para un posible embalse de detención. Mediante imágenes satelitales de Google Earth y el mosaico de propiedades proporcionado por la Municipalidad, se identificó una propiedad que cumple con las características requeridas. En la Figura 5.2 se muestra el esquema de ubicación de dicha propiedad. La propiedad está identificada como un predio ordinario y tiene un área de 17253 m².

5.2.2 Delimitación de las subcuencas producto de la detención en el embalse

Para el análisis de la detención de la escorrentía superficial se subdividió la cuenca en dos subcuencas, denominadas A y B (Ver Figura 5.3). La subcuenca A corresponde a la porción del área total cuya escorrentía será retenida temporalmente en el embalse, su punto de control está definido en el límite sureste de la propiedad propuesta para el embalse. La subcuenca B corresponde a la porción de la cuenca que queda fuera de la detención, cuyo caudal pico de escorrentía entra al sistema pluvial actual sin ningún retardo. En el Cuadro 5.6 se resumen las características principales de cada una de estas subcuencas.

Figura 5.2. Ubicación de posible propiedad para desarrollo de un embalse de retención en la zona baja de la cuenca

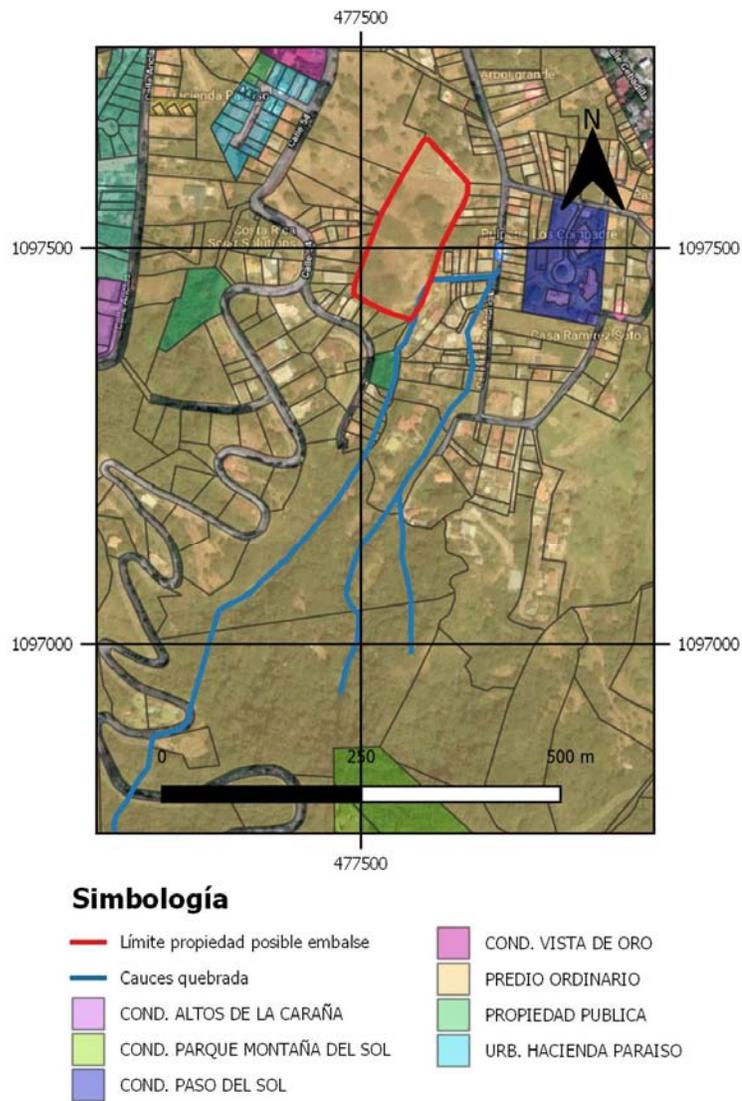
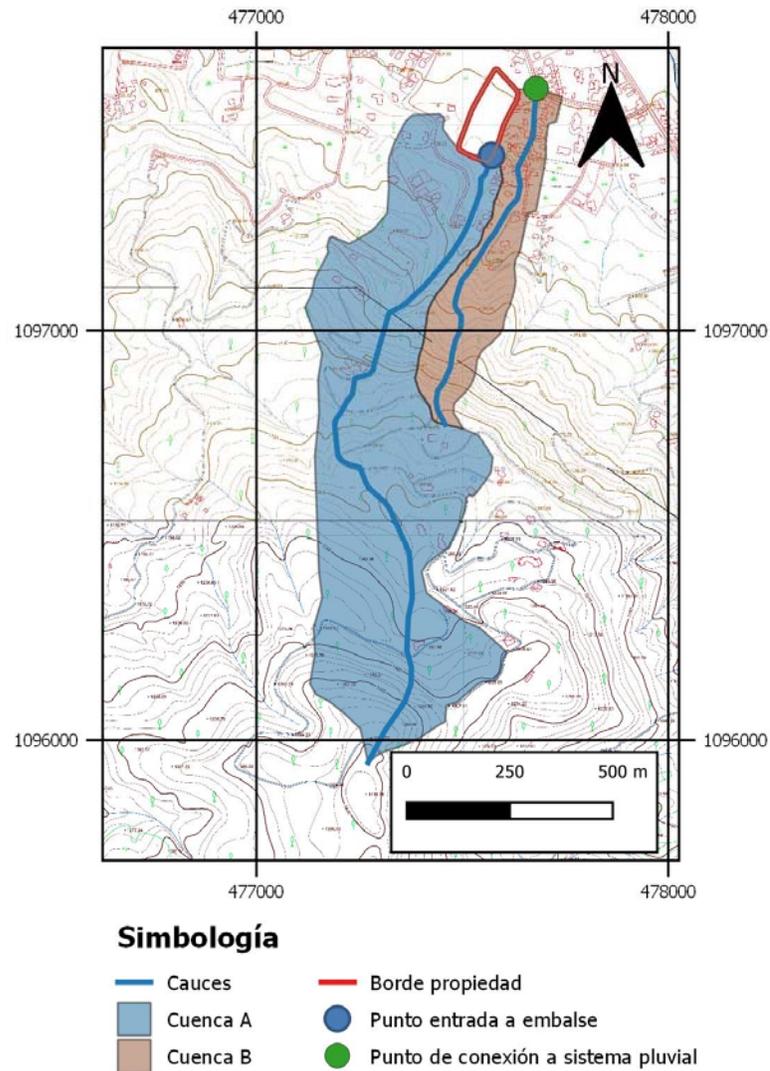


Figura 5.3. División de cuencas para análisis de detención de escorrentía en el embalse



Cuadro 5.6. Características morfológicas básicas de las subcuencas de la quebrada sin nombre utilizadas para el análisis del embalse de detención

Característica	Valor cuenca A	Valor cuenca B
Área de drenaje (km ²)	0.467	0.102
Longitud del cauce principal (km)	1.72	0.78
Elevación máxima del cauce (msnm)	1400.16	1155.16
Elevación mínima del cauce (msnm)	910.69	905.81
Pendiente media del cauce principal - aritmética (%)	28.44%	32.05%
Pendiente media del cauce principal - Taylor y Schwarz (%)	19.04%	19.61%

Con la información de las subcuencas se procedió a aplicar el método racional para obtener el caudal pico máximo de cada una. En el Cuadro 5.7 y el Cuadro 5.8 se muestran los resultados obtenidos.

Se considera que en este escenario sí es factible realizar una detención del caudal en un embalse, principalmente porque la cuenca B -que no estaría sujeta a retardo/ detención de su caudal pico- tiene un caudal pico máximo estimado de 2.0 m³/s para el período de retorno de 25 años (período de diseño escogido para el análisis), el cual es *menor* que la capacidad del sistema pluvial actual. De este modo, existe la posibilidad técnica de diseñar un embalse de detención con las características hidráulicas necesarias para reducir el caudal pico de la cuenca A, de manera que el caudal total en el punto de conexión con el sistema pluvial existente no supere la capacidad hidráulica actual.

Cuadro 5.7. Caudales máximos instantáneos (en m³/s) obtenidos a partir del método racional para la subcuenca A

Parámetro	TR (años)			
	10	25	50	100
C	0.45	0.50	0.53	0.57
t _c (min)	11.42	11.42	11.42	11.42
i (mm/hr)	100.47	107.76	118.21	126.78
Q (m ³ /s)	6.36	7.61	8.67	10.03

Cuadro 5.8. Caudales máximos instantáneos (en m³/s) obtenidos a partir del método racional para la subcuenca B

Parámetro	TR (años)			
	10	25	50	100
C	0.53	0.57	0.60	0.65
t _c (min)	10.00	10.00	10.00	10.00
i (mm/hr)	104.86	112.47	123.37	132.32
Q (m ³ /s)	1.69	2.00	2.27	2.60

5.2.3 Cálculos de tránsito hidrológico y estimación de volumen de embalse requerido

Las simulaciones de la operación del embalse se llevaron a cabo aplicando el método de tránsito hidrológico conocido como tránsito de piscina nivelada o método de Puls (Chow et.al., 1994), empleando para ello el módulo de tránsito de embalses del sistema de modelado hidrológico HEC-HMS.

Como entrada a la simulación, se generaron hidrogramas de diseño derivados mediante el Método Racional Modificado (Chow et.al, 1994). Este método es una extensión del Método Racional que permite construir de una forma simplificada hidrogramas que representan la respuesta de la cuenca al evento de intensidad efectiva constante que supone el método. Esto permite darle temporalidad a la ocurrencia del caudal pico y a la variación en el tiempo de los caudales durante la creciente.

El método permite la construcción de hidrogramas triangulares, definidos por un caudal pico Q_p , un tiempo al pico t_p y un tiempo base t_b . El caudal pico es el obtenido por el Método Racional, para una duración de lluvia igual al tiempo de concentración ($d = t_c$); el tiempo al pico será igual a la duración de la lluvia, que a su vez es igual al tiempo de concentración ($t_p = d = t_c$); y el tiempo base será dos veces el tiempo de concentración: $t_b = 2 \times t_c$.

Si se desean considerar duraciones de lluvia mayores al tiempo de concentración, los hidrogramas resultantes ya no serán triangulares sino trapeziales. Se deberá proceder con el cálculo del correspondiente caudal pico, aplicando la fórmula racional ya no para una duración igual al tiempo de concentración sino para un valor mayor. Esto generará caudales pico más bajos, ya que la intensidad respectiva será mejor, según se comportan las curvas i-d-f. Sin embargo, estos hidrogramas tendrán un tiempo base mayor, igual a la suma de la duración considerada ($d > t_c$) y el tiempo de concentración: $t_b = d + t_c$. El pico inicia en $t = t_c$ y se prolonga,

de forma plana, hasta $t = d$. Al tener un mayor tiempo base, el volumen que consideran es usualmente mayor al del caso de la duración igual al tiempo de concentración, por lo que pueden resultar en condiciones más críticas para el diseño, aún si los caudales pico son menores al del caso base ($d = t_c$). Con este método es posible generar múltiples hidrogramas trapeziales, uno para cada duración que se considere. Todos los hidrogramas generados tienen el mismo período de retorno.

Para el caso del período de retorno de 25 años, se generaron hidrogramas trapeziales de entrada provenientes de la subcuenca A, que es la que aporta al embalse de detención. También se generaron hidrogramas para la subcuenca B con el mismo período de retorno y duraciones que los estimados para la subcuenca A, de manera que en el modelo de análisis de HEC-HMS se analizó conjuntamente el efecto del tránsito del caudal proveniente de la subcuenca A en el embalse y la confluencia de este tránsito con el caudal generado por la subcuenca B en el punto de conexión al sistema pluvial existente en la calle Macho Madrigal. Los hidrogramas empleados en las simulaciones, para duraciones de lluvia de entre 10 y 180 minutos, se muestran en la Figura 5.4 y la Figura 5.5.

Figura 5.4. Hidrogramas de entrada de 25 años de período de retorno provenientes de la subcuenca A de aporte al embalse de retardo

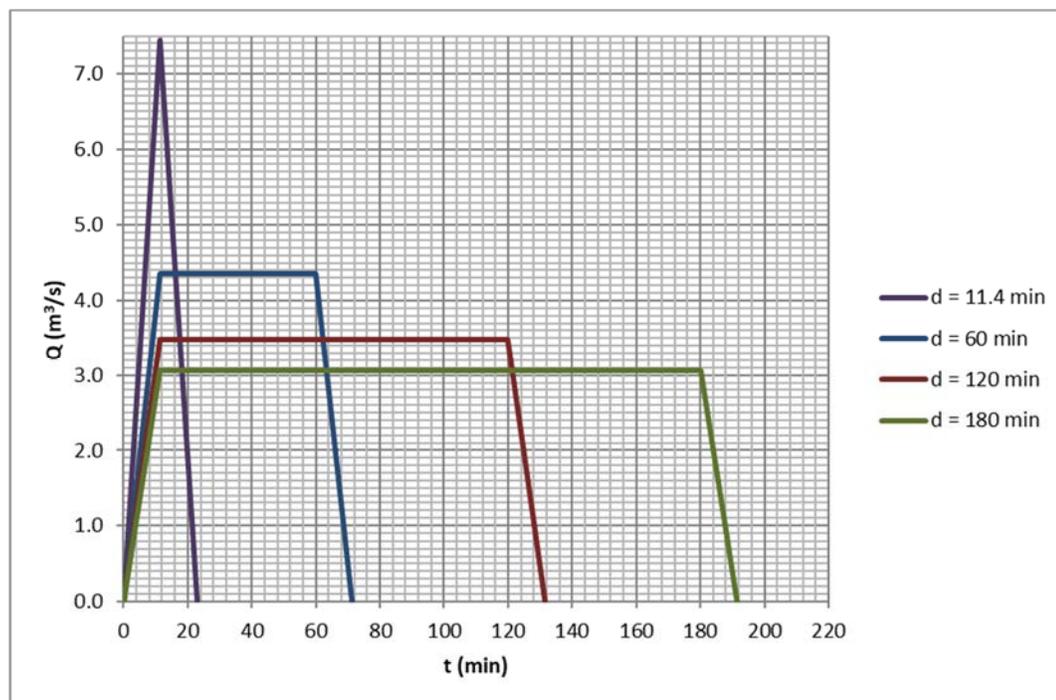
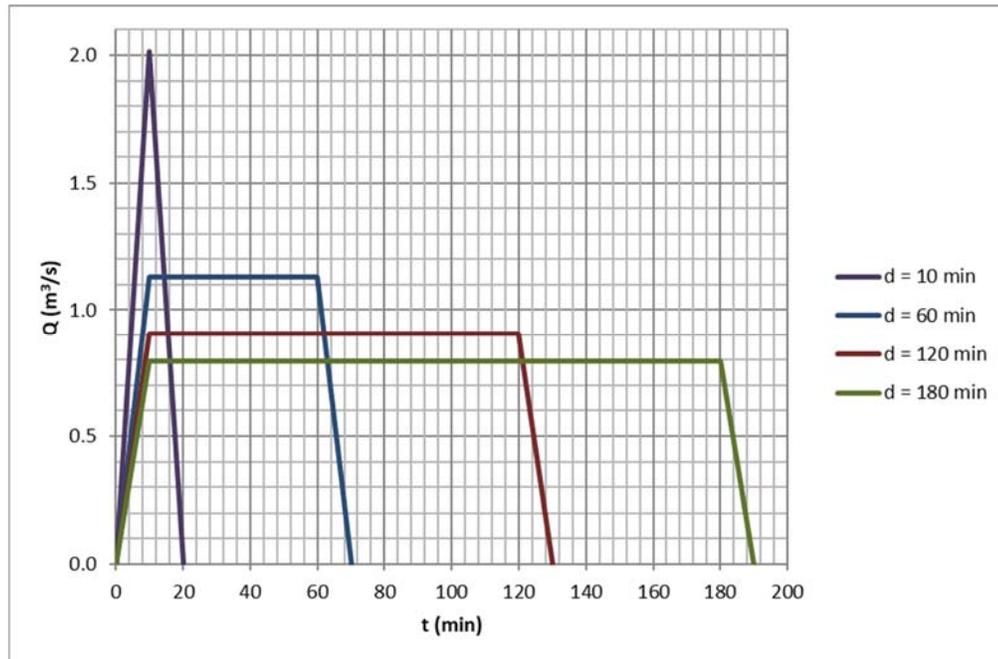


Figura 5.5. Hidrogramas de entrada de 25 años de período de retorno provenientes de la subcuenca B de aporte directo al sistema pluvial de la calle Macho Madrigal



Como no se tiene definida la geometría del embalse de retardo a priori, se procedió a estimar áreas y volúmenes en función de la altura de manera teórica.

El paso inicial para esta estimación fue definir una geometría en planta base para el embalse, según la información disponible se determinó el área disponible para la construcción en la propiedad identificada, la geometría base tiene forma rectangular, con un ancho máximo de 45.0 m y un largo máximo de 150.0 m. Se definieron 4 opciones posibles de embalse, con un área mínima base de ancho constante de 45.0 m y largo variable entre 71.0 m y 150.0 m; la altura máxima del agua dentro del embalse se fijó inicialmente en 3.0 m para todos los casos, el área mínima escogida se fijó en la altura "0". Con el área base definida para cada opción, se fijaron taludes internos de embalse con pendiente 2H:1V y se procedió a realizar los cálculos teóricos de volumen considerando la geometría del sólido como una pirámide truncada. Las fórmulas para el cálculo del área y volumen con respecto a la altura "H" son las siguientes.

$$A(H) = (B_B + 2 * 2H) * (L_B + 2 * 2H) \quad (4)$$

$$V(H) = \frac{1}{3} H (A_B + A(H) + \sqrt{A_B * A(H)}) \quad (5)$$

Donde:

$A(H)$: Área del embalse a una altura H desde el fondo base "0", m^2

B_B : Ancho del embalse en el fondo base "0", m

L_B : Largo del embalse en el fondo base "0", m

H : Altura desde el fondo, m

A_B : Área del embalse en el fondo base "0", m^2

$V(H)$: Volumen del embalse a una altura H desde el fondo base "0", m^3

En la Figura 5.6 a Figura 5.9 se muestran las curvas de área superficial y almacenamiento de las opciones propuestas para el embalse.

Figura 5.6. Curvas de área superficial y almacenamiento para la opción 1 del embalse
 $B_B = 45.0\ m$, $L_B = 71.0\ m$ (Elevaciones en metros sobre el nivel de fondo)

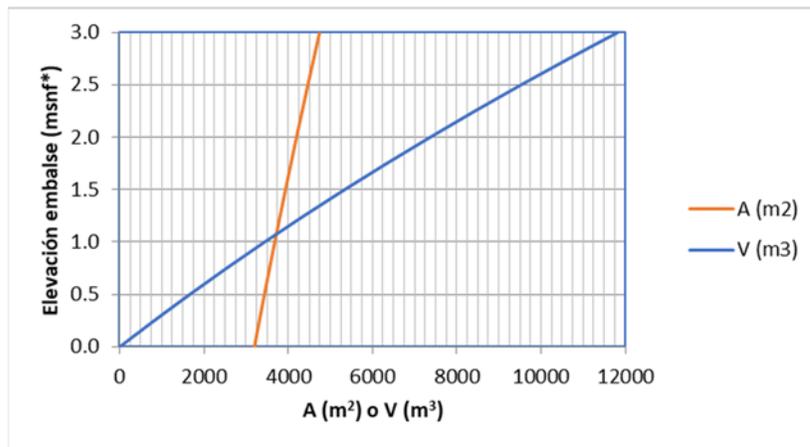


Figura 5.7. Curvas de área superficial y almacenamiento para la opción 2 del embalse
 $B_B = 45.0\ m$, $L_B = 100.0\ m$ (Elevaciones en metros sobre el nivel de fondo)

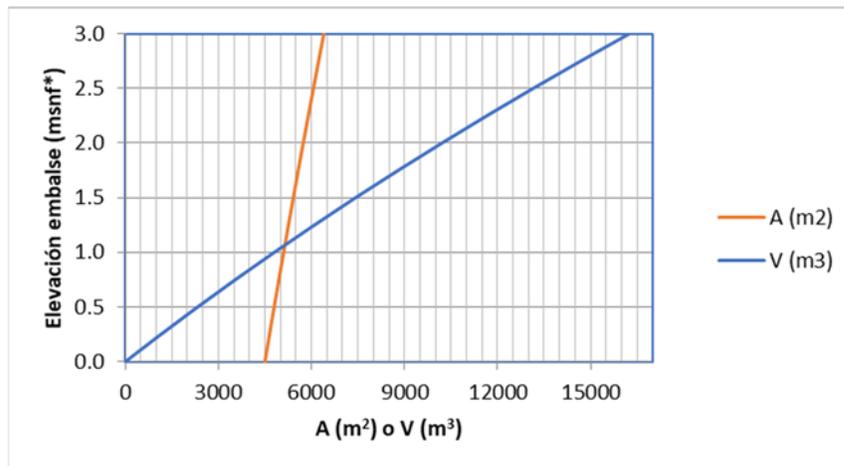


Figura 5.8. Curvas de área superficial y almacenamiento para la opción 3 del embalse
BB = 45.0 m, LB = 125.0 m (Elevaciones en metros sobre el nivel de fondo)

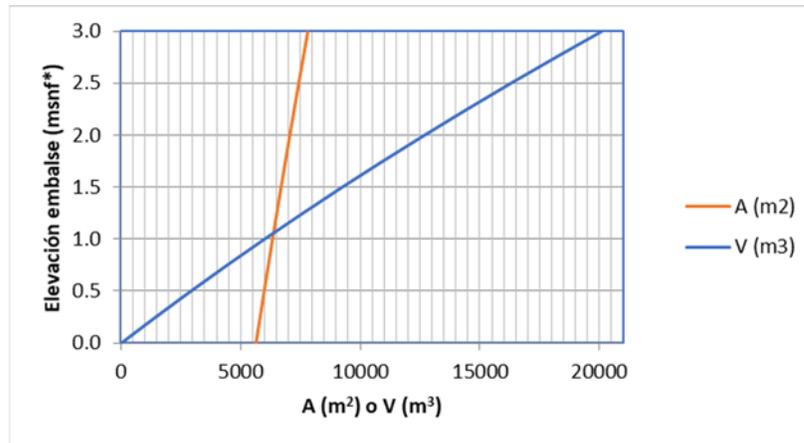
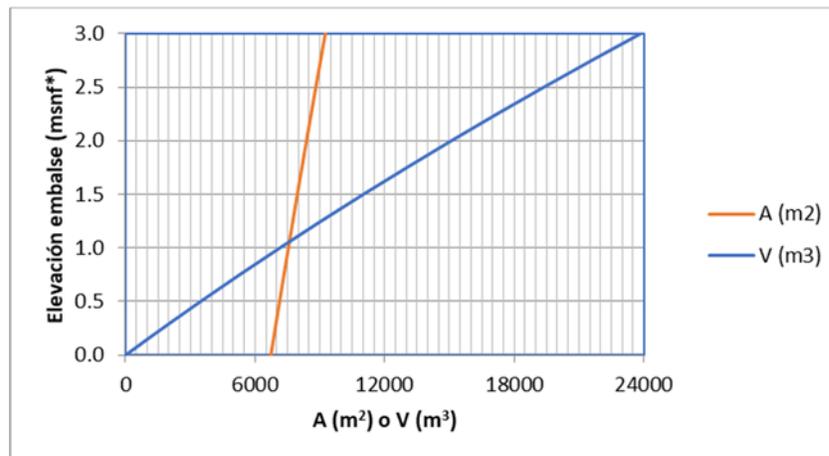


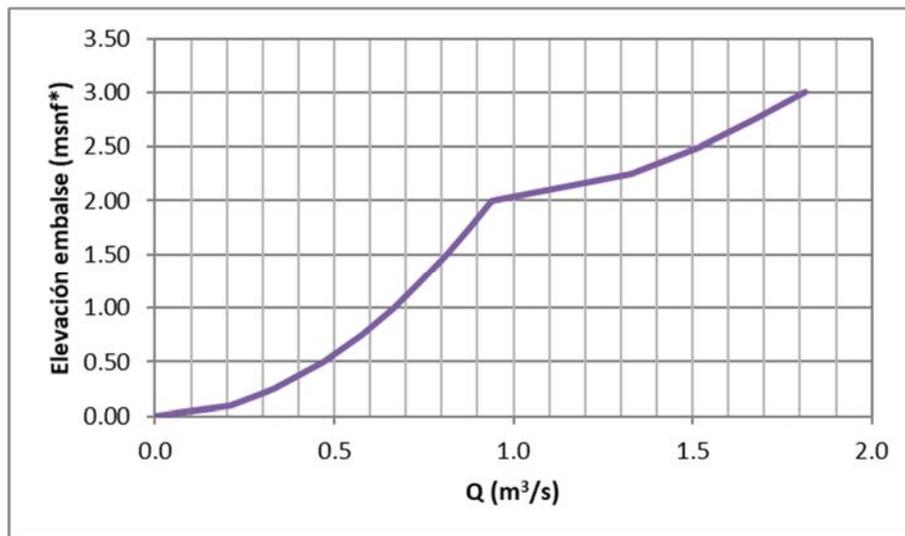
Figura 5.9. Curvas de área superficial y almacenamiento para la opción 4 del embalse
BB = 45.0 m, LB = 150.0 m (Elevaciones en metros sobre el nivel de fondo)



El comportamiento hidráulico de la salida del embalse viene condicionado por 2 orificios de 0.50 m de lado que están colocados a diferentes alturas, el primer orificio se ubicó en el nivel de fondo "0" del embalse, mientras que el segundo orificio se colocó a 2.0 m de altura del fondo. Este esquema permite restringir el caudal que sale del embalse para volúmenes bajos, que corresponden a duraciones de tormenta cortas, donde el caudal pico de la subcuenca B es de alrededor de 2.0 m³/s y el caudal máximo que sale del embalse de detención debe ser lo suficientemente bajo para no superar la capacidad del sistema pluvial; para duraciones más largas, el caudal pico de la subcuenca B tiene magnitudes menores, de modo que el caudal de salida del embalse podría ser mayor, en este caso el almacenamiento en el embalse aumenta y

se empieza a evacuar caudal por el segundo orificio, de modo que la capacidad total de salida del embalse aumenta. En la Figura 5.10 se muestra la curva de descarga del embalse para las 4 opciones, con la configuración de salida propuesta.

Figura 5.10. Curvas de descarga del embalse
(Elevaciones en metros sobre el nivel de fondo)



Se llevaron a cabo un total de 4 simulaciones, para las 4 duraciones de lluvia calculadas, cada una de ellas asociada a una opción de embalse, se estimó de manera teórica que el volumen de embalse requerido aumentaba conforme aumentaba la duración de la lluvia analizada, lo cual fue confirmado mediante las simulaciones. En el Cuadro 5.9 se resumen los valores de entrada y de salida de las simulaciones de tránsito del embalse, incluyendo caudales pico y volúmenes almacenados, el Cuadro 5.10 muestra el resumen del caudal resultante desfogado en el sistema pluvial existente considerando la suma de los caudales de la subcuenca A y la subcuenca B. Se observa que los valores más altos de caudal de entrada para el tránsito del embalse corresponden a una duración de lluvia de 10 minutos, aunque el embalse en este escenario no alcanza ni la mitad de su capacidad de almacenamiento. Para este escenario, el embalse logra reducir el caudal pico desfogado al sistema pluvial por la subcuenca A a valores de un 90% con respecto a su condición sin detención (con duración de lluvia igual al tiempo de concentración) y el caudal total desfogado al sistema pluvial es de 2.5 m³/s, de modo que la detención es efectiva poder manejar la escorrentía utilizando el sistema pluvial existente.

Conforme aumenta la duración de la lluvia, el volumen de almacenamiento requerido también aumenta, de modo que para transitar la tormenta de 180 min (3 h) se requiere un volumen de almacenamiento mínimo de 22110 m³ en el embalse, esto debido a la baja capacidad hidráulica del sistema pluvial existente. El tránsito de la creciente asociada a esta duración se muestra

gráficamente en la Figura 5.11. En la Figura 5.12 se muestra la superposición de los hidrogramas provenientes del embalse y de la cuenca adicional sin detención, que permite calcular el pico máximo de caudal que deberá manejar el sistema pluvial existente.

Se considera que la configuración propuesta de los orificios de descarga es satisfactoria para el control de salida de caudal, ya que permite restringir el caudal para la duración crítica de 10 min con un volumen razonable de almacenamiento, conforme aumenta la duración de la lluvia, y por consiguiente el volumen de almacenamiento utilizado, el segundo orificio empieza a funcionar y permite evacuar un caudal mayor, el cual sumado al caudal pico de la subcuenca B (que también se reduce conforme aumenta la duración de la lluvia) se mantiene siempre dentro del límite impuesto por la capacidad del sistema pluvial.

Cuadro 5.9 Resumen de resultados de las simulaciones de la operación del embalse de detención

Parámetro	d = 10 min	d = 60 min	d = 120 min	d = 180 min
Opción de embalse utilizado	Opción 1	Opción 2	Opción 3	Opción 4
Q pico entrada de la subcuenca A (m ³ /s)	7.44	4.36	3.49	3.06
Volumen total de entrada (m ³)	5510	15690	25100	33050
Q pico salida (m ³ /s)	0.77	1.44	1.67	1.71
Volumen máximo utilizado (m ³)	4840	12480	18000	22110
Nivel máximo en el embalse (msnf*)	1.37	2.39	2.73	2.81
Factor de reducción con respecto al caudal pico de entrada	0.90	0.67	0.52	0.56

Cuadro 5.10 Resumen de caudales desfogados en el punto de conexión al sistema pluvial existente en la calle Macho Madrigal considerando el efecto del embalse de detención

Parámetro	d = 10 min	d = 60 min	d = 120 min	d = 180 min
Q pico proveniente del embalse (subcuenca A, con detención) (m ³ /s)	0.77	1.44	1.67	1.71
Q pico proveniente de la subcuenca B (m ³ /s)	2.01	1.13	0.90	0.79
Q pico de desfogue al Punto de conexión al sistema pluvial calle Macho Madrigal (m ³ /s)	2.50	2.50	2.55	2.50

Figura 5.11. Tránsito de la creciente en el embalse para un período de retorno de 25 años y una duración de lluvia de 180 min (3h)

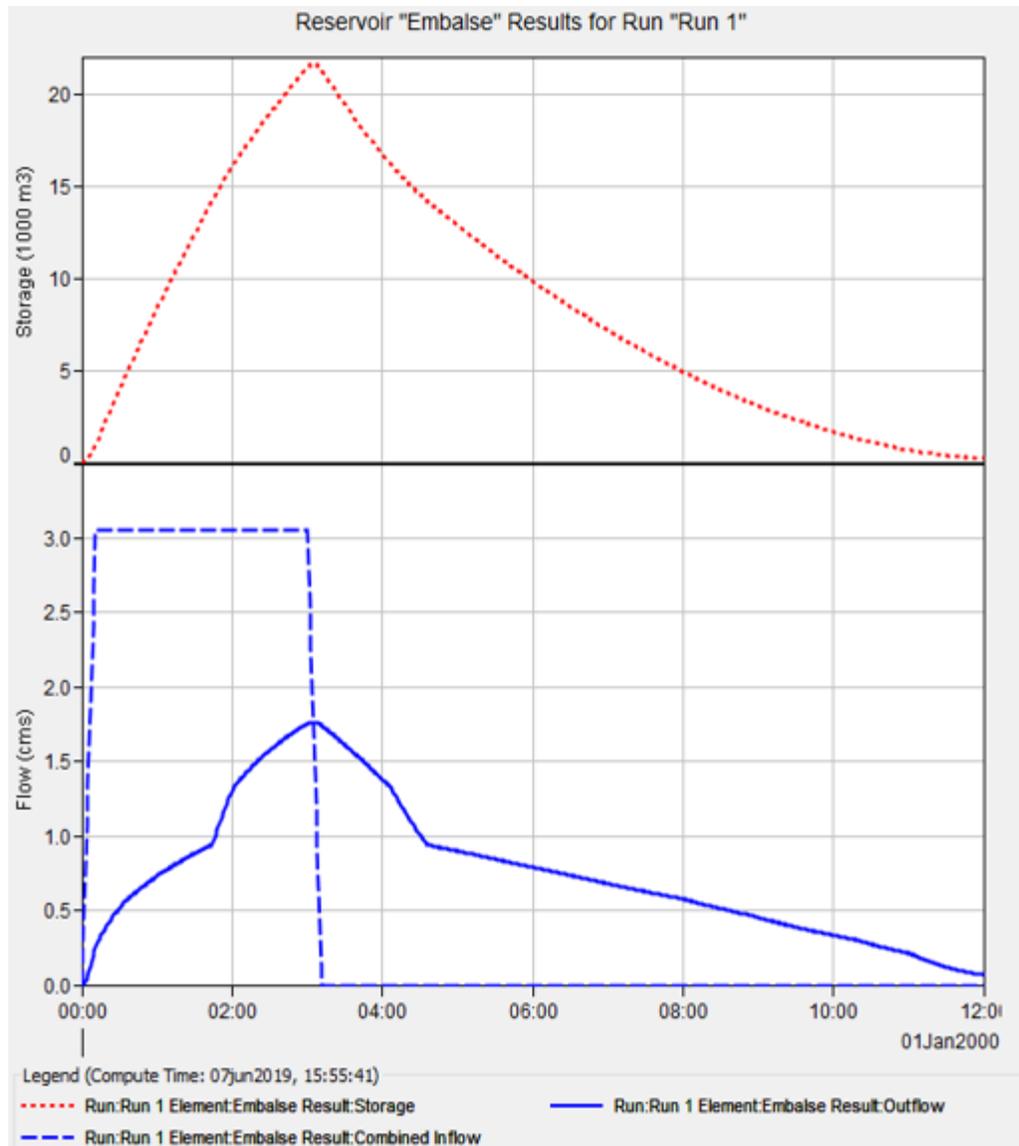
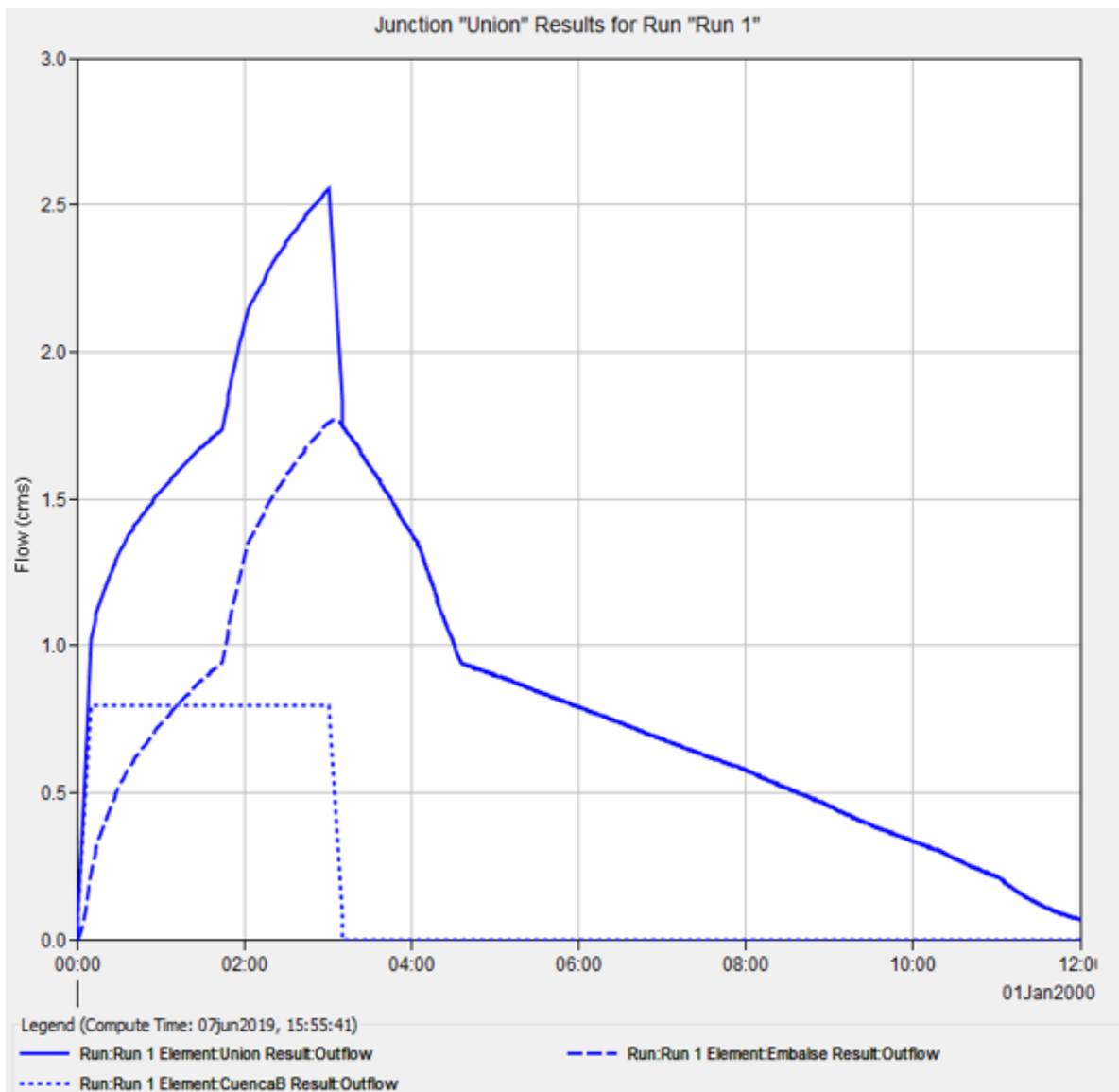


Figura 5.12. Superposición de hidrogramas provenientes del embalse y la subcuenca B para un período de retorno de 25 años y una duración de lluvia de 180 min (3h)



Es importante destacar que, para duraciones de lluvia y períodos de retorno mayores a los analizados, el caudal pico de salida del embalse sería mayor que los estimados anteriormente, con el consiguiente desbordamiento del sistema pluvial. El embalse siempre permitiría una reducción del caudal con respecto a la situación actual, pero el sistema pluvial sería insuficiente para eventos con períodos de retorno mayores a 25 años y duraciones de lluvias intensas de más de 3 horas.

El diseño completo de un sistema de detención pluvial por medio de un embalse de almacenamiento temporal incluye la determinación de un borde libre razonable para garantizar la seguridad de operación de la obra ante eventos que superan su capacidad de diseño, este borde libre va acompañado de la inclusión de un vertedor de excedencias, que ayuda a evacuar el exceso de agua que entra al sistema de manera controlada y sin comprometer la estabilidad estructural y geotécnica de la obra de embalse.

A partir de los análisis realizados, se escoge la opción 4 de embalse como la más adecuada para el objetivo de detención de la escorrentía pluvial del sector de la calle Macho Madrigal, ya que permite reducir con seguridad el caudal pico de tormentas con una duración de hasta 180 min (3 h) para el período de retorno de 25 años.

Conforme lo expuesto en el párrafo anterior, este embalse requiere un borde libre de 1.0 m respecto al nivel máximo alcanzado por el agua para el período de retorno de diseño, que según el Cuadro 5.9 es de 2.81 m, de modo que se fijó la altura máxima del embalse requerido en 3.85 m, el volumen interno total resultante de esta opción es de 32022 m³. En la se muestra la curva de área superficial y almacenamiento de esta opción de embalse.

Adicional a las simulaciones ya presentadas se analizaron dos escenarios adicionales para estudiar la respuesta del embalse ante eventos superiores a su capacidad de diseño. El primer escenario analizó el tránsito de la creciente para el período de retorno de 25 años y una duración de la lluvia de 360 min (6 h), mientras que el segundo escenario simuló la creciente para el período de retorno 50 años y una duración de la lluvia de 180 min (3 h). Para estas simulaciones se incorporó en la curva de descarga del embalse un vertedor de excedencias con una longitud de vertido de 5.0 m y una cota de inicio de los vertidos ubicada en la elevación 2.85 msnf*, se fijó para efectos de este análisis que la altura máxima del agua en el embalse no sobrepasara la cota 3.35 msnf*, de modo que la altura máxima de vertidos y el borde libre reducido son ambos 0.50 m, este valor se estima adecuado para eventos de avenidas fuera del rango de diseño. La Figura 5.13 muestra la curva de descarga del embalse con la inclusión de esta obra.

En el Cuadro 5.11 se muestran los resultados de las simulaciones adicionales para el tránsito del embalse, el Cuadro 5.12 muestra el resumen del caudal resultante desfogado en el sistema pluvial existente.

Figura 5.13. Curvas de área superficial y almacenamiento para la opción 4 del embalse considerando el borde libre requerido para la condición de diseño propuesta BB = 45.0 m, LB = 150.0 m (Elevaciones en metros sobre el nivel de fondo)

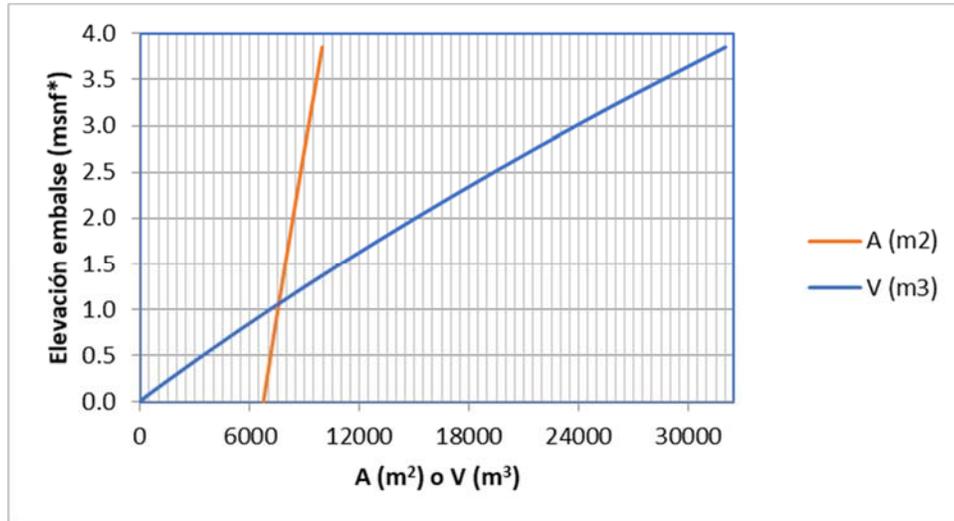
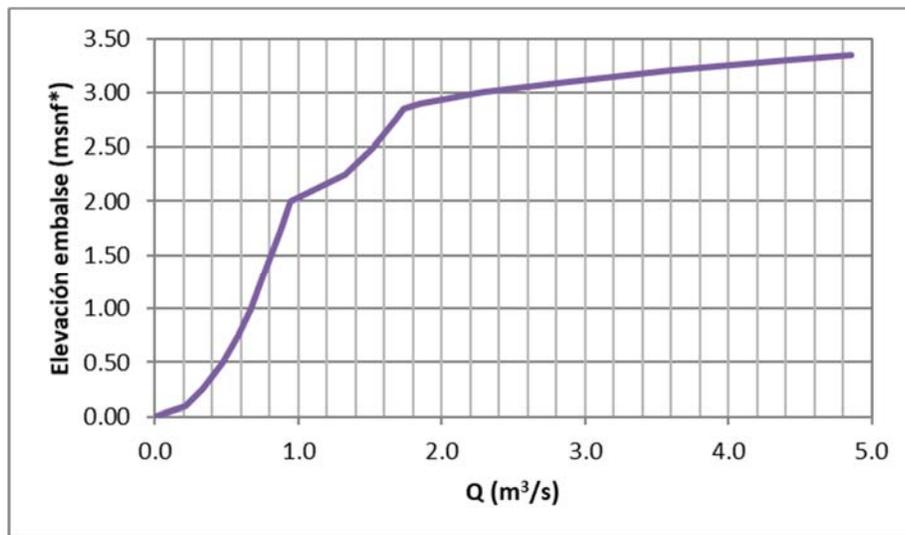


Figura 5.14. Curvas de descarga del embalse considerando el caudal adicional evacuado a través del vertedor de excedencias (Elevaciones en metros sobre el nivel de fondo)



Cuadro 5.11 Resumen de resultados de las simulaciones de la operación del embalse de detención, para duraciones de tormenta y períodos de retorno superiores a la condición propuesta de diseño

Parámetro	TR 25 años d = 360 min	TR 50 años d = 180 min
Opción de embalse utilizado	Opción 4	Opción 4
Q pico entrada de la subcuenca A (m ³ /s)	2.45	3.28
Volumen total de entrada (m ³)	52870	35440
Q pico salida (m ³ /s)	2.40	2.14
Volumen máximo utilizado (m ³)	24040	23560
Nivel máximo en el embalse (msnf*)	3.02	2.99
Factor de reducción con respecto al caudal pico de entrada	0.02	0.35

Cuadro 5.12 Resumen de caudales desfogados en el punto de conexión al sistema pluvial existente en la calle Macho Madrigal considerando el efecto del embalse de detención, para duraciones de tormenta y períodos de retorno superiores a la condición propuesta de diseño

Parámetro	TR 25 años d = 360 min	TR 50 años d = 180 min
Q pico proveniente del embalse (subcuenca A, con detención) (m ³ /s)	2.4	2.14
Q pico proveniente de la subcuenca B (m ³ /s)	0.64	0.85
Q pico de desfogue al Punto de conexión al sistema pluvial calle Macho Madrigal (m ³ /s)	3.03	2.95
Porcentaje adicional a la capacidad de diseño del sistema	16.5%	13.5%

Los resultados obtenidos muestran que, para los dos escenarios adicionales simulados, el vertedor propuesto logra manejar el volumen de las crecientes con un nivel de seguridad adecuado para el embalse, sin embargo, al aumentar la capacidad de evacuación de caudal del embalse se aumenta el caudal resultante en el punto de desfogue al sistema existente. Este aumento es más crítico para el escenario de una duración de lluvia de 360 min (6 h) con un período de retorno de 25 años, donde el caudal de salida resultante es de 3.03 m³/s, el cual sobrepasa la capacidad del sistema pluvial en un 16.5%.

La consecuencia directa de lluvias con duraciones y/o períodos de retorno mayores al umbral de diseño del embalse es un desbordamiento del sistema en los pozos pluviales que se coloquen a lo largo de la tubería de conexión al sistema actual entre el punto de salida del embalse y el punto de conexión.

Se observa que para los períodos y duraciones de lluvia analizados el aumento en el nivel del embalse es de entre 0.10 m y 0.18 m respecto al nivel máximo de diseño planteado, de modo que el vertedor de excedencias aún tendría capacidad extra de evacuar caudal al sistema sin peligro de desbordamientos del embalse, sin embargo, esto implicaría desbordamientos adicionales a los ya contemplados en el sistema pluvial existente.

5.2.4 Diseño de sitio preliminar de las opciones de embalse en la propiedad potencial identificada

A partir de las estimaciones teóricas de área y volumen requerido para cada una de las opciones propuestas de embalse se procedió a realizar una implantación preliminar de cada una en el sitio de la propiedad identificada. Para elaborar esta implantación se utilizó la información topográfica disponible del levantamiento LIDAR proporcionado por la Municipalidad para la elaboración de la presente consultoría.

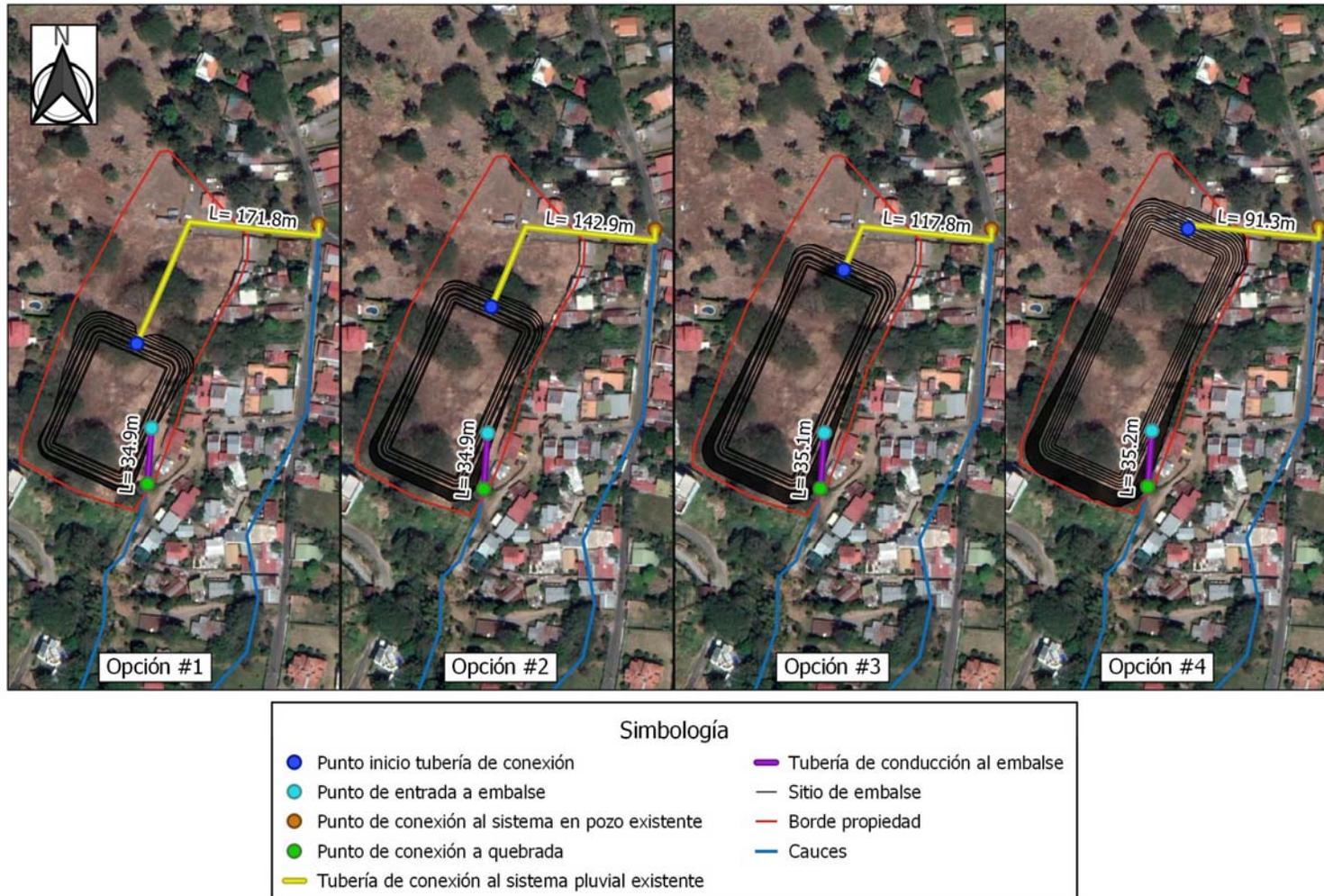
En todos los casos se plantea que el sector sur del embalse se encuentre en condición de corte respecto al terreno natural, mientras que el sector norte tendrá un dique de relleno. Conforme el área en planta del embalse aumenta, la elevación mínima de éste se adecúa a la elevación natural del terreno, que tiene una pendiente descendente en la dirección sur-norte. En el Cuadro 5.13 se muestra un resumen de las características geométricas principales para cada una de las 4 opciones analizadas. En la Figura 5.15 se muestra el esquema en planta de las opciones de embalse y el esquema básico de conexión de cada uno con el sistema pluvial actual. Se estimó preliminarmente que el diámetro de la tubería de conexión requerido es 1.50 m.

Cuadro 5.13 Resumen de características geométricas de las opciones propuestas para el embalse de detención

*Elevaciones indicadas con la referencia del levantamiento LIDAR existente

Opción	Nivel fondo (msnm*)	Nivel Berma (msnm*)	Volumen total almacenamiento (m ³)	Volumen corte requerido (m ³)	Volumen relleno requerido (m ³)	H embalse (m)	Área total intervenida en planta (m ²)
Op1	906.5	909.5	11786.04	11296.68	4174.65	3	6742.74
Op2	903.5	906.5	16233.04	28768.19	2256.81	3	8720.09
Op3	901.5	904.5	20048.04	45757.02	1851.23	3	10656.10
Op4	900	903.85	32007.2	62588.89	4387.61	3.85	13763.38

Figura 5.15. Curvas de descarga del embalse considerando el caudal adicional evacuado a través del vertedor de excedencias (Elevaciones en metros sobre el nivel de fondo)



Es claro que la construcción de un embalse que garantice el funcionamiento seguro del sistema pluvial existente requiere de una intervención de sitio importante, independientemente de la opción de embalse escogida.

Para la opción 4, que se considera la requerida para este proyecto en particular, el embalse abarca prácticamente la totalidad del área en planta de la propiedad identificada, mientras que el volumen total de movimientos de tierra requeridos (corte + relleno) para su construcción es de alrededor de 68 000 m³.

La tubería de salida del embalse que llega al punto de conexión se esquematizó con salida por una servidumbre de paso existente que se conecta con la calle Macho Madrigal, se considera que el desnivel disponible entre el punto de salida del embalse y el pozo existente en las cercanías de la salida de la servidumbre es adecuado para el correcto funcionamiento de la eventual tubería, sin embargo, dependiendo del tamaño real del pozo, es probable que éste requiera de una ampliación de diámetro para recibir la tubería de salida de 1.50 m de diámetro.

5.2.5 Consideraciones técnicas y económicas de la factibilidad del embalse de detención

A partir de las simulaciones realizadas para el embalse y el sistema conjunto embalse-subcuenca B se determinó que es técnicamente posible colocar un embalse de detención en la parte baja de la cuenca de la quebrada sin nombre con el objetivo de disminuir la magnitud del caudal pico y poder utilizar el sistema pluvial existente, para una duración de tormenta de 180 min (3 h) con un período de retorno de 25 años.

Para tormentas con una duración de lluvia y/o período de retorno mayores a los de diseño, el embalse planteado permite manejar el exceso de escorrentía que ingresa al sistema con un borde libre razonable que garantiza la seguridad de la operación del mismo, con la consecuencia directa de un aumento del caudal pico de salida y un eventual desbordamiento en los pozos iniciales del sistema pluvial existente en el sector de la calle Macho Madrigal, debido a la limitada capacidad hidráulica del mismo.

La construcción del sistema de embalse de detención implica la compra por parte de la Municipalidad de un terreno de aproximadamente 1.7 Ha, realizar un movimiento de tierras de alrededor de 63 000 m³, la conformación del relleno compactado para construir diques de 3.85 m de alto en una longitud de unos 100 m, la colocación de unos 15000 m² de geomembrana en los taludes internos del embalse, el planteamiento de drenajes sub-superficiales en un área de 7000 m², la construcción de los orificios de salida del caudal y el vertedor de excedencias, así

como la colocación de 92 m de tubería de 1.50 m de diámetro y los pozos pluviales intermedios asociados a la misma para la conexión al sistema pluvial existente, con la posible modificación del pozo pluvial en el que se plantea realizar esta conexión.

Las labores requeridas para construir esta obra son técnicamente factibles, pero se considera que el eventual costo asociado al desarrollo de estas sobrepasaría considerablemente el eventual costo de colocación de un sistema pluvial adicional a lo largo del sector de la calle Macho Madrigal con capacidad hidráulica suficiente para el adecuado manejo del caudal pico producto de la escorrentía sin la necesidad de plantear una detención y retardo de este.

En el siguiente apartado del presente informe se explora este método para mitigar la problemática de inundación existente.

6. MODELADO HIDRÁULICO DE LA PROPUESTA PLANTEDA POR IMNSA PARA EL NUEVO SISTEMA PLUVIAL DE LA CALLE MACHO MADRIGAL

6.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA PROPUESTO

En el informe elaborado por IMNSA (2018) se plantea la colocación de un sistema pluvial adicional para el manejo de la escorrentía a lo largo de la Calle Macho Madrigal.

El sistema propuesto tiene aproximadamente 676 m de longitud, cuenta con un cabezal de entrada en las cercanías al inicio del entubamiento actual de la quebrada sin nombre, 9 pozos pluviales intermedios con un diámetro de 1.80 m, un cabezal de salida hacia el río Caraña y 10 tramos de tubería de PVC de 1.50 m de diámetro, con longitudes y pendientes de fondo variables. En el Cuadro 6.1 se presenta la información geométrica de la propuesta presentada por IMNSA, la Figura 6.1 muestra el esquema en planta de la propuesta.

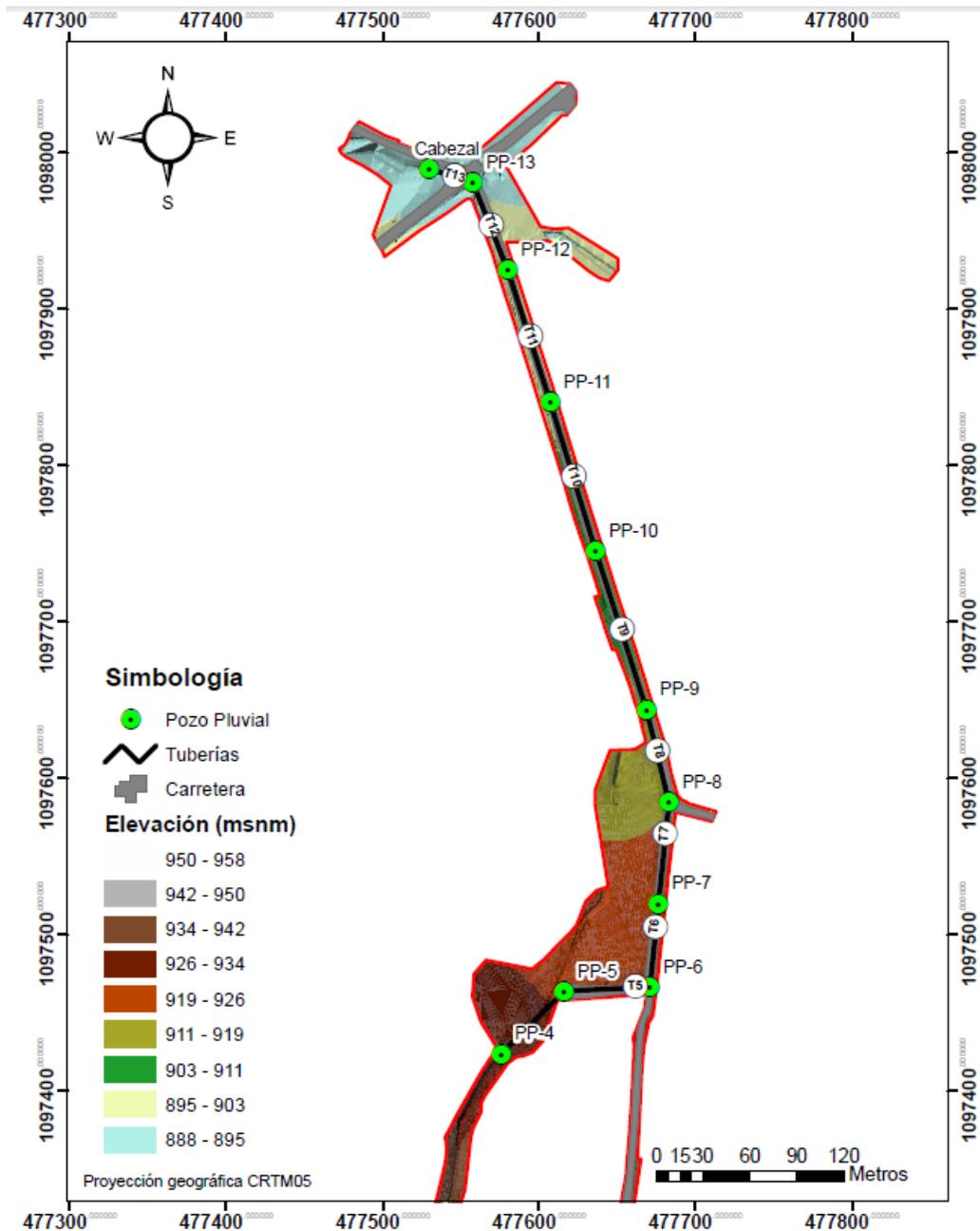
Cuadro 6.1. Datos geométricos propuestos por IMNSA para el nuevo sistema pluvial de la Calle Macho Madrigal (Fuente: IMNSA, 2018)

*Elevaciones en metros tomadas de la propuesta geométrica de IMNSA (2018), no se indica punto de referencia

Tubería	Longitud (m)	Pozo inicial	Pozo final	Elevación Fondo inicial (m)	Elevación Corona de pozo inicial (m)	Elevación Fondo final (m)	Elevación Corona de pozo final (m)
T4	56.79	PP-4	PP-5	926.615	928.115	923.941	926.441
T5	54.86	PP-5	PP-6	923.941	926.441	922.372	924.872
T6	53.81	PP-6	PP-7	922.372	924.872	919.178	921.678
T7	64.87	PP-7	PP-8	919.178	921.678	915.207	917.707
T8	61.32	PP-8	PP-9	915.207	917.707	909.606	912.106
T9	106.41	PP-9	PP-10	909.606	912.106	903.939	906.439
T10	99.37	PP-10	PP-11	903.939	906.439	899.724	902.224
T11	89.13	PP-11	PP-12	899.724	902.224	894.65	897.15
T12	60.05	PP-12	PP-13	894.65	897.15	892.162	894.662
T13	29.12	PP-13	Cabezal	892.162	894.662	890.567	893.067

Figura 6.1. Esquema en planta del sistema pluvial propuesto por IMNSA para la calle Macho Madrigal (Fuente: IMNSA, 2018)

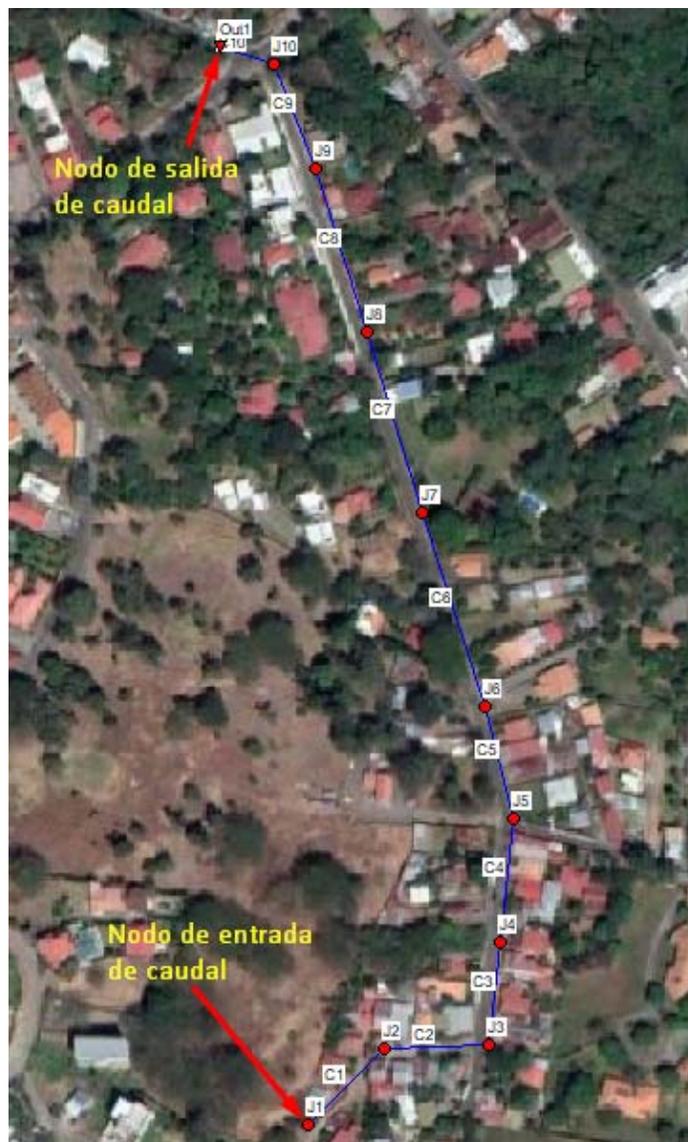
*Elevaciones en metros según levantamiento topográfico del sector elaborado por IMNSA (2018), no se indica punto de referencia de amarre de las elevaciones



6.2 ANÁLISIS HIDRÁULICO DEL SISTEMA PROPUESTO POR IMNSA

A partir de la información geométrica propuesta por IMNSA se realizó una simulación hidráulica en el programa SWMM para el caudal pico de escorrentía generada por la quebrada sin nombre correspondiente al período de retorno de 50 años. El hidrograma utilizado para el análisis del sistema corresponde al construido con el tiempo de concentración y caudal pico estimado para el período de retorno de 50 años según los datos presentados en el Cuadro 3.10. En la Figura 6.2 se muestra el esquema utilizado para el análisis hidráulico.

Figura 6.2. Esquema utilizado para el modelo del sistema pluvial propuesto por IMNSA para el sector de la calle Macho Madrigal



El pozo J1 corresponde al nodo de entrada de caudal al sistema, que corresponde al pozo PP-4 según la nomenclatura planteada por IMNSA (2018); el nodo identificado como Out1 representa la salida de caudal del sistema, la cual se consideró para el análisis como una salida a flujo libre, lo cual es consistente con los resultados del análisis hidráulico del río Caraña presentados por IMNSA (2018).

6.3 NIVELES DE AGUA OBTENIDOS PARA EL CAUDAL CON PERÍODO DE RETORNO DE 50 AÑOS PARA LA PROPUESTA DEL NUEVO SISTEMA PLUVIAL PLANTEADA POR IMNSA

El

Cuadro 6.2 muestra el resumen de los resultados obtenidos en los diferentes tramos de tubería, la Figura 6.3 muestra el perfil de agua a lo largo del sistema para el instante crítico de análisis. Se observa que el sistema pluvial propuesto tiene capacidad hidráulica suficiente para transportar el caudal para el período de retorno de 50 que se utilizó en el análisis. El tramo más crítico del sistema corresponde a la tubería identificada como C1, que corresponde al tramo inicial del sistema. Para el período de retorno analizado el sistema trabaja a canal abierto y no se presentan problemas de desbordamiento en ninguno de los pozos pluviales.

En términos de capacidad hidráulica teórica el sistema pluvial propuesto por IMNSA se considera satisfactorio, sin embargo, la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Saneamiento y Pluvial del AyA (2017) se refiere en su apartado 6.3.1 a la velocidad máxima en tuberías a gravedad o canal abierto de la siguiente forma:

“La velocidad máxima real deber ser de 5,0 m/s, en los tramos entre pozo de registro pluviales. Se permiten velocidades de hasta 7,0 m/s en el tramo final (último pozo de registro pluvial-cabecal de desfogue).”

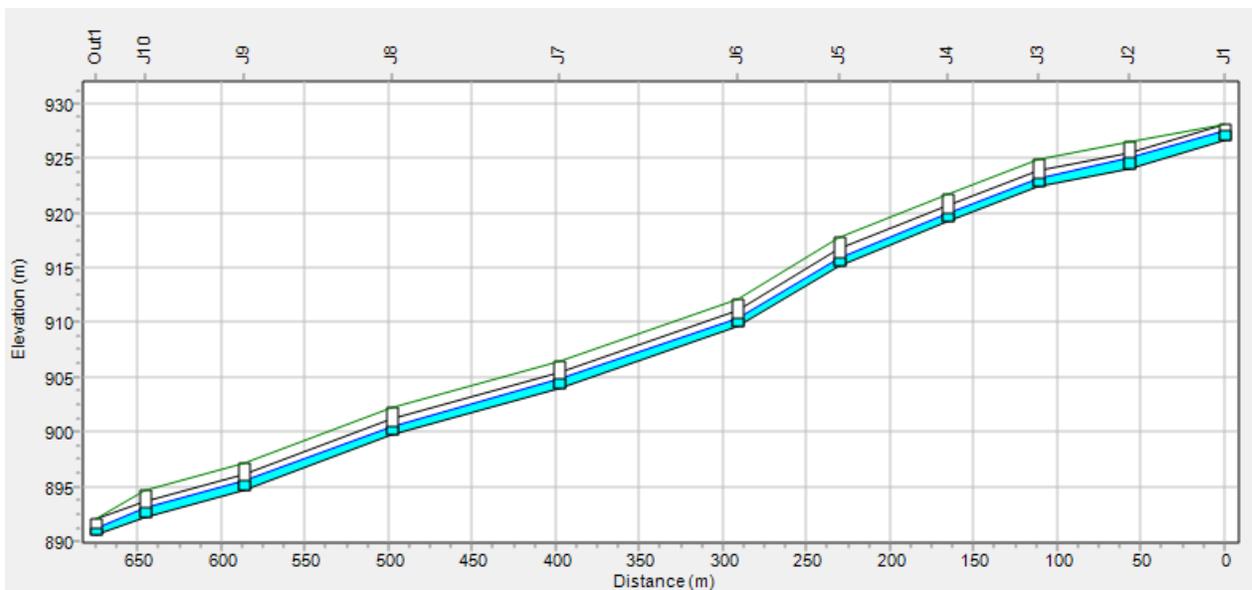
Para velocidades superiores a 5,0 m/s solo se permiten tuberías de concreto con refuerzo de acero y con una resistencia del concreto de 345 kg/cm², como requisito indispensable se debe utilizar un dissipador de energía/velocidad en descarga al cuerpo receptor, que disminuya la velocidad a 2,5 m/s como máximo.”

Las velocidades obtenidas en los tramos de tubería analizados son en todos los casos superiores a 7.0 m/s, de modo que el sistema propuesto, si bien cuenta con una capacidad de transporte de caudal satisfactoria, no cumple a cabalidad con la normativa vigente en el país para los sistemas pluviales.

Cuadro 6.2. Resultados del análisis hidráulico del sistema pluvial planteado por IMNSA para la Calle Macho Madrigal

Tubería	Código Original IMNSA	Caudal Máximo que fluye por la tubería (m ³ /s)	Velocidad máxima en la tubería (m/s)
C1	T4	9.299	7.95
C2	T5	9.321	8.22
C3	T6	9.352	9.84
C4	T7	9.382	11.03
C5	T8	9.409	11.33
C6	T9	9.443	9.81
C7	T10	9.467	10.01
C8	T11	9.501	9.62
C9	T12	9.532	8.57
C10	T13	9.55	9.81

Figura 6.3. Resultados del modelo SWMM para el sistema pluvial existente en la calle Macho Madrigal



7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se realizó la revisión hidrológica del estudio previo elaborado por IMNSA en el 2018. En este proceso se encontró una situación con la delimitación de la cuenca, ya que no se tomó en cuenta una parte del sector de Montaña del Sol. Por lo tanto, el área de aporte analizada en dicho estudio era más pequeña.

Se procedió a la delimitación de la cuenca de estudio considerando este sector adicional, y con algunas consideraciones sobre coeficientes de escorrentía y tiempos de concentración, se obtuvieron caudales máximos muy similares a los presentados por IMNSA. Por lo tanto, los caudales pico que llegan al sistema pluvial existente son similares a los estudiados por IMNSA.

Los caudales obtenidos mediante el método racional para la cuenca de la quebrada sin nombre en el punto de conexión actual al sistema pluvial son 6.80 m³/s para el período de retorno de 10 años, 8.14 m³/s para el período de retorno de 25 años y 9.28 m³/s para el período de retorno de 50 años.

Se revisó la capacidad del sistema pluvial existente bajo la calle Macho Madrigal. Los diámetros de las tuberías existentes son muy pequeños (0.76 m), de modo que la capacidad máxima del sistema es de apenas 2.68 m³/s. A partir de esta capacidad se presentan desbordamientos. Este valor está muy por debajo con respecto a los caudales que llegan a este punto producto de la escorrentía de la cuenca de la quebrada sin nombre.

Se exploró la posibilidad de bajar los caudales pico que entran al sistema por medio de detención de la escorrentía en diferentes puntos del sistema fluvial de estudio.

Se analizó un primer escenario, considerando la detención del 100% de la escorrentía proveniente del sector del condominio Montaña del Sol. Para este escenario se obtuvo una reducción del caudal pico de un 40%, pero, aun así, el caudal que llega a este punto sigue siendo mayor que la capacidad del sistema actual. Por lo anterior, se considera que la opción de desarrollar obras de detención de la escorrentía superficial en la parte de la cuenca no es una opción factible para continuar utilizando el sistema pluvial existente sin ningún cambio en la configuración actual. Además, esta opción implicaría un doble costo, ya que además de la construcción de obras de detención, se requerirían cambios en las tuberías del sistema pluvial para adecuar la capacidad hidráulica del sistema.

Se considera además que, por las características actuales de esta parte alta de la cuenca (alta cobertura forestal y desarrollo urbano disperso), el desarrollo urbano actual no representa un porcentaje significativo de aumento en la escorrentía total de la cuenca. Se realizó una

comparación adicional del caudal generado en la condición original de la zona (forestal virgen sin desarrollo urbano) y el caudal generado en las condiciones actuales. En este escenario se determinó que la diferencia entre estas dos condiciones arroja un aumento de apenas 2% entre la condición pre-desarrollo y la condición actual urbanizada.

Se analizó un último escenario de detención, considerando esta vez la parte baja de la cuenca, aprovechando una propiedad que aún no se encuentra desarrollada. A partir de las simulaciones se determinó que es técnicamente posible colocar un embalse de detención en la parte baja de la cuenca de la quebrada sin nombre con el objetivo de disminuir la magnitud del caudal pico y poder utilizar el sistema pluvial existente, para una duración de tormenta de 180 min (3 h) con un período de retorno de 25 años.

Para tormentas con una duración de lluvia y/o período de retorno mayores a los de diseño, el embalse planteado permite manejar el exceso de escorrentía que ingresa al sistema con un borde libre razonable que garantiza la seguridad de la operación del mismo, con la consecuencia directa de un aumento del caudal pico de salida y un eventual desbordamiento en los pozos iniciales del sistema pluvial existente en el sector de la calle Macho Madrigal, debido a la limitada capacidad hidráulica del mismo.

La construcción del sistema de embalse de detención implica la compra por parte de la Municipalidad de un terreno de aproximadamente 1.7 Ha, realizar un movimiento de tierras de alrededor de 63 000 m³, la conformación del relleno compactado para construir diques de 3.85 m de alto en una longitud de unos 100 m, la colocación de unos 15000 m² de geomembrana en los taludes internos del embalse, el planteamiento de drenajes sub-superficiales en un área de 7000 m², la construcción de las obras de salida de caudal de forma controlada del embalse, así como la colocación de 92 m de tubería de 1.50 m de diámetro y los pozos pluviales intermedios asociados a la misma para la conexión al sistema pluvial existente, con la posible modificación del pozo pluvial en el que se plantea realizar esta conexión.

Las labores requeridas para construir esta obra son técnicamente factibles, pero se considera que el eventual costo asociado al desarrollo de estas sobrepasa el eventual costo de colocación de un sistema pluvial adicional a lo largo del sector de la calle Macho Madrigal con capacidad hidráulica suficiente para el adecuado manejo del caudal pico producto de la escorrentía sin la necesidad de plantear una detención y retardo de este.

Finalmente, se hizo una revisión de la capacidad hidráulica de la propuesta de IMNSA de modificación del sistema pluvial existente en el sector de calle Macho Madrigal mediante la colocación de 676 m de tubería de PVC con un diámetro de 1.50 m. La propuesta planteada por IMNSA es adecuada en diámetro, y logra transitar el caudal de diseño de 50 años de período de retorno. Aun así, las condiciones hidráulicas de ese diseño no necesariamente cumplen con la

normativa de pluviales, ya que las velocidades dentro de los tramos de tubo son muy altas, por encima de la norma. En síntesis, la propuesta de IMNSA tiene capacidad hidráulica suficiente, pero con condiciones hidráulicas inadecuadas según norma.

Mediante un análisis de los resultados expuestos anteriormente, la conclusión del presente estudio es que la única opción factible es continuar con el entubamiento propuesto por IMNSA, dado que una detención en la parte alta de la cuenca (Montaña del Sol) es inefectiva, y que una detención en la parte baja, que sí funcionaría, sería muy cara.

La premisa básica del presente estudio -obtenida de las visitas de campo, de la cartografía disponible para la zona y de la información dada por la Municipalidad e incluida en el estudio de IMNSA- es que ya la quebrada original (que hace muchos años fue afluente de la quebrada Caraña) fue entubada y desviada (al menos en su mayor parte) hacia el sistema de la calle Macho Madrigal. No se cuenta con información de cómo continúa el entubamiento actual bajo las casas y de cuánto caudal pasa por ahí, por lo que se partió de la premisa de que cualquier solución debería llevar las aguas por la calle, en vista de que la quebrada está completamente tapada por casas. Restaurar la condición original de hace 30 o más años implicaría desviar estas aguas hacia la quebrada Caraña, lo cual se asume no está en consideración en la actualidad.

8. REFERENCIAS

AyA (2017). Norma Técnica para Diseño y Construcción de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Saneamiento y Pluvial del AyA. Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados. Publicado en el Alcance No. 227 a La Gaceta No. 180, Setiembre 2017, San José.

Bedient, P.B., Huber, W.C., Vieux, B.E. (2008) Hydrology and Floodplain Analysis. 4a Edición. Prentice Hall, New Jersey.

Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1994) Hidrología Aplicada. McGraw-Hill, Bogotá.

CFIA (2010) Código de Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias en Edificaciones. 2a Edición. Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago.

McCuen, R. (2005) Hydrologic Analysis and Design. Pearson Prentice Hall, New Jersey.

Murillo, R. (1994) Estudio de Intensidades de Lluvia en la Cuenca del Río Virilla. Proyecto de Graduación. Escuela de Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.

Rojas, N (2011) Curvas de Intensidad Duración Frecuencia de algunas estaciones meteorológicas automáticas. Ministerio de Ambiente, Energía y Telecomunicaciones, Instituto Meteorológico Nacional, San José.

Solano, J., Villalobos, R. (2001). Aspectos fisiográficos aplicados a un bosquejo de regionalización geográfico climático de Costa Rica. Tópicos de Meteorología y Oceanografía, 8(1):26-39,2001. San José.

Viessman, W., Lewis, G.L. (2003) Introduction to Hydrology. 5ª Edición. Prentice Hall, New Jersey.

Informes de estudios previos:

IMNSA (2018) Diseño de un tramo inundable en Calle Macho Madrigal

Otras referencias no bibliográficas:

Google Earth (software gratuito basado en internet)

Google Maps, maps.google.com

Instituto Meteorológico Nacional (IMN): datos meteorológicos (series anuales de máximos de precipitación diaria de las estaciones Guachipelín-Santa Ana 84119, Belén 84199, y Cerro Chitaría-Santa Ana 84219).

Instituto Geográfico Nacional, hoja cartográfica escala 1:50000 Abra

Instituto Geográfico Nacional, hoja cartográfica escala 1:10000: Colón

Sistema Nacional de Información Territorial, hojas cartográficas escala 1:5000 3345-I-NW-22, 3345-I-SW-2.

ANEXOS

- 1) Mapa con las propuestas de las opciones de embalses de detención en la parte baja de la cuenca
- 2) Archivo digital Modelo HEC-HMS
- 3) Archivo digital Modelo SMWW para el sistema pluvial existente
- 4) Archivo digital Modelo SMWW para el sistema pluvial propuesto por IMNSA