



Diseño y construcción de puente vehicular a dos carriles con paso peatonal sobre la quebrada Caraña y recarpeteo en calle Canelos, Santa Ana

Ingeniería Técnica de Proyectos

Marzo, 2023

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

Análisis hidrológico e hidráulico

Diseño y construcción de puente
vehicular a dos carriles con paso
peatonal sobre la quebrada Caraña y
recarpeteo en calle Canelos, Santa
Ana

Elaborado para:

Solicitado por:



Ing. Alberto Serrano Pacheco, Ph.D.

IC-10772

Teléfono: (506) 2450-3443

Celular: (506) 8389-3456

Correo electrónico: alberto.serrano.cr@gmail.com

alberto.serrano@hotmail.com

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

Contenido

Contenido	i
Índice de cuadros	iii
Índice de figuras	v
1 Introducción	1
1.1 Objetivo general	3
1.2 Objetivos específicos	3
1.3 Alcances y limitaciones	3
2 Caracterización climática y geomorfológico de la quebrada Caraña	5
2.1 Caracterización climática	7
2.2 Geología y geomorfología	8
2.3 Zonas de Vida	11
2.4 Cobertura de suelo	12
2.5 Caracterización física del cuenca	14
2.5.1 Área y perímetro	14
2.5.2 Índice de compacidad	14
2.5.3 Elevación máxima, mínima y media	15
2.5.4 Pendiente media de la cuenca	16
3 Análisis hidrológico de la quebrada Caraña	19
3.1 Determinación del coeficiente de escorrentía actual y futura	20
3.2 Determinación de la intensidad de precipitación	26
3.3 Determinación del caudal máximo para diferentes periodos de retorno	30
3.4 Consideraciones del cambio climático	30

4	Descripción del tramo del cauce de la quebrada Caraña	33
5	Análisis hidráulico del drenaje de la zona de la quebrada Caraña	37
5.1	Análisis del sistema de alcantarillado pluvial de la Calle Macho Madrigal	38
5.1.1	Descripción del modelo <i>SWMM</i>	38
5.1.2	Modelo precipitación-escorrentía: Modelo de depósito no lineal	38
5.1.3	Modelo de propagación de flujo	41
5.1.4	Análisis de sistema de alcantarillado pluvial de Calle Macho Madrigal	45
5.2	Análisis del tramo para la condición actual de la quebrada Caraña	48
5.2.1	Estimación de la rugosidad del lecho	53
5.2.2	Resultados para el evento con 100 años y la condición actual	55
5.3	Resumen del análisis de la condición actual del drenaje en la zona de estudio	60
6	Definición de propuesta de manejo de la escorrentía	63
6.1	Dimensionamiento y mejoras para la estructura	63
6.2	Resultados del modelado de la propuesta	65
7	Gestión de riesgo de desastres para el proyecto	69
8	Conclusiones y recomendaciones	77
8.1	Conclusiones	77
8.2	Recomendaciones	79
	Bibliografía	81

Índice de cuadros

2.1	Formaciones geológicas presentes en la cuenca	9
2.2	Formaciones geomorfológicas presentes en la cuenca	11
2.3	Cobertura de suelo en el área de drenaje	12
2.4	Clasificación de la forma de las cuencas de acuerdo al índice de compacidad	15
2.5	Clasificación de la topografía de acuerdo con la pendiente media de la cuenca.	16
3.1	Valores estimados para el coeficiente de escorrentía	22
3.2	Cuencas delimitadas para el análisis hidrológico	23
3.3	Determinación del coeficiente de escorrentía para la cuenca 1 . .	23
3.4	Determinación del coeficiente de escorrentía para la cuenca 2 . .	24
3.5	Determinación del coeficiente de escorrentía para la cuenca 3 . .	24
3.6	Determinación del coeficiente de escorrentía para la cuenca 4 . .	25
3.7	Determinación del coeficiente de escorrentía para la cuenca 5 . .	25
3.8	Coefficientes de escorrentía para las cuencas para diferentes periodos de retorno	25
3.9	Resultados de la prueba de bondad de ajuste para los registros de intensidades de lluvia	29
3.10	Resultados del análisis de frecuencia para los datos de intensidad de lluvia	29
3.11	Caudales máximos instantáneos estimados las cuencas analizadas	30
5.1	Coeficiente de rugosidad para la ecuación de Gaukler-Manning. .	58
5.2	Valores de corrección para la determinación del coeficiente de rugosidad n	59
7.1	Niveles y escalas del índice de amenaza	70
7.2	Matriz de combinación 1, tipos de sitio con zonas sísmicas . . .	71

iv Índice de cuadros

7.3	Matriz de combinación 2, pendiente promedio (%) con zonas sísmicas	71
7.4	Matriz de combinación 3, pendiente promedio del terreno (%) con precipitación promedio (corresponde a los tres meses más lluviosos)	72
7.5	Matriz de combinación 4, distancia a cuerpos de agua con altura sobre el tirante de agua	72
7.6	Matriz de amenaza de sismo para el proyecto	73
7.7	Matriz por inundación para el proyecto	74
7.8	Clasificación de la severidad	75
7.9	Escala de calificación del riesgo	75
7.10	Matriz de escenario de riesgo en el proyecto ubicado en la quebrada Caraña	76

Índice de figuras

1.1	Ubicación del punto de control para el estudio hidrológico	2
2.1	Modelo de elevación digital del área de drenaje hasta el punto de control	6
2.2	Formaciones geológicas presentes en la cuenca	9
2.3	Formaciones geomorfológicas presentes en la cuenca	10
2.4	Cobertura de suelo tomada para el presente estudio	13
2.5	Mapa de pendientes en el área de drenaje	17
3.1	Nueva definición de las cuencas para el análisis hidrológico	24
3.2	Ubicación de las estaciones 84169, Aeropuerto Juan Santamaría, con respecto al área de drenaje	26
3.3	Registro de intensidades máximas anuales de lluvia para diferentes duraciones de tormenta	27
3.4	Variación de la intensidad de precipitación con respecto a la temperatura para duraciones de tormenta de 10 minutos	32
4.1	Alcantarilla a sustituir sobre la Calle Canelos	33
4.2	Alcantarilla a sustituir sobre la Calle Canelos	34
4.3	Alcantarilla tipo Conspam sobre la Ruta Nacional No. 121	35
4.4	Material del lecho del cauce de la quebrada Caraña	35
4.5	Material del lecho del cauce de la quebrada Caraña	36
4.6	Sedimentación a la entrada de la alcantarilla sobre la Ruta Nacional No. 121	36
5.1	Esquema del modelo de depósito no lineal aplicado al <i>SWMM</i> .	39
5.2	Representación conceptual del modelado de la red en el programa <i>SWMM</i>	44
5.3	Modelo hidráulico del sistema de alcantarillado pluvial de la Calle Macho Madrigal	46

5.4	Resultados de caudales máximos para el sistema de alcantarillado pluvial de la Calle Macho Madrigal	47
5.5	Levantamiento topográfico de la quebrada Caraña utilizado	52
5.6	Profundidades de flujo para la condición actual en la zona de estudio	56
5.7	Velocidades de flujo para la condición actual en la zona de estudio	57
6.1	Propuesta final de una estructura de 7 m de longitud con cambio en el desfogue aguas arriba de este	64
6.2	Estructura propuesta para la estructura de paso sobre la quebrada Caraña en Calle Canelos	66
6.3	Resultados de las profundidades de flujo para la estructura propuesta	67
6.4	Resultados de las velocidades de flujo para la estructura propuesta	67
6.5	Resultados de los niveles superficiales del agua para la estructura propuesta	67

Capítulo 1

Introducción

El presente estudio se realizó a petición de la de la empresa Ingeniería Técnica de Proyectos *ITP* con el fin de efectuar un diagnóstico completo, diseño y construcción con enfoque de gestión del riesgo de desastres del reemplazo del paso de alcantarilla sobre Quebrada Caraña en calle Canelos por un puente a dos carriles, para lo que se requiere la determinación de condiciones hidrológicas, hidrogeológicas e hidráulicas de la Quebrada Caraña para encontrar el equilibrio de aguas para la mejora del paso de alcantarilla, de esa forma garantizar la inversión a largo plazo, que contemple el enfoque de gestión del riesgo y reduzca la vulnerabilidad de los pobladores de la cuenca de la Quebrada Caraña. La estructura será completamente nuevo y será de dos carriles con un paso peatonal, además, se requiere realizar un tratamiento superficial asfáltico (recarpeteo) en 800 metros cuadrados de la calle Canelos, ubicado en el cantón de Santa Ana, provincia de San José

En la figura 1.1 se muestra la ubicación del sitio donde se encuentra el paso de alcantarilla a sustituir, el cual representa el punto de control para el presente estudio.

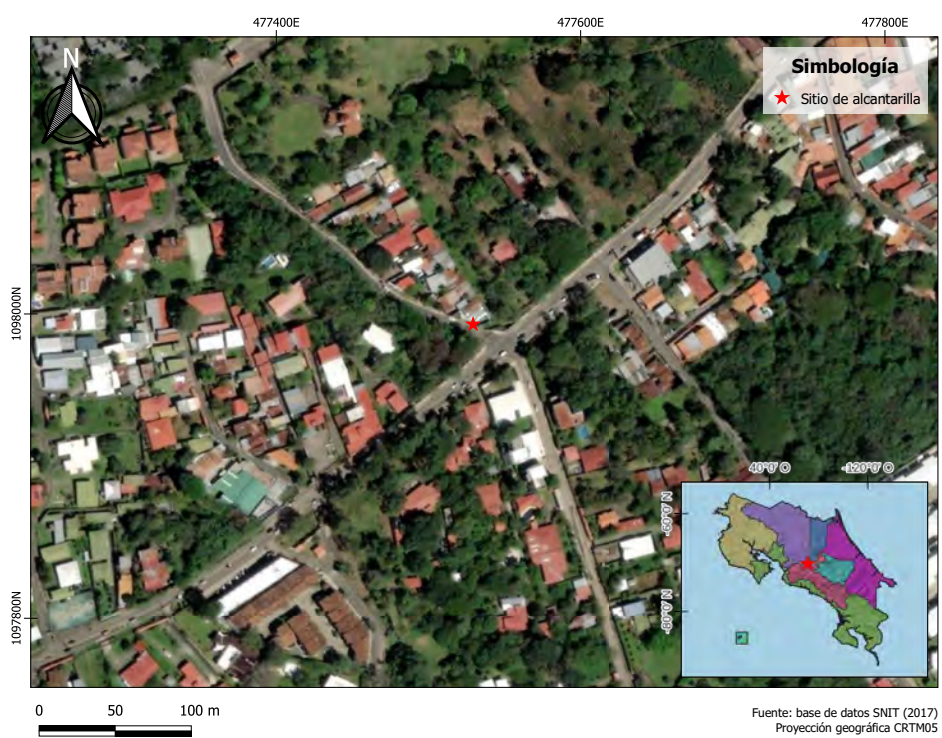


Figura 1.1: *Ubicación del punto de control para el estudio hidrológico*

1.1 Objetivo general

Realizar el diseño hidráulico de la estructura de paso sobre la quebrada Caraña con enfoque de gestión del riesgo de desastres, ubicado en el cantón de Santa Ana, provincia de San José.

1.2 Objetivos específicos

Para el cumplimiento del objetivo general se plantean los siguientes objetivos específicos:

- Caracterizar climáticamente y morfológica de la cuenca de la quebrada Caraña hasta el sitio de control con el objetivo de definir los principales parámetros a ser tomados en el análisis hidrológico.
- Realizar un análisis hidrológico de la cuenca de la quebrada Caraña con el fin de determinar los caudales producidos por la tormenta con 25, 50, 100 y 200 años de periodo de retorno mediante la metodología del método racional.
- Realizar el análisis hidráulico para la condición de la estructura actual para realizar el diagnóstico de esta, para ser tomado en cuenta para el diseño de la nueva estructura.
- Realizar el dimensionamiento hidráulico de la estructura de paso para el evento con 100 años de periodo de retorno con el fin de tomar en cuenta la variable de cambio climático.
- Realizar el análisis de gestión de riesgo para la estructura propuesta, con el fin de diagnosticar la afectación en la zona.

1.3 Alcances y limitaciones

Dentro de los alcances del estudio se tienen:

4 1.3. Alcances y limitaciones

- La caracterización física de la cuenca de la quebrada Caraña se realizó utilizando la información disponible en el Sistema Nacional de Información Territorial *SNIT*.
- El análisis hidrológico se llevó a cabo empleando la información de las estaciones 84021, Aeropuerto Juan Santamaría, que es la más cercana a la zona de estudio.
- Para la realización del análisis hidráulico se empleó el modelo hidráulico *IBER*, que realiza un análisis de flujo bidimensional en flujo permanente, ya que en el tramo donde se ubica la estructura a diseñar se presentan curvas pronunciadas que un modelo unidimensional no podría considerar adecuadamente.
- Para el análisis hidráulico se levantaron curvas de nivel en el tramo de estudio de la quebrada Caraña, por lo tanto, los resultados obtenidos del presente estudio son únicamente válidos para dicha información.
- El análisis de gestión del riesgo se llevo a cabo mediante la metodología desarrollada por Jiménez (2022).

Entre las limitaciones del estudio se tienen:

- Dentro del área de drenaje no se cuenta con estaciones medidoras de caudal y de precipitación, por lo que se debió de utilizar un método hidrológico para la determinación de los caudales.
- Para la definición del uso del suelo se empleó la información suministrada por la Municipalidad de Santa Ana para el año 2022.

Capítulo 2

Caracterización climática y geomorfológico de la cuenca de la quebrada Caraña

En el presente capítulo se realizó la caracterización física de la cuenca del área de drenaje hasta el camino vecinal que lleva al Centro de Salud (punto de control). Dicha caracterización se basó en la información cartográfica disponibles en la Municipalidad de Santa Ana. El objetivo de este capítulo es determinar las principales características que dominan el patrón de la escorrentía en la cuenca en estudio. Se hace la aclaración que para este capítulo se hace la caracterización física de toda la cuenca de la quebrada Caraña, posteriormente, en el capítulo de análisis hidrológico se hace una subdivisión de la misma para fines de análisis hidráulico del sistema de drenaje.

A partir del punto de control, se procedió a la obtención del modelo de elevación digital de esta. En la figura 2.1, se muestra el modelo de elevación digital del área de drenaje hasta el sitio de interés. Como se puede apreciar, las mayores elevaciones se encuentran en la parte Sur de la cuenca, donde se alcanzan valores que superan los 80 msnm.

Se debe mencionar que toda la cuenca se encuentre inscrita dentro del cantón de Santa Ana, provincia de San José.

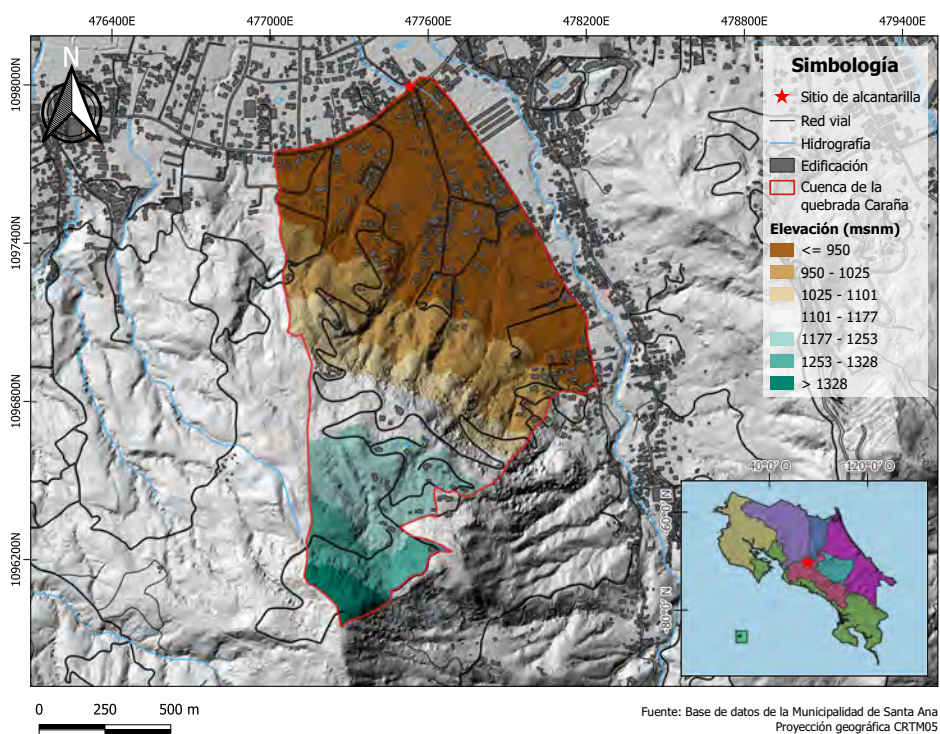


Figura 2.1: Modelo de elevación digital del área de drenaje hasta el punto de control

2.1 Caracterización climática

La clasificación o tipos de climas para Costa Rica utilizado en este documento, se basan en los trabajos de investigación elaborados por Coen (1967), el cual se fundamenta en tres aspectos, que combinados determinan 13 tipos básicos de clima, de los cuales, para Costa Rica solo son aplicables nueve, los cuales son los que se citan en este documento. Los aspectos tomados en cuenta son:

- Provincias térmicas.
- Provincias pluviométricas.
- Régimen de lluvia anual.

El bosquejo realizado por Coen (1967) comprende una división de Costa Rica en regiones y subregiones, de acuerdo a las características físico-geográficas. Se establecen siete regiones básicas, cada una con sus respectivas subregiones.

La cuenca de drenaje pertenece a la región del Valle Central. Esta región se encuentra en el centro del país. Es una región tectovolcánica que se encuentra limitada al Norte por la Cordillera Volcánica Central, al Sur por los Cerros de Escazú, Tablazo, Cedral y la Fila Candelaria, al Oeste los Montes del Aguacate y al Este por las estribaciones de la Cordillera de Talamanca. Comprende los núcleos urbanos más grandes de las provincias de San José, Heredia, Alajuela y Cartago.

En el sector occidental de la región están ubicadas en su parte media y alta, varias de las principales cuencas hidrográficas del país, las cuales abastecen la demanda de agua potable de cerca del 50% de la población costarricense, las demandas de la industria ubicada en el Valle Central y una considerable parte de la producción hidroeléctrica del país, Coen (1967).

La Región Central es parte de la Unidad Estructural Volcánica y la Franja de Tilarán. Inmerso en esta unidad, se distinguen dos valles: el Valle Central Occidental que corresponde a la depresión del río Grande de Tárcoles y el Valle Central Oriental, separado del primero por los cerros de La Candelaria y Ochomogo. El Valle Oriental que comprende los valles de El Guarco y Orosi, corresponde a la depresión del río Reventazón y sus afluentes.

8 2.2. Geología y geomorfología

De acuerdo el Instituto Meteorológico Nacional *IMN*, la región es afectada por condiciones del Pacífico (Zona de Convergencia Intertropical y los vientos ecuatoriales), así como por la influencia del Caribe (vientos Alisios del Noreste, con derrame de nubosidad y lluvias débiles que llegan al valle gracias a los pasos entre montañas). En las partes bajas del Valle Occidental (Atenas, Turrúcares, La Garita, Guácima), se puede encontrar un clima seco con marcada influencia del Pacífico. En las partes medias que corresponden a las cabeceras de San José, Heredia y Cartago principalmente, se experimenta un clima templado. En las zonas altas el clima es un poco más lluvioso y frío, característico de las zonas de montaña.

El Valle Occidental es más lluvioso (2300 mm), que el Valle Oriental (1700 mm). Sin embargo, el Valle Oriental posee más días con lluvia y posee mayor precipitación durante los meses de diciembre, enero y febrero producto de una mayor influencia del Caribe, que se hace notoria también en la menor magnitud del veranillo. Algunas zonas del Valle Oriental presentan cantidades de precipitación anual iguales o incluso inferiores a la zona más seca del Pacífico Norte (Tempisque). La diferencia es la distribución, ya que durante los meses secos (enero a marzo) se puede acumular más de 100 mm de lluvia, mientras que en el Tempisque, durante ese mismo período se acumulan entre 20 y 50 mm. Por otra parte, la influencia del Caribe durante el período seco, permite que la humedad ambiental no sea tan baja y las temperaturas no tan altas como en el Pacífico Norte. Por lo tanto, la sensación térmica en el Valle Oriental es menor.

2.2 Geología y geomorfología

De acuerdo con Denyer y Kussmal (2000), la finalidad de la geología es fundamentalmente histórica, reconstruir los hechos que han ocurrido desde la formación de la Tierra hasta el presente, basados en el registro que ha quedado en las rocas y, en algunos principios básicos, como que los mismo fenómenos que actúan ahora, son los que han actuado en el pasado y que las rocas jóvenes se depositan sobre las rocas más antiguas.

De acuerdo con la información geológica de la zona, las formaciones geológicas presentes corresponde a las facies proximales de rocas volcánicas recientes, que representan un 86,02% del área total, y a las rocas sedimentarias

de guas profundas, con el restante 43,98%. Las primeras corresponden a rocas volcánicas intrusivas someras, con una edad estimada al Cuaternario. Mientras que la segunda representa rocas sedimentarias, cuya edad está estimada entre el Cretáceo a Plioceno. En la figura 2.2 se muestra la ubicación espacial de las formaciones geológicas antes descritas.

Cuadro 2.1: Formaciones geológicas presentes en la cuenca

Geología	Área (km ²)	Porcentaje
Facies proximales de rocas volcánicas recientes	0,842	56,02
Rocas sedimentarias de aguas profundas	0,661	43,98

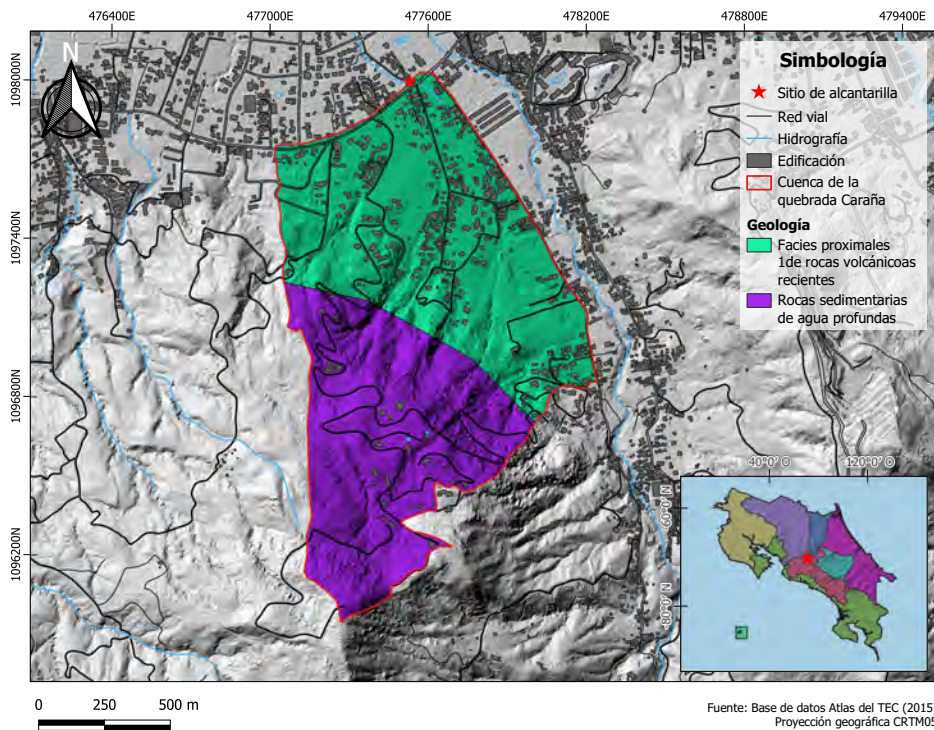


Figura 2.2: Formaciones geológicas presentes en la cuenca

La formación geomorfológica presente en el cuenca de drenaje se muestran en el cuadro 2.2 y en la figura 2.3.

10 2.2. Geología y geomorfología

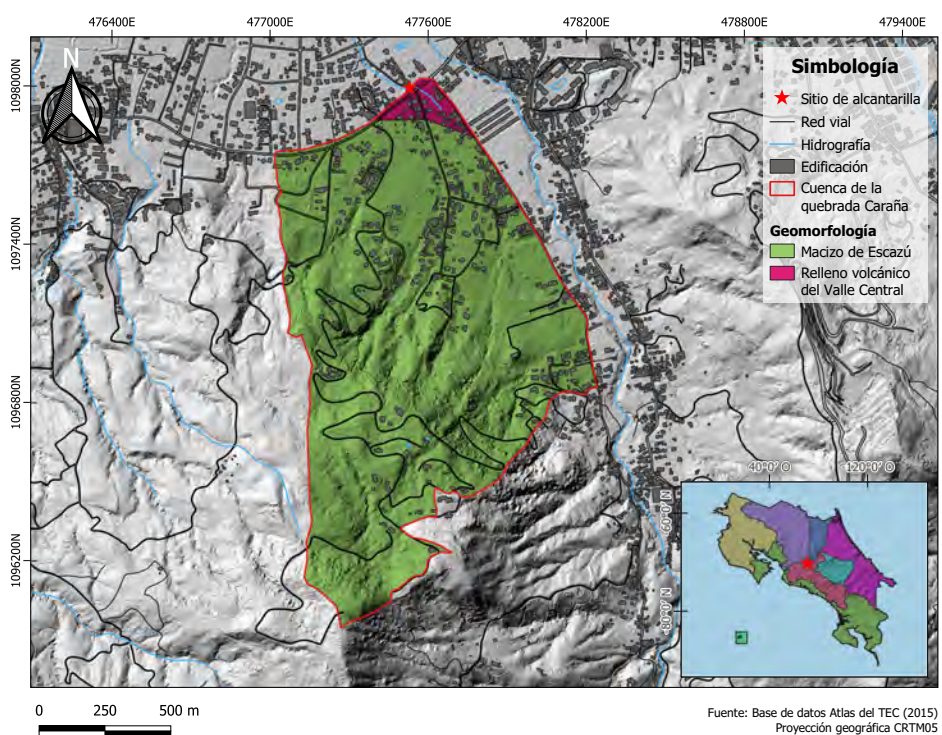


Figura 2.3: Formaciones geomorfológicas presentes en la cuenca

Cuadro 2.2: Formaciones geomorfológicas presentes en la cuenca

Cobertura	Área (km ²)	Porcentaje
Relleno volcánico del Valle Central	0,036	2,39
Macizo de Escazú	1,468	97,61

2.3 Zonas de Vida

El científico norteamericano L. R. Holdridge, después de trabajar seguidamente en varios países del trópico americano entre 1939 y 1946, concibió y propuso en 1947 el Sistema de Clasificación Ecológica de las Zonas de Vida del Mundo, Holdridge (1947). Este sistema se denominó originalmente “Un Sistema Simple para la Clasificación de las Formaciones Vegetales del Mundo”. Luego, se amplió el concepto de formaciones vegetales a zonas de vida, porque sus unidades no solo afectan la vegetación sino también a los animales y, en general, cada zona de vida representa un hábitat distintivo, desde el punto de vista ecológico, y al fin un estilo de vida diferente, Holdridge (1967).

El concepto de las zonas de vida partió del hecho de que los estudios sobre la evolución demuestran que el desarrollo de las complejas comunidades actuales tomó un período largo de tiempo, y que estas partieron de los elementos químicos básicos existentes en la atmósfera, así como de la capa del suelo derivada de la descomposición de la roca, Holdridge (1967). También se tenía el agua como medio para la disolución y el transporte de esos elementos, y el calor y la luz como fuente de energía. Dichas comunidades, o ecosistemas, al principio eran simples y evolucionaron a formas cada vez más complejas y eficientes, en la transformación de los elementos básicos y la energía en crecimiento y energía almacenada, contando para ello con variadas combinaciones de calor, de luz, de humedad y de suelo.

La Zona de Vida presente en el área de drenaje corresponde al Bosque húmedo Premontano. El bosque húmedo premontano de Costa Rica es un ecosistema que se encuentra en las zonas más altas de la costa del Pacífico y la vertiente caribeña del país. Algunas de sus características son:

- Se encuentra en las laderas de las montañas entre los 600 y 1800 metros de altitud.

12 2.4. Cobertura de suelo

- La temperatura media anual oscila entre los 18 y 24 grados Celsius, con una humedad relativa de alrededor del 90%. Es una zona con alta precipitación, con una media anual de 3000 a 5000 mm.
- Es una zona de alta biodiversidad con una gran variedad de especies vegetales como el roble, el cedro, el níspero, la palma real, entre otros. También se pueden encontrar plantas epífitas como las orquídeas, bromelias y helechos.
- En el bosque húmedo premontano de Costa Rica habitan muchas especies animales como monos, jaguares, pumas, osos hormigueros, tucanes, guacamayas y otras aves, anfibios y reptiles.
- El bosque húmedo premontano de Costa Rica es esencial para mantener la biodiversidad y la calidad del agua. También ayuda a regular el clima y a proteger contra la erosión del suelo.

2.4 Cobertura de suelo

Para la determinación de la cobertura del suelo se utilizó la información de la base de datos de la Municipalidad de Santa Ana del año 2022.

Con la información de la figura 2.4 se procedió a procesar dicha información para definir la cobertura de suelo. El área y el porcentaje de cada cobertura con respecto al área total de la cuenca se muestra en el cuadro 2.3. Como se puede apreciar, la cobertura de mayor presencia en la cuenca es la boscosa, seguido de la urbana.

Cuadro 2.3: Cobertura de suelo en el área de drenaje

Cobertura	Área (km ²)	Porcentaje
Bosque secundario	0,852	56,64
Pastos	0,078	5,18
Terreno descubierto	0,003	0,18
Uso urbano	0,571	38,01

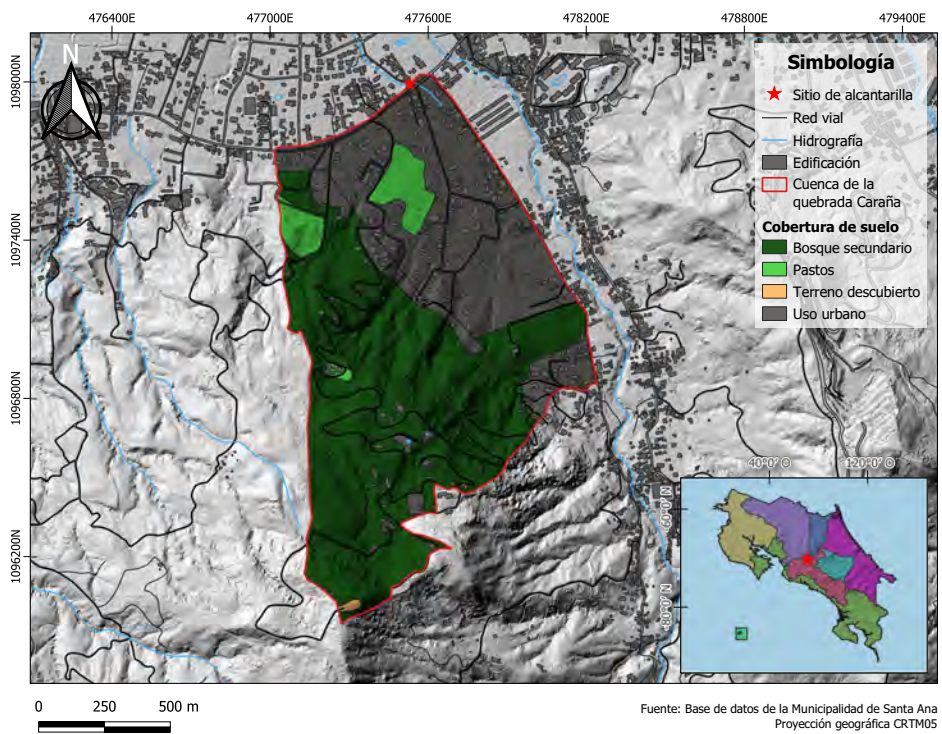


Figura 2.4: Cobertura de suelo tomada para el presente estudio

2.5 Caracterización física del cuenca

El patrón de la escorrentía que se presenta en una cuenca hidrográfica se caracteriza por su morfología, el tipo de suelo y el uso de la tierra. En este estudio la cuenca se caracterizó por medio de los siguientes parámetros físicos:

- Área y perímetro
- Índice de compacidad
- Elevación máxima, mínima y media de la cuenca
- Pendiente media de la cuenca

2.5.1 Área y perímetro

El área y el perímetro de la cuenca hasta el punto de control presenta un área de 1,503 km² y un perímetro de 5,856 km.

2.5.2 Índice de compacidad

El índice de compacidad I_c relaciona el perímetro de la cuenca con el perímetro de un círculo que tiene la misma superficie. De esta manera, el índice de compacidad utiliza los datos de área y perímetro de la cuenca seleccionada mediante la siguiente relación.

$$I_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (2.1)$$

donde P es el perímetro de la cuenca (km) y A es el área de la cuenca (km²). Mediante el índice de compacidad se puede clasificar la cuenca por su forma. La forma de la cuenca es un indicador de la manera como se distribuyen temporalmente los hidrogramas de crecientes y de cómo escurre el agua en la cuenca. Una forma alargada implica que el agua va a discurrir por un solo cauce, lo que conlleva a una respuesta de escurrimiento rápida. Por otra parte,

una forma más redondeada, implica que el agua discurre por varios cauces hasta llegar a un cauce principal, lo cual resulta en un escurrimiento más lento de la cuenca.

De acuerdo con FAO (1985), la clasificación de la forma se muestra en el cuadro 2.4.

Cuadro 2.4: *Clasificación de la forma de las cuencas de acuerdo al índice de compacidad*

Clase	Rango	Forma
I_{c1}	1,00 a 1,25	Redonda a oval redonda
I_{c2}	1,25 a 1,50	Oval redonda a oval oblonga
I_{c3}	1,50 a 1,75	Oval oblonga a rectangular oblonga
I_{c4}	1,75 a 2,00	Rectangular alargada
I_{c5}	Mayor a 2,00	Rectangular

El índice de compacidad para la cuenca es igual a 1,337. Lo que quiere decir que la cuenca tiene una forma oval oblonga. Lo que quiere decir que el agua tiene que viajar una longitud relativamente corta para llegar al punto de salida de la cuenca.

2.5.3 Elevación máxima, mínima y media

De acuerdo con el modelo de elevación digital, la elevación máxima de la cuenca es de 1404 msnm y la mínima, que corresponde al punto de control, en la cota 872 msnm.

La elevación media representa el cociente entre el volumen de la cuenca y su superficie. El volumen de la cuenca corresponde a la superficie comprendida entre la curva hipsométrica y los ejes coordenados. Conforme se eleva el relieve por encima de la altura mínima de la cuenca se tiene una elevación media mayor, mientras que esta disminuye cuando se dan pocas variaciones de altitud en el relieve.

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n e_i a_i}{A} \quad (2.2)$$

16 2.5. Caracterización física del cuenca

donde E es la elevación media de la cuenca (msnm), e_i es la cota media del intervalo de elevaciones (msnm), a_i es el área entre las cotas analizadas (km^2) y A es el área total de la cuenca (km^2).

La elevación media de la cuenca hasta el punto de interés es de 1026,83 msnm.

2.5.4 Pendiente media de la cuenca

Con la información topográfica disponible, se realizó un mapa de pendientes de la cuenca hasta el punto de interés. En la figura 2.5, se muestra dicho mapa para la cuenca. Como se puede apreciar, en la cuenca se presentan pendientes fuertes del terreno.

Las pendientes más fuertes se presentan en la parte alta del área de drenaje, donde se encuentran pendientes con valores altos cercanos a 500%. Con el mapa de pendientes generado, se estimó la pendiente media de la cuenca en 36,68%. Lo que quiere decir, que el terreno de la cuenca es fuertemente escarpado, de acuerdo con el cuadro 2.5.

Cuadro 2.5: *Clasificación de la topografía de acuerdo con la pendiente media de la cuenca.*

Pendiente (%)	Terreno
< 5	Plano
5 - 12	Ligeramente ondulado
12 - 18	Ondulado
18 - 24	Fuertemente ondulado
24 - 32	Escarpado
32 - 44	Fuertemente escarpado
> 44	Montañoso

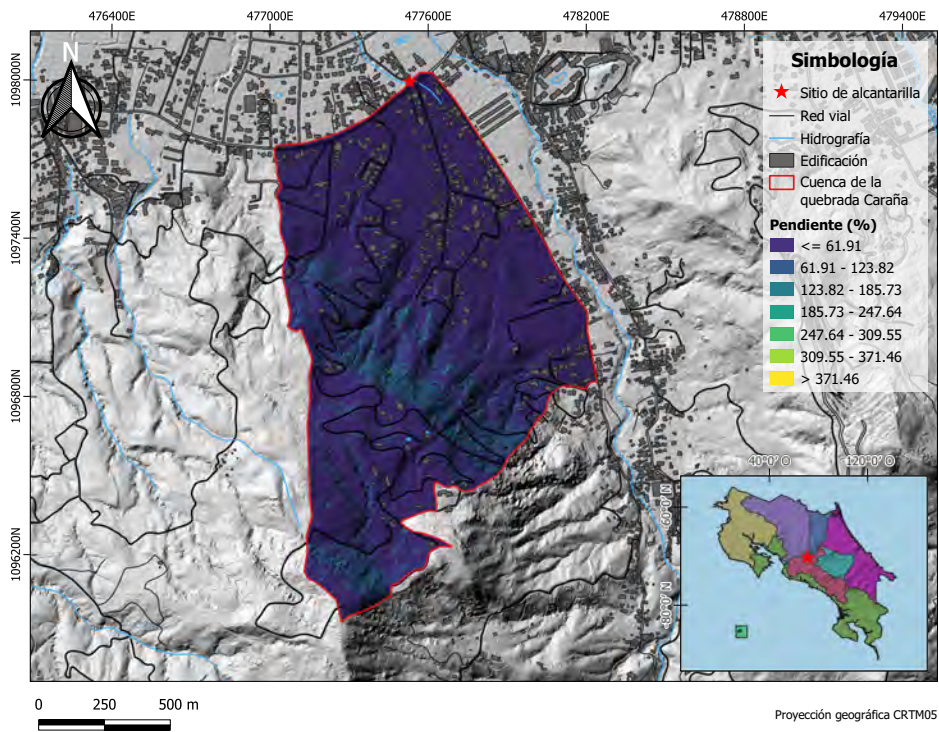


Figura 2.5: Mapa de pendientes en el área de drenaje

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

Capítulo 3

Análisis hidrológico de la quebrada Caraña

El análisis hidrológico suministra la forma de inferir eventos para ciertos periodos de retorno en sitios con escasa o nula información, a través del empleo de las características fisiográficas y climatológicas de la cuenca en el sitio de estudio y de sus cuencas vecinas.

Para la obtención del caudal de escorrentía se utilizó el método racional. Este método empezó a utilizarse alrededor de la mitad del siglo XIX, es probablemente el método más ampliamente utilizado hoy en día para el diseño de alcantarillados de aguas de lluvia y para la estimación de caudales máximos para cuencas pequeñas (de áreas menores a los 2 km²). A pesar de que han surgido críticas válidas acerca de lo adecuado de este método, se sigue utilizando para el diseño de alcantarillados debido a su simplicidad.

La idea detrás del método racional es que si una lluvia con intensidad i empieza en forma instantánea y continúa en forma indefinida, la tasa de escorrentía continuará aumentando hasta que se llegue al tiempo de concentración t_c , en el cual toda la cuenca está contribuyendo al flujo en la salida. El producto de la intensidad del lluvia i y el área de la cuenca A es el caudal de entrada al sistema, iA , y la relación entre este caudal y el caudal pico Q (que ocurre en el tiempo de concentración t_c) se conoce como el coeficiente de escorrentía C ($0 \leq C \leq 1$). Este método se expresa en la fórmula racional:

20 3.1. Determinación del coeficiente de escorrentía actual y futura

$$Q = \frac{CiA}{3,6} \quad (3.1)$$

donde Q es el caudal (m^3/s), i es la intensidad de precipitación (mm/hr), A es el área de la zona de interés (km^2) y C es el coeficiente de escorrentía, que es función de la cobertura del suelo, la pendiente del terreno y el período de retorno a utilizar.

La duración utilizada para la determinación de la intensidad de precipitación de diseño i en la ecuación (3.1) es el tiempo de concentración t_c en la cuenca.

Las suposiciones asociadas con el método racional son:

- La tasa de escorrentía pico calculada en el punto de salida de la cuenca es una función de la tasa de lluvia promedio durante el tiempo de concentración, es decir, el caudal pico no resulta de una lluvia más intensa, de menor duración, durante la cual solamente una porción de la cuenca contribuye a la escorrentía a la salida de ésta.
- El tiempo de concentración empleado es el tiempo para que la escorrentía se establezca y fluya desde la parte más remota del área de drenaje hacia el punto de entrada del alcantarillado que se está diseñando.
- La intensidad de lluvia es constante durante toda la tormenta.

En áreas urbanas, el área de drenaje usualmente está compuesta de subáreas o subcuencas de diferentes características superficiales. Como resultado, se requiere un análisis compuesto que tenga en cuenta las diferentes características superficiales.

3.1 Determinación del coeficiente de escorrentía actual y futura

La definición más común para el coeficiente de escorrentía es que éste es la relación entre la tasa pico de escorrentía directa y la intensidad promedio de

precipitación en una tormenta. Debido a la alta variabilidad de la intensidad de precipitación, este valor es difícil de determinar utilizando la información observada. El coeficiente de escorrentía también puede definirse como la relación entre la escorrentía y la precipitación sobre un período de tiempo dado.

El coeficiente de escorrentía C es la variable menos precisa del método racional. Su uso en la fórmula implica una relación fija entre la tasa de escorrentía pico y la tasa de lluvia para la cuenca de drenaje, lo cual no es cierto en la realidad. Una selección apropiada del coeficiente de escorrentía requiere del conocimiento y la experiencia por parte del diseñador. La proporción de la lluvia total que alcanzarán los drenajes de tormenta depende del porcentaje de permeabilidad, de la pendiente y de las características de encharcamiento de la superficie.

Diferentes valores del coeficiente de escorrentía se encuentran tabulados en diferentes libros, en el cuadro 3.1 se muestran valores del coeficiente de escorrentía C dependiendo de la cobertura del suelo, la pendiente que éste tenga y el periodo de retorno, tomado de Chow et al. (1994).

22 3.1. Determinación del coeficiente de escorrentía actual y futura

Cuadro 3.1: Valores estimados para el coeficiente de escorrentía

Características de la superficie	Período de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas:							
Asfáltico	0,73	0,77	0,81	0,86	0,90	0,95	1,00
Concreto/techo	0,75	0,80	0,83	0,88	0,92	0,97	1,00
Zonas verdes (jardines, parques, etc)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0-2%	0,32	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,58
Promedio, 2-7%	0,37	0,40	0,43	0,46	0,49	0,53	0,61
Superior a 7%	0,40	0,43	0,45	0,49	0,52	0,55	0,62
Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)							
Plano, 0-2%	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
Promedio, 2-7%	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Superior a 7%	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
Condición buena (cubierta de pasto mayor al 75% del área)							
Plano, 0-2%	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32	0,36	0,49
Promedio, 2-7%	0,29	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46	0,56
Superior a 7%	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,51	0,58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,57
Promedio, 2-7%	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48	0,51	0,60
Superior a 7%	0,39	0,42	0,44	0,48	0,51	0,54	0,58
Pastizales							
Plano, 0-2%	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
Promedio, 2-7%	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Superior a 7%	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
Bosques							
Plano, 0-2%	0,22	0,25	0,28	0,31	0,35	0,39	0,48
Promedio, 2-7%	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,56
Superior a 7%	0,35	0,39	0,41	0,45	0,48	0,52	0,58

Cuadro 3.2: *Cuencas delimitadas para el análisis hidrológico*

Cuenca	Descripción
1	Cuenca Oeste
2	Cuenca baja Macho Madrigal
3	Cuenca media Macho Madrigal
4	Cuenca alta Macho Madrigal
5	Cuenca quebrada Caraña

Cuadro 3.3: *Determinación del coeficiente de escorrentía para la cuenca 1*

Cobertura de suelo	Área (m ²)	Porcentaje del área	Coeficiente de escorrentía			
			25 años	50 años	100 años	200 años
Bosque secundario	83670,91	42,76	0,45	0,48	0,52	0,58
Pastos	28138,89	14,38	0,46	0,49	0,53	0,60
Uso urbano	83844,45	42,85	0,88	0,92	0,97	1,00

Para este análisis y con el fin de poder obtener los caudales para ciertos sitios intermedios, se procedió a dividir la cuenca total de la quebrada Caraña en 5 cuencas como se identifican en el cuadro 3.2 y se muestran en la figura 3.1.

Una vez definidas las cuencas y para poder encontrar el coeficiente de escorrentía promedio de la cuenca analizada, se procedió a reclasificar las pendientes de cada cuenca en tres categorías, a saber: plano (pendientes entre 0% y 2%), promedio (que corresponden a pendientes entre el 2% y el 7%) y pendientes fuertes (a todas aquellas que superen el 7%). No obstante, del mapa de pendientes de la cuenca de la quebrada Caraña, figura 2.5 se obtuvo que casi la totalidad de la cuenca presenta pendientes fuertes, por lo tanto, se consideró esta condición para la definición del coeficiente de escorrentía.

Sabiendo que la cobertura corresponde a bosques, pastos y uso urbano, se procedió a la estimación del coeficiente de escorrentía promedio para la cuenca para los diferentes periodos de retorno. En los siguientes cuadros se muestran los valores del coeficiente de escorrentía promediado para diferentes periodos de retorno para las cuencas de estudio.

24 3.1. Determinación del coeficiente de escorrentía actual y futura

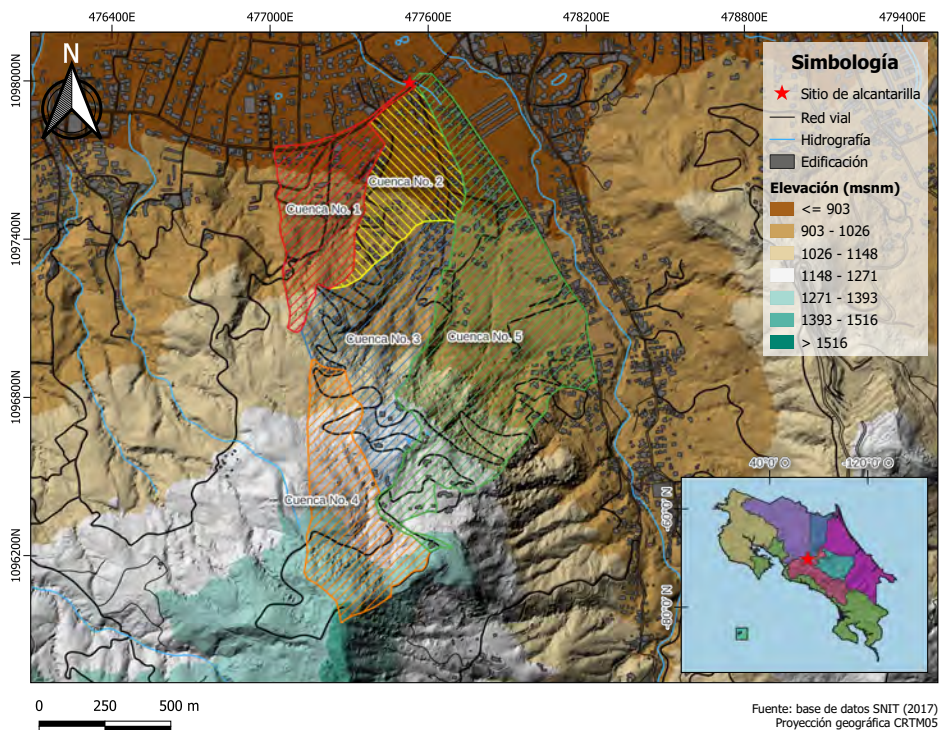


Figura 3.1: Nueva definición de las cuencas para el análisis hidrológico

Cuadro 3.4: Determinación del coeficiente de escorrentía para la cuenca 2

Cobertura de suelo	Área (m ²)	Porcentaje del área	Coeficiente de escorrentía			
			25 años	50 años	100 años	200 años
Bosque secundario	10330,33	6,05	0,45	0,48	0,52	0,58
Pastos	42402,13	24,81	0,46	0,49	0,53	0,60
Uso urbano	118145,25	69,14	0,88	0,92	0,97	1,00

Cuadro 3.5: Determinación del coeficiente de escorrentía para la cuenca 3

Cobertura de suelo	Área (m ²)	Porcentaje del área	Coeficiente de escorrentía			
			25 años	50 años	100 años	200 años
Bosque secundario	216410,34	76,83	0,45	0,48	0,52	0,58
Pastos	3773,77	1,34	0,46	0,49	0,53	0,60
Uso urbano	61473,80	21,83	0,88	0,92	0,97	1,00

Cuadro 3.6: *Determinación del coeficiente de escorrentía para la cuenca 4*

Cobertura de suelo	Área (m ²)	Porcentaje del área	Coeficiente de escorrentía			
			25 años	50 años	100 años	200 años
Terreno desnudo	2721,56	1,13	0,88	0,92	0,97	1,00
Bosque secundario	233020,26	96,80	0,45	0,48	0,52	0,58
Pastos	2736,53	1,14	0,46	0,49	0,53	0,60
Uso urbano	2250,94	0,94	0,88	0,92	0,97	1,00

Cuadro 3.7: *Determinación del coeficiente de escorrentía para la cuenca 5*

Cobertura de suelo	Área (m ²)	Porcentaje del área	Coeficiente de escorrentía			
			25 años	50 años	100 años	200 años
Bosque secundario	308118,21	50,14	0,45	0,48	0,52	0,58
Pastos	773,71	0,13	0,46	0,49	0,53	0,60
Uso urbano	305682,12	49,74	0,88	0,92	0,97	1,00

Cuadro 3.8: *Coeficientes de escorrentía para las cuencas para diferentes periodos de retorno*

Identificador de cuenca	Coeficiente de escorrentía			
	25 años	50 años	100 años	200 años
1	0,636	0,670	0,714	0,763
2	0,750	0,787	0,834	0,875
3	0,544	0,576	0,618	0,672
4	0,459	0,489	0,529	0,589
5	0,664	0,699	0,744	0,789

3.2 Determinación de la intensidad de precipitación

En la figura 3.2 se muestra la ubicación de la estación 84169, Aeropuerto Juan Santamaría, con respecto al área de drenaje (se debe aclarar que el *IMN* cambió el equipo que se tenía en el sitio y también cambió el número de la estación, el cual era 84021). En la figura 3.3 se muestra el registro de intensidades de lluvia para duraciones de tormentas de 5, 10, 15 y 30 minutos.

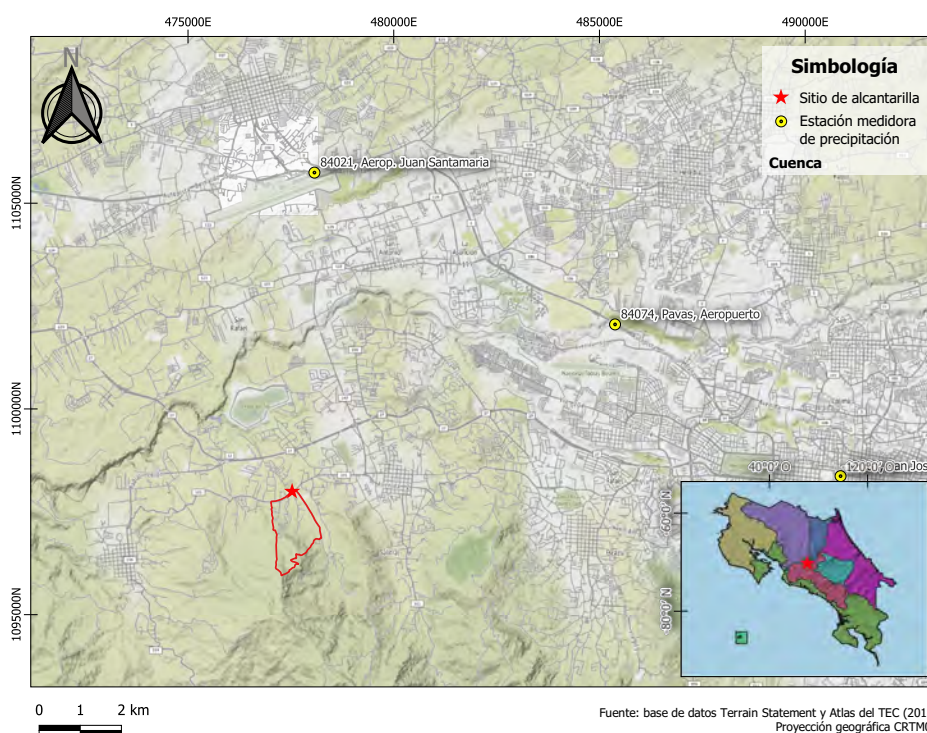


Figura 3.2: Ubicación de las estaciones 84169, Aeropuerto Juan Santamaría, con respecto al área de drenaje

Se procedió a analizar la serie de intensidades máximas anuales para duraciones de 5, 10, 15 y 30 minutos para la estación 84169, Aeropuerto Juan Santamaría. En la figura 3.3 se muestra la información utilizada para el análisis de frecuencia.

Para la realización del análisis de frecuencia, que tiene como objetivo relacionar la magnitud del evento con una probabilidad o período de

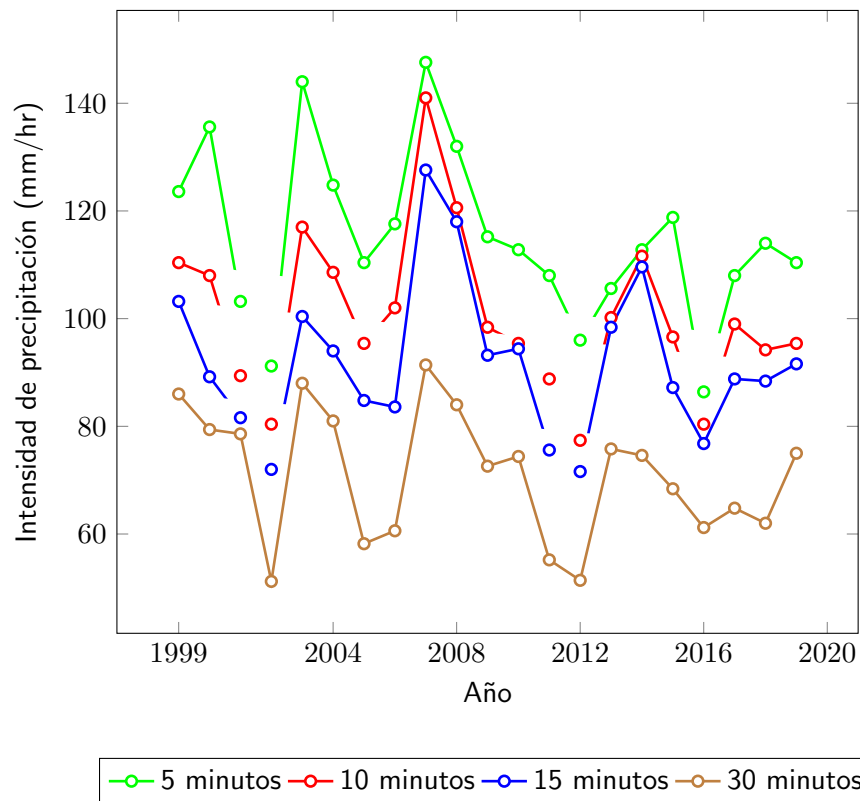


Figura 3.3: Registro de intensidades máximas anuales de lluvia para diferentes duraciones de tormenta

retorno, se utilizó el programa gratuito para análisis estadístico de datos hidrometeorológicos *Hydrognomon*.

Este programa cuenta con un módulo para análisis de datos hidrometeorológicos (sean estos caudales, temperaturas, velocidades de viento, precipitación, intensidad de lluvia, entre otros) para la obtención de valores esperados de acuerdo con diferentes distribuciones teóricas probabilísticas, módulo *Pythia*.

Antes de aplicar una distribución probabilísticas teórica se debe realizar una prueba de bondad de ajuste con el fin de verificar que dicha distribución se ajusta de manera adecuada al registro de los datos. Existen varias pruebas de bondad de ajuste que se utilizan en hidrología, dentro de las que se pueden mencionar la prueba de Chi-cuadrado o la de Kolmogorov-Smirnov. En estadística, la prueba de Kolmogórov-Smirnov es una prueba no paramétrica que determina la bondad de ajuste de dos distribuciones de probabilidad entre sí o entre un registro de datos. Su nombre proviene de los matemáticos rusos Andrey Kolmogorov y Nikolai Smirnov.

Matemáticamente, lo que evalúa la prueba de Kolmogórov-Smirnov es la determinación de una diferencia máxima Δ_{mx} entre la probabilidad de la muestra $P(x)$ y la frecuencia acumulada $F(x)$ para un valor x de la variable aleatoria, como se muestra en la ecuación (3.2).

$$\Delta_{mx} = |P(x) - F(x)| \quad (3.2)$$

En el cuadro 3.9 se muestran los cinco mejores resultados para la prueba de bondad de ajuste para las diferentes duraciones de lluvia analizadas.

Tomando las distribuciones probabilísticas que mejor se ajustan de acuerdo al registro empleado, se tomó dicha distribución teórica y se obtuvo el valor de la intensidad de lluvia para una duración de 10 minutos y para diferentes períodos de retorno, los resultados se muestran en el cuadro 3.10. Estos resultados se utilizaron para la definición de la ecuación *IDF* para la estación en estudio. Se tomó como tiempo de concentración 10 minutos debido al tamaño de las cuencas y la topografía que estas presentan y de acuerdo a los dispuesto por AyA (2017).

Cuadro 3.9: Resultados de la prueba de bondad de ajuste para los registros de intensidades de lluvia

5 minutos					
Distribución	$\alpha = 1\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 10\%$	Alcanzado	Δ_{mx}
Galton	Acepta	Acepta	Acepta	99,92%	0,068
Pearson III	Acepta	Acepta	Acepta	99,90%	0,069
Log Pearson III	Acepta	Acepta	Acepta	99,88%	0,070
LogNormal	Acepta	Acepta	Acepta	99,87%	0,070
Gamma	Acepta	Acepta	Acepta	99,78%	0,073
10 minutos					
Distribución	$\alpha = 1\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 10\%$	Alcanzado	Δ_{mx}
Gamma	Acepta	Acepta	Acepta	99,46%	0,079
LogNormal	Acepta	Acepta	Acepta	98,91%	0,084
Log Pearson III	Acepta	Acepta	Acepta	95,83%	0,098
Normal	Acepta	Acepta	Acepta	95,73%	0,099
Normal (L-Moments)	Acepta	Acepta	Acepta	95,69%	0,099
15 minutos					
Distribución	$\alpha = 1\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 10\%$	Alcanzado	Δ_{mx}
Log Pearson III	Acepta	Acepta	Acepta	100,00%	0,057
GEV-Max	Acepta	Acepta	Acepta	99,99%	0,058
Pearson III	Acepta	Acepta	Acepta	99,99%	0,060
Galton	Acepta	Acepta	Acepta	99,99%	0,061
GEV-Max (L-Moments)	Acepta	Acepta	Acepta	99,97%	0,064
30 minutos					
Distribución	$\alpha = 1\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 10\%$	Alcanzado	Δ_{mx}
Pareto (L-Moments)	Acepta	Acepta	Acepta	99,97%	0,064
Pareto	Acepta	Acepta	Acepta	99,96%	0,065
GEV-Min (L-Moments)	Acepta	Acepta	Acepta	98,65%	0,086
GEV-Max (L-Moments)	Acepta	Acepta	Acepta	98,59%	0,086
GEV-Min	Acepta	Acepta	Acepta	97,44%	0,093

Cuadro 3.10: Resultados del análisis de frecuencia para los datos de intensidad de lluvia

Período de retorno (años)	Intensidad de precipitación (mm/hr)
25	127,91
50	133,25
100	138,19
200	142,80

3.3 Determinación del caudal máximo para diferentes periodos de retorno

Con los datos de intensidad del cuadro 3.10 para la estación 84169, Aeropuerto Juan Santamaría, y los coeficientes de escorrentía 3.8, se procedió a estimar los caudales máximos para 25, 50, 100 y 200 años de periodo de retorno mediante la ecuación (3.1). Los resultados de caudales máximos se muestran en el cuadro 3.11 para la cuenca del afluente a la quebrada en estudio.

Cuadro 3.11: Caudales máximos instantáneos estimados las cuencas analizadas

Identificador de cuenca	Caudal máximo (m ³ /s)			
	25 años	50 años	100 años	200 años
1	4,29	4,75	5,33	5,98
2	4,42	4,87	5,43	5,99
3	5,29	5,88	6,64	7,58
4	3,81	4,27	4,86	5,68
5	14,08	15,58	17,43	19,43

3.4 Consideraciones del cambio climático

El cambio climático se ha convertido en uno de los grandes temas de interés a nivel mundial. La Organización Meteorológica Mundial de Naciones Unidas OMM ha constituido lo que se llama el IPCC (por las siglas en inglés de Panel Intergubernamental del Cambio Climático), con el fin de llevar el pulso de los cambios en el clima mundial y las repercusiones que esto conlleva en la cotidianidad de las tareas del ser humano y en los panoramas de sostenibilidad de la vida en el planeta.

Este Panel, con una relativa periodicidad, elabora informes que resumen los principales hallazgos en cuanto a las implicaciones del cambio climático y las potenciales causas, principalmente de origen antropogénico. Sin embargo, todavía existe mucha polémica relacionada con las acciones que se deben tomar para evitar los desastres o, al menos, mitigarlos; la asunción de la cuota que cada país puede tener en ello; y mucho menos se ha podido avanzar en estrategias claras de adaptación al cambio.

En Costa Rica, el Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica *CFIA* en conjunto con la Asociación de Ingenieros de Canadá *CSCE* pudieron desarrollar un plan piloto para aplicar una metodología de evaluación del impacto que el cambio climático genera sobre las estructuras. El plan se desarrolló en conjunto con el Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados *AyA*, en el proyecto de emisario submarino de la ciudad de Limón, en el Caribe del país. Esta constituyó la primera vez que el protocolo se aplicaba fuera de Canadá, lo que sirvió para ver su aplicabilidad. El objetivo fue evaluar los riesgos críticos a los que dicha infraestructura está expuesta producto de los cambios en los patrones climáticos desde su diseño y hasta la actualidad y, además, proyectados a futuro. Los datos climáticos (históricos y proyecciones) fueron aportados por el Instituto Meteorológico Nacional *IMN*. El proyecto piloto ayudó a crear desarrollo institucional en el país para poder analizar los efectos del cambio climático y aprender las necesidades de adaptación de las infraestructuras a los patrones futuros del clima, con el fin de planificar labores de mantenimiento preventivo en las estructuras existentes y rediseñar las que se van a construir, con el fin de recuperar o, mejor aún, prever las pérdidas por operación deficiente o falta de mantenimiento de estas.

No obstante, no se cuenta con una metodología oficial para la aplicación o toma en cuenta del cambio climático para las obras civiles en el país.

Para este estudio se realizó un estudio de la temperatura con respecto a la intensidad de lluvia, con el fin de ver su efecto para ser considerado en el valor de la intensidad de lluvia de acuerdo con el aumento de temperatura esperado a futuro. Este análisis se llevo a cabo únicamente para las tormentas con 10 minutos de duración.

De la figura 3.4 se obtuvo la relación $i = 0,6931T + 92,561$, donde i es la intensidad de precipitación (mm/hr) y T es la temperatura media diaria (°C). Tomando en cuenta que el *IMN* pronostica un aumento de un grado para el año 2030 en la zona, el aumento en la intensidad es de 0,65% del valor obtenido. Por lo tanto, no se espera un aumento significativo en la intensidad de lluvia para el futuro.

Es importante mencionar que, aunque no se espera un aumento en la magnitud de la intensidad debido al aumento de temperatura, sí se presentará un aumento en la frecuencia o recurrencia de este tipo de eventos en todo el país.

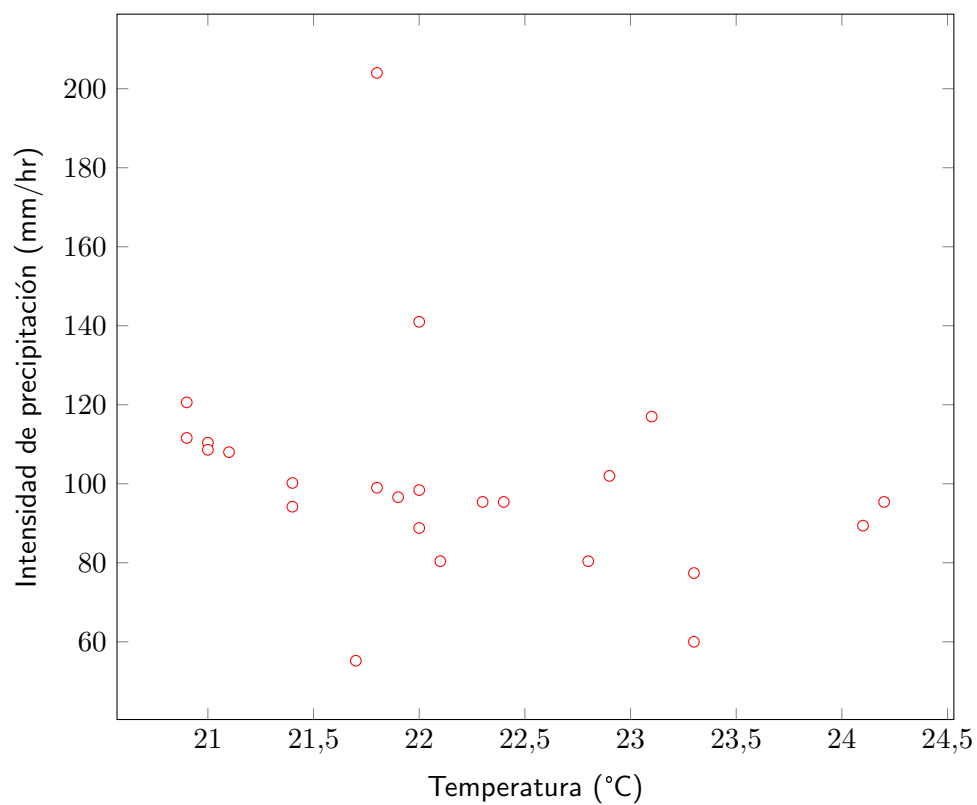


Figura 3.4: Variación de la intensidad de precipitación con respecto a la temperatura para duraciones de tormenta de 10 minutos

Capítulo 4

Descripción del tramo del cauce de la quebrada Caraña

El objetivo de este capítulo es describir el cauce de la quebrada Caraña en la zona de estudio, así como el área de drenaje que este presenta.

La estructura a sustituir es una alcantarillado de cuadro que 1,5 m de ancho por 1 m de alto, como se puede ver en la figura 4.1.



Figura 4.1: *Alcantarilla a sustituir sobre la Calle Canelos*

Agua arriba de la alcantarilla sobre Calle Canelos se presenta un cauce muy

restringido de la quebrada Caraña, donde se presenta un cambio de dirección en esta estructura bastante brusco, como se puede apreciar en la figura 4.2 que es una vista desde aguas arriba de esta. Como se puede ver, existe una fuerte restricción sobre margen derecha del cauce de la quebrada, debido a la presencia de una tapia prefabricada de la propiedad vecina.



Figura 4.2: Alcantarilla a sustituir sobre la Calle Canelos

Aguas arriba de la alcantarilla sobre Calle Canelos, se presenta la alcantarilla tipo Conspam sobre la Ruta Nacional No. 121, que cuenta con un ancho de 5 m, ver figura 4.3, que es una vista desde aguas abajo.

El material del lecho de la quebrada Caraña a la altura del tramo de estudio consiste en gravas de tamaño medio como se puede apreciar en la figura 4.4 y en la figura 4.5.

Dentro de la alcantarilla tipo Conspam se puede ver una cantidad considerable de sedimentación, principalmente, a la entrada de esta estructura sobre la margen izquierda, como se puede ver en la figura 4.6 que es un fotografía tomada hacia aguas arriba en el punto de salida de la estructura.



Figura 4.3: Alcantarilla tipo Conspam sobre la Ruta Nacional No. 121



Figura 4.4: Material del lecho del cauce de la quebrada Caraña



Figura 4.5: *Material del lecho del cauce de la quebrada Caraña*



Figura 4.6: *Sedimentación a la entrada de la alcantarilla sobre la Ruta Nacional No. 121*

Capítulo 5

Análisis hidráulico del drenaje de la zona de la quebrada Caraña

En el presente capítulo se realiza el análisis de la infraestructura de drenaje de la zona de estudio. Este análisis se realizó en dos etapas:

- Análisis hidráulico del sistema de alcantarillado pluvial de la calle Macho Madrigal que se encuentra aguas arriba de la Calle Canelos. Este análisis se basó en el trabajo realizado por Carbón (2019), utilizando el modelo hidráulico *SWMM*.
- Análisis del tramo de la quebrada Caraña en el tramo de estudio. Este análisis se llevó a cabo mediante un modelo bidimensional *IBER* debido a que se cuenta con curvas pronunciadas que un modelo unidimensional no representaría adecuadamente.

El objetivo de este análisis es estimar la capacidad hidráulica máxima de cada sistema, que fueron considerados para el diseño final de la estructura propuesta.

A continuación, se describe cada uno de los análisis realizados, así como la información utilizada para cada uno.

5.1 Análisis del sistema de alcantarillado pluvial de la Calle Macho Madrigal

Es evidente que el proceso de escorrentía de un área de drenaje tiene variación del caudal conforme transcurre el tiempo y la precipitación varía. Es por eso que un sistema que no contemple la variable del tiempo en su análisis no está reflejando con la mayor fidelidad lo que ocurre en la realidad.

El programa para la gestión de aguas pluviales “Storm Water Management Model” o *SWMM* por sus siglas en inglés, es un modelo numérico desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (*US-EPA*, U.S. Environmental Protection Agency), que permite la simulación de los procesos hidrológicos e hidráulicos de un sistema de drenaje urbano tanto para régimen permanente como para régimen no permanente, pudiendo representar la variación del flujo en la red para un evento de precipitación en particular o para una serie de eventos.

A continuación se hace una descripción de los procesos de cálculo que realiza el programa para la estimación de la escorrentía superficial y los modelos de propagación del flujo en la red de drenaje.

5.1.1 Descripción del modelo SWMM

A continuación se describirá el modelo hidráulico *SWMM* de forma breve, la finalidad de esta sección es dar una idea general del modelo y sus características que justifican la utilización del mismo para el análisis del sistema de alcantarillado pluvial.

5.1.2 Modelo precipitación-escorrentía: Modelo de depósito no lineal

La escorrentía superficial que se produce en cada subcuenca es calculada por *SWMM* asumiendo que se comportan como un depósito no lineal, el cual es un modelo “agregado” que aplica la ecuación de Conservación de la Masa y una ecuación tipo Onda Cinemática o Dinámica para calcular el caudal de escorrentía

superficial a la salida de cada subcuenca de acuerdo a la configuración realizada por el usuario para el modelado. La esquematización del modelo del depósito no lineal se muestra en la figura 5.1, tomado de Gómez (2007).

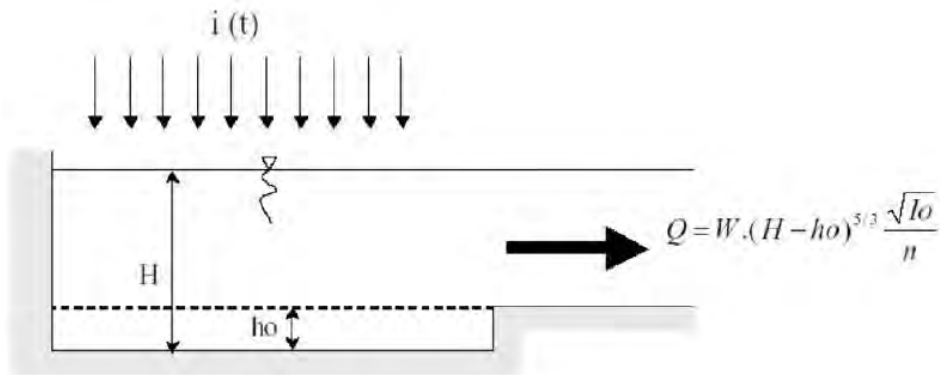


Figura 5.1: Esquema del modelo de depósito no lineal aplicado al SWMM

De acuerdo con Gómez (2007) mediante el esquema mostrada anteriormente, la zona de estudio está regida por una ecuación de equilibrio de masa que es función de los caudales de entrada y salida con la correspondiente variación del almacenamiento, ecuación (5.1).

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad (5.1)$$

donde I corresponde al caudal aportado por la precipitación caída sobre la superficie de la subcuenca de área A (m^3/s), Q es el caudal de escorrentía generado (m^3/s) y $\frac{dS}{dt}$ es la variación en el almacenamiento o retención dentro del área (m^3/s).

En la ecuación anterior, el único término conocido es el caudal de entrada I por lo que para poder resolverla se recurre a una relación entre el caudal de escorrentía y la variación en el almacenamiento. Es aquí donde el modelo *SWMM* utiliza una relación entre el caudal de salida y el nivel de agua en el depósito ficticio, proponiendo una metodología que está relacionada con las aproximaciones de onda cinemática, donde supone que la subcuenca, definida a partir de su área, pendiente, rugosidad superficial, tiene un comportamiento tipo depósito. Se tiene en cuenta que al asumir cierta abstracción inicial, no se

40 5.1. Análisis del sistema de alcantarillado pluvial de la Calle Macho Madrigal

producirá escorrentía hasta que se haya producido cierta precipitación umbral y el término del caudal de salida del depósito se expresa asumiendo que el nivel de agua disponible para generar caudal de escorrentía ($H - h_0$) coincide con el calado normal. Por lo cual se tendría la relación mostrada en (5.2).

$$Ai(t) - \frac{1}{2}(Q_{i+1} + Q_i) = A \frac{H_{i+1} - H_i}{\Delta t} \quad (5.2)$$

Desarrollando los términos del caudal según la condición de profundidad normal de la ecuación (5.2) se obtiene la ecuación (5.3).

$$Ai(t) - \frac{1}{2} \left[W (H_{i+1} - h_0)^{\frac{5}{3}} \frac{\sqrt{I_0}}{n} + W (H_i - h_0)^{\frac{5}{3}} \frac{\sqrt{I_0}}{n} \right] = A \frac{H_{i+1} - H_i}{\Delta t} \quad (5.3)$$

donde A es el área de la subcuenca (m^2), $i(t)$ es la intensidad de precipitación (mm/hr), W es el ancho de la subcuenca (m), H es la altura de agua en la subcuenca (mm), h_0 son las pérdidas iniciales de la subcuenca (mm), I_0 es la pendiente media de la subcuenca (%) y n es el coeficiente de rugosidad de la superficie ($s/m^{1/3}$).

La ecuación (5.3) se resuelve mediante métodos numéricos, actualizando los valores del nivel de agua y el caudal de aportación correspondiente. Los parámetros de ajuste que recomienda el modelo son el ancho de la subcuenca W y el coeficiente de rugosidad n .

La elección de alguno de los valores, y en general del modelo de la subcuenca, dependerá de la experiencia del diseñador o de la información que tenga disponible, pues estos pueden tomarse como parámetros para ajustar la respuesta del modelo. Por ejemplo, el coeficiente de rugosidad producirá, para valores elevados, un caudal pico menor. De igual forma ocurrirá con los parámetros como la pendiente y el ancho de la subcuenca. Para efectos de este proyecto se tomaran valores que generen mayores caudales, sin considerar un análisis de sensibilidad o calibración del modelo, pues requieren de un conocimiento muy elevado de las características de la cuenca.

En cuanto a los procesos de infiltración, el programa permite usar alguno de

los siguientes modelos; Horton, Green-Ampt y el Método de Numero de Curva del SCS.

5.1.3 Modelo de propagación de flujo

Cuando se desea realizar una representación del movimiento del agua en la naturaleza con la mayor precisión posible, particularmente cuando ocurren lluvias en cuencas urbanas, debe tenerse en consideración la variación del caudal con el tiempo, lo cual se conoce como flujo no permanente. Gómez (2007) señala que las hipótesis básicas usadas para describir el movimiento en régimen no permanente son las siguientes:

- Se asume flujo de tipo unidimensional, donde solo se considera la velocidad del agua en la dirección del flujo, esto debido a que las dimensiones de los conductos de los alcantarillados permiten despreciar las demás componentes de la velocidad.
- Se suponen pendientes de los colectores pequeñas o reducidas de tal forma que si el ángulo de la pendiente es θ entonces $\cos \theta \approx 1$.
- La distribución de velocidades en cada sección es uniforme, con lo cual se desprecian las variaciones transversales de la velocidad.
- La curvatura de la lámina de agua es reducida por lo que se acepta la distribución hidrostática de presiones.
- Las pérdidas de energía se representan con las mismas expresiones de régimen permanente.

Teniendo en cuenta las hipótesis presentadas anteriormente, para la descripción del flujo no permanente se aplican las ecuaciones de continuidad o conservación de la masa junto con la ecuación de la conservación de la cantidad de movimiento, cuyas expresiones tienen la forma mostrada en (5.4).

$$\begin{aligned} \frac{\partial y}{\partial t} + V \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{A}{B} \frac{\partial V}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g (I_0 - I_f) &= 0 \end{aligned} \quad (5.4)$$

42 5.1. Análisis del sistema de alcantarillado pluvial de la Calle Macho Madrigal

donde V es la velocidad de flujo (m/s), y es el nivel del agua o calado en la sección (m), A es el área de la sección transversal ocupada por el flujo (m²), B es el ancho superficial del agua (m), g es la aceleración de gravedad (m/s²), I_0 es la pendiente de fondo del conducto (m/m), I_f es la pendiente de la línea de energía (m/m), x es la abscisa a lo largo del conducto (m) y t es el tiempo (s).

Las expresiones matemáticas anteriores fueron deducidas por A.J.C. Barré de Saint-Venant en 1871 y representan el caso más general del movimiento, englobando todas las descripciones del movimiento en lámina libre y en particular del movimiento en régimen permanente.

Debido a la complejidad de estas ecuaciones, la solución analítica no existe, por lo cual debe aproximarse su solución mediante métodos numéricos. En este caso el programa *SWMM* utiliza un esquema numérico de solución tipo diferencias finitas explícitas, debido a que su formulación es más sencilla, pero que requiere trabajar con intervalos de tiempo más cortos para asegurar la estabilidad de la solución numérica.

Como se mencionó anteriormente, con la solución completa de las ecuaciones de Saint-Venant se obtienen los resultados físicamente más realistas, pues es el caso más general para la descripción del flujo no permanente, pero debe tenerse en cuenta que por el mismo método numérico utilizado por el programa y considerando el tamaño de la red y el periodo que se quiera simular, la solución completa podría requerir mucho tiempo y recursos. Es por esto que el programa *SWMM* nos permite elegir entre tres opciones de cálculo hidráulico para una red de drenaje, según sea las necesidades de simulación y resultados esperados. A continuación se hace una descripción de las tres opciones y sus principales ventajas.

La primera corresponde al “Steady Flow Routing” o Régimen permanente, consiste en asumir que en cada intervalo de tiempo de cálculo las condiciones del flujo no cambian, con lo cual en cada conducto se traslada, con un cierto retardo y cambio en el aspecto, el hidrograma de entrada en el nodo de aguas arriba hacia el nodo final del conducto o nodo aguas abajo, por eso los efectos de propagación y laminación de caudales así como los resaltos hidráulicos no son considerados. Esta debe considerarse como una opción de cálculo preliminar o para simulaciones continuas y con escalas de tiempo grandes.

La segunda opción corresponde a la Onda Cinemática o “Kinematic Wave Routing”, la cual si considera la variabilidad temporal del flujo. Este método

resuelve la ecuación de la Conservación de la Masa junto con una forma simplificada de la ecuación de Conservación de la Cantidad de Movimiento, en donde solo se consideran las componentes de gravedad y fricción y considerando la que la pendiente de la superficie libre del agua es igual a la pendiente del fondo del canal. Se determina así que el caudal máximo que puede fluir por la tubería es el caudal a tubo lleno determinado con la ecuación de Gaukler-Manning, por lo cual un caudal mayor a ese valor en el nudo de entrada se pierde del sistema o puede permanecer en la parte superior del nudo y entrar nuevamente cuando la capacidad del conducto lo permita.

Este modelo, de onda cinemática, permite que el caudal y el área de la sección varíen tanto espacial como temporalmente en los conductos, lo cual origina una cierta atenuación y retraso de los hidrogramas de salida con respecto a los de entrada en los conductos. Sin embargo, este modelo aún no considera efectos como el resalto hidráulico, pérdidas locales, flujo inverso o flujo presurizado.

El tercero de estos métodos consiste en la resolución de las ecuaciones de Saint Venant (Conservación de la Masa o Continuidad y Cantidad de Movimiento), denominado como método de la Onda Dinámica o “Dynamic Wave Routing”, por lo cual genera teóricamente los resultados más precisos, implicando un mayor tiempo de proceso computacional.

De acuerdo con Gómez (2007), al resolverse las ecuaciones deducidas por Saint-Venant en sus formas completas, se consideran todas las fuerzas actuantes, simulando los efectos de laminación, almacenamiento en los conductos, resaltos hidráulicos, condiciones de contorno aguas abajo, flujo inverso y flujo presurizado en los conductos de forma que es posible obtener caudales mayores al caudal calculado en superficie libre. Con las condiciones anteriores es posible utilizar este modelo de cálculo para cualquier tipo de configuración de la red, sean ramificadas o malladas.

El sistema de ecuaciones (5.4) se puede presentar en términos del caudal Q y de la sección transversal del conducto A como se muestra en (5.5).

$$\begin{aligned} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAI_f + gAh_l &= 0 \end{aligned} \quad (5.5)$$

44 **5.1. Análisis del sistema de alcantarillado pluvial de la Calle Macho Madrigal**

donde H es el nivel de la lámina de agua dentro del conducto (m) y h_l son las pérdidas locales (m).

Cuando se combinan dichas ecuaciones se obtiene la ecuación (5.6), que es la que *SWMM* resuelve para todos los conductos en cada intervalo de tiempo.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gAI_f - 2V\frac{\partial A}{\partial t} - V^2\frac{\partial A}{\partial t} + gA\frac{\partial H}{\partial t} = 0 \quad (5.6)$$

El valor del término correspondiente a la pendiente de fricción es obtenido mediante la ecuación de Gaukler-Manning. Dado que se obtiene una sola ecuación y más de dos incógnitas es necesario aplicar la ecuación de continuidad en los nodos para cada intervalo, como se muestra en (5.7).

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \sum \frac{Q}{A_s} \quad (5.7)$$

donde A_s es el área del nodo en planta (m^2), entendiéndose como área en planta del pozo más mitad de la longitud de los conductos que confluyen en ese nodo, ver figura 5.2 tomada de Gómez (2007).

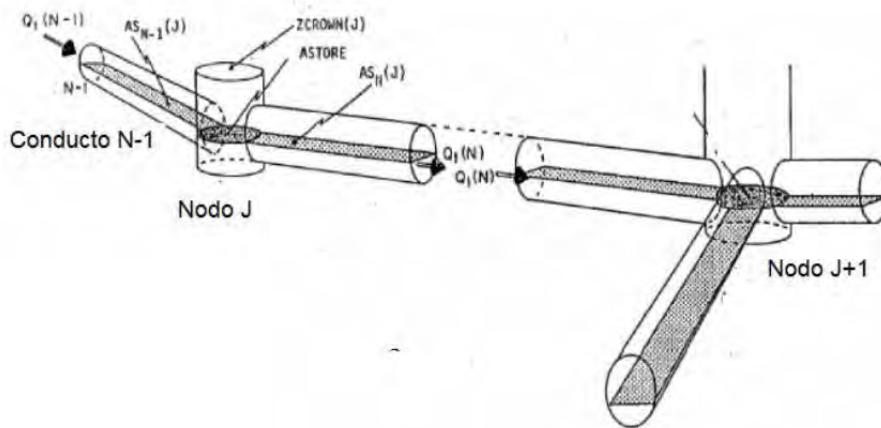


Figura 5.2: Representación conceptual del modelado de la red en el programa *SWMM*

La solución de las dos ecuaciones anteriores se realiza de forma secuencial para determinar el flujo en cada conducto y la profundidad en cada nudo, mediante el esquema de Euler modificado, un método en diferencias finitas explícitas que resulta más fácil de formular pero requiere trabajar con incrementos de tiempo de cálculo pequeños, del orden del minuto, con el fin de asegurar la estabilidad numérica.

5.1.4 Análisis de sistema de alcantarillado pluvial de Calle Macho Madrigal

Se utilizó el modelo realizado por Carbón (2019), para ver los detalles de las tuberías y pozos se debe revisar el documento antes mencionado, en la figura 5.3 se muestra el modelo hidráulico realizada la ubicación de los pozos y las tuberías para el sistema de alcantarillado. Como se puede ver el sistema presenta una única salida al Norte hacia la quebrada Caraña aguas arriba de la Ruta Nacional No. 121.

Tomando los caudales para las cuencas 2, 3 y 4 que drenan al sistema se corrió el modelo para obtener la capacidad máxima del sistema de alcantarillado pluvial. Se debe hacer notar que Carbón (2019) realizó el diseño para un periodo de retorno de 10 años.

En la figura 5.4 se muestran los resultados de caudales en las tuberías para el análisis realizado. Únicamente se mostrarán estos resultados debido a que el objetivo de este estudio es obtener el caudal máximo que puede evacuar el sistema.

De los resultados obtenidos, se puede concluir que el caudal máximo que puede evacuar el sistema es de $8,63 \text{ m}^3/\text{s}$. Se debe aclarar que la última tubería, pese a que se menciona que es $9,08 \text{ m}^3/\text{s}$, este valor no es posible debido a que el agua no puede ingresar nuevamente al sistema (esto es una limitación del modelo utilizado).

Se debe recordar que el caudal para 100 y 200 años de periodo de retorno que drena al sistema de alcantarillado pluvial de Calle Macho Madrigal corresponde a $16,93$ y $19,26 \text{ m}^3/\text{s}$ (suma de caudales de la cuencas 2, 3 y 4). Por lo tanto, se tiene un caudal superior a los $10 \text{ m}^3/\text{s}$ que escurren sobre la calzada de la Calle Macho Madrigal y que llegan a la Ruta Nacional No. 121 de manera

46 5.1. Análisis del sistema de alcantarillado pluvial de la Calle Macho Madrigal



Figura 5.3: Modelo hidráulico del sistema de alcantarillado pluvial de la Calle Macho Madrigal

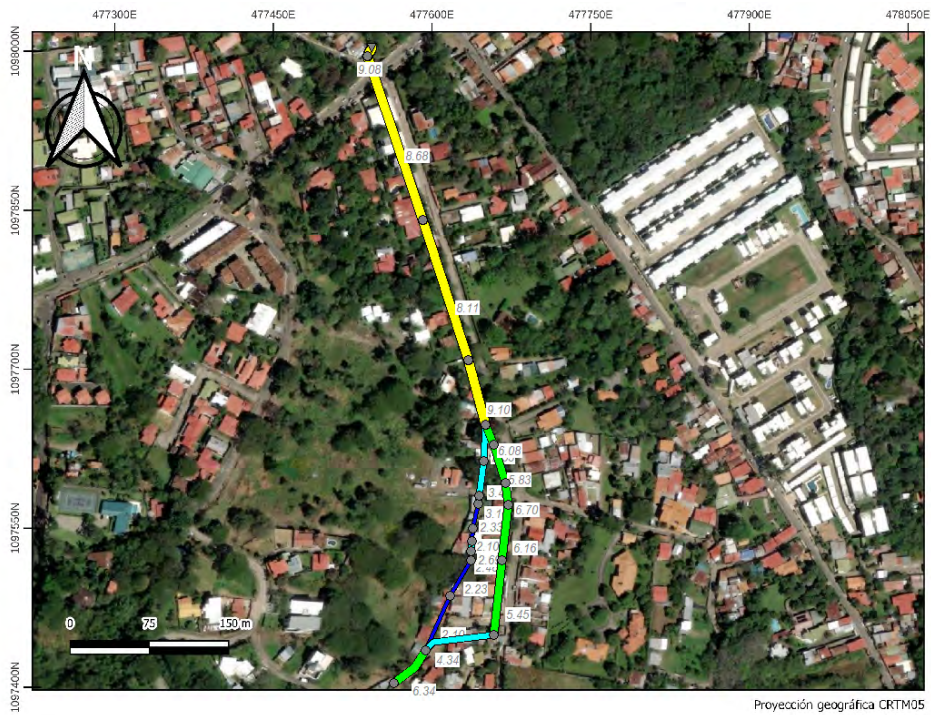


Figura 5.4: Resultados de caudales máximos para el sistema de alcantarillado pluvial de la Calle Macho Madrigal

descontrolada, provocando inundaciones no sólo en la zona cerca de la Calle Macho Madrigal, sino que también sobre la Ruta Nacional No. 121 y Calle Canelos.

5.2 Análisis del tramo para la condición actual de la quebrada Caraña

El modelado matemática del flujo de agua en un río consiste en intentar conocer los valores que toman las variables hidráulicas (profundidad de agua, velocidades, caudal, entre otros) a partir de la resolución por métodos numéricos de unas ecuaciones obtenidas con una serie de hipótesis. El modelado matemática es siempre una aproximación a la realidad, tanto mejor cuanto más se adapten las ecuaciones de partida y el esquema numérico para su resolución al fenómeno real que se está estudiando.

El modelado matemático ha evolucionado paralelamente a la capacidad de las computadoras, al desarrollo del cálculo numérico en general y al desarrollo de la modelación numérica en áreas de conocimiento próximas. Así, por ejemplo, el estudio de la mecánica de gases ha contribuido en la puesta a punto de técnicas de discretización y esquemas numéricos específicos que luego han podido ser readaptados a problemas concretos como la resolución del flujo de agua a superficie libre.

Para el estudio de los efectos de la propagación de avenidas en ríos para la obtención de los valores de las velocidades y niveles de agua, se han utilizado en el pasado, y todavía se usan mayoritariamente actualmente, modelos unidimensionales en régimen permanente gradualmente variado y fondo fijo. Estos pueden ser una herramienta suficiente para estudios donde la evolución temporal no sea un factor a tener en cuenta y el flujo sea eminentemente unidimensional. Este tipo de modelos se basan en esquemas numéricos relativamente simples, pero eficaces, que pueden considerar cambios de régimen, cauces con geometrías complejas y con llanuras de inundación y singularidades, tales como puentes, alcantarillas, entre otros.

La necesidad de estudiar fenómenos más complejos donde la hipótesis de unidimensionalidad se aleja demasiado de la realidad, y la observación que en la naturaleza se encuentran muchas situaciones donde el flujo parece ser

efectivamente bidimensional, es decir, predominan las dimensiones horizontales sobre la vertical, conduce al desarrollo de los esquemas bidimensionales. Para ello se pueden hacer distintas aproximaciones según se estudie un problema fluvial o de ingeniería marítima, y según cuales sean las principales fuerzas determinantes del movimiento del agua, y las variables que interese conocer.

Los modelos de aguas poco profundas unidimensionales son adecuados para el estudio de flujos con un marcado carácter unidimensional, utilizándose básicamente para el modelado de ríos y canales en los cuales la geometría se puede definir por una línea o cauce longitudinal con una sección transversal asociada en cada punto. Cuando se pierde la unidimensionalidad de la geometría de estudio los modelos dejan de ser eficientes por varias razones. Primero, porque el campo de velocidad deja de ser homogénea en toda la sección y, por lo tanto, se introducen errores importantes en las ecuaciones unidimensionales, las cuales asumen una velocidad uniforme en toda la sección transversal. Segundo, porque en problemas bidimensionales ya no es trivial definir la geometría de estudio mediante un cauce longitudinal con secciones transversales asociadas. Tercero, porque la dirección del flujo deja de ser perpendicular a la sección, y ya no sólo es suficiente con calcular la velocidad media en la sección sino que también es importante saber si aparecen zonas de recirculación en planta.

En el modelado de ríos puede ser necesario recurrir a un modelo bidimensional cuando existen meandros fuertes con llanuras de inundación importantes. En dichas geometrías, para el cálculo de aguas bajas se puede utilizar un modelo unidimensional, pero para el caudal de crecientes la dirección del flujo deja de seguir el cauce principal, inundando las llanuras adyacentes para circular por el cauce de aguas altas, mucho más rectilíneo y ancho que el cauce principal.

Otro caso en el que se debe recurrir al modelado bidimensional en ríos es en el estudio de tramos cortos en los que existen ensanchamientos y estrechamientos de sección que pueden provocar, en función de las condiciones de profundidad de agua y caudal, zonas de recirculación importantes. Estas zonas de recirculación, que también suelen aparecer para determinadas condiciones de marea en la desembocadura de ríos en estuarios, son importantes porque reducen la sección efectiva de desagüe, provocando un aumento de velocidad en el resto de la sección. Tienen importancia también en el transporte de sedimentos y sustancias solubles, las cuales pueden quedar atrapadas en estas zonas de aguas muertas.

A diferencia de los modelos unidimensionales, en los que se trabaja con

50 5.2. Análisis del tramo para la condición actual de la quebrada Caraña

la velocidad media en la sección, y se asume que la dirección del flujo es perpendicular a esta, los modelos bidimensionales trabajan con las dos componentes de la velocidad horizontal promediada en profundidad.

La deducción matemática de las ecuaciones de aguas poco profundas bidimensional se realiza promediando en profundidad las ecuaciones de Reynolds tridimensionales. En su derivación es necesario realizar ciertas simplificaciones. Concretamente, se asume una escala espacial vertical (profundidad) mucho menor que la escala horizontal, lo cual permite asumir una distribución de presión hidrostática. Al mismo tiempo se asume un campo de velocidad homogéneo en profundidad. La hipótesis de presión hidrostática se cumple razonablemente en el flujo en ríos, así como en las corrientes generadas por la marea en estuarios y zonas costeras. Asimismo, la hipótesis de distribución de velocidad uniforme en profundidad se cumple habitualmente en ríos y estuarios, aunque pueden existir zonas en las que dicha hipótesis no se cumpla debido a la presencia de flujos locales tridimensionales o a cuñas salinas. En estos casos se debe estudiar la extensión de dichas zonas y su posible repercusión en los resultados. El modelo empleado realiza un tratamiento híbrido para los frentes seco-mojado para evitar pérdida de masa en el modelo, así como oscilaciones numéricas debido a dicha condición.

Por las razones antes mencionadas, se decidió utilizar un modelo bidimensional para obtener las características del flujo durante una creciente. El modelo resuelve las ecuaciones de flujo bidimensionales con un esquema de volúmenes finitos. Este esquema numérico permite el cálculo de transcritos y permite determinar las profundidades de flujo y velocidades del agua en las dos direcciones, sistema de ecuaciones (5.8).

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} + \frac{\partial G}{\partial y} = \mathbf{S} \quad (5.8)$$

donde:

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ hu \\ hv \end{pmatrix} \quad \mathbf{F} = \begin{pmatrix} hu \\ hu^2 + \frac{1}{2}gh^2 \\ huv \end{pmatrix}$$

$$\mathbf{G} = \begin{pmatrix} hv \\ huv \\ hv^2 + \frac{1}{2}gh^2 \end{pmatrix} \quad \mathbf{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ gh \left(\frac{\partial z_b}{\partial x} + \frac{\tau_x}{\rho} \right) \\ gh \left(\frac{\partial z_b}{\partial y} + \frac{\tau_y}{\rho} \right) \end{pmatrix} \quad (5.9)$$

donde h es la profundidad del agua (m), t es la variable tiempo (s), z_b es el nivel de fondo del terreno a partir de un nivel de referencia (m), u es la velocidad del flujo en la dirección x (m/s), v es la velocidad del flujo en la dirección y (m/s), g es la aceleración de la gravedad (m/s^2), τ_x y τ_y son los esfuerzos cortantes en el fondo del canal en la dirección x y y , respectivamente, (kg/m^3), ρ es la densidad del agua (kg/m^3).

Para la evaluación de los esfuerzos cortantes se empleó la ecuación de Gaukler-Manning en su versión bidimensional, que se muestra en (5.10), para más detalles ver Vreugdenhil (1994).

$$\frac{\tau_x}{\rho} = n^2 u \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad \frac{\tau_y}{\rho} = n^2 v \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (5.10)$$

donde n es el coeficiente de rugosidad de la superficie ($s/m^{1/3}$).

El método utilizado para resolver el sistema de ecuaciones mostrado en (5.8) es un esquema explícito en volúmenes finitos con una discretización descentrada hacia adelante.

Para la aplicación del modelo fue necesario cierta información básica, a saber:

- Levantamiento topográfico del tramo de estudio, el cuál debe contar con la definición de curvas de nivel para poder construir un modelo de elevación digital del cauce del río Cañas.

52 5.2. Análisis del tramo para la condición actual de la quebrada Caraña

- Definición del coeficiente de rugosidad del lecho y las márgenes del río Cañas. Esto se requiere para poder evaluar adecuadamente las pérdidas de energía en el tramo analizado.
- Estimación del caudal de crecientes a analizar. Dicho caudal corresponde al evento lo eventos de lluvia con 100 y 200 años de periodo de retorno obtenidos del análisis hidrológico.

En la figura 5.5, se muestra el levantamiento topográfico realizado para el análisis hidráulico del tramo del río Cañas.

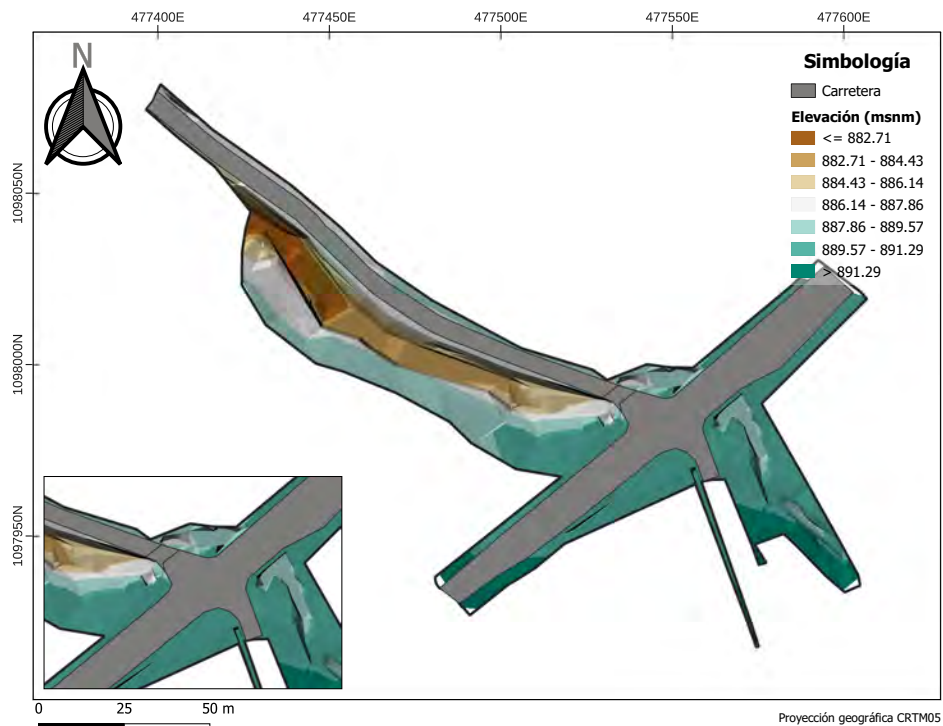


Figura 5.5: Levantamiento topográfico de la quebrada Caraña utilizado

Por otra parte, las condiciones hidráulicas de flujo se representaron por medio el coeficiente de rugosidad. Este coeficiente se determinó tomando en cuenta la rugosidad de la superficie en contacto con el agua, la forma de la sección y el alineamiento del cauce, como lo describe Arcement y Schneider (2005).

5.2.1 Estimación de la rugosidad del lecho

Debido a que los canales naturales tienen fondos irregulares, siendo difícil obtener la información sobre la rugosidad del canal. El modelo hidráulico utiliza una fórmula empírica, conocida como la fórmula de Gaukler-Manning, la cuál fue desarrollada para flujos turbulentos en canales rugosos.

El coeficiente de Gaukler-Manning n es un coeficiente empírico, que depende únicamente de la rugosidad superficial. Tal aproximación puede ser razonable siempre que el agua no sea muy superficial ni el canal muy angosto.

La más grande dificultad para la estimación de la rugosidad n radica en que no hay un método exacto para seleccionarlo. El valor de n es muy variable y depende de una cantidad de factores: rugosidad de la superficie, vegetación, irregularidades del cauce, alineamiento del canal, depósitos y socavaciones, obstrucciones, tamaño y forma del canal, nivel y caudal, cambio estacional, material suspendido y transporte del fondo.

Para estimar el valor de n hay cinco caminos:

- (a) Comprender los factores que afectan el valor de n y así adquirir un conocimiento básico del problema y reducir el ancho campo de suposiciones.
- (b) Consultar un cuadro de valores típicos de n para canales de varios tipos.
- (c) Examinar y hacerse familiar con la aparición de algunos canales típicos cuyos coeficientes de rugosidad son conocidos y están registrados en fotos, por ejemplo.
- (d) Determinar el valor de n a través de un procedimiento analítico basado en la distribución teórica de la velocidad en la sección transversal de un canal y sobre los datos de medidas de velocidad o de rugosidad.
- (e) Uso de ecuaciones empíricas.

En el cuadro 5.1 se muestran valores típicos del coeficiente de rugosidad n , tomado de Chow (1959).

El procedimiento general para estimar los valores del coeficiente de rugosidad n consiste en la selección de un valor de coeficiente base para el cauce recto,

54 5.2. Análisis del tramo para la condición actual de la quebrada Caraña

uniforme y suave, hecho de los materiales de interés (cuadro 5.1) y luego adicionar factores de corrección en la siguiente forma:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) n_5 \quad (5.11)$$

donde n es el valor final de coeficiente de rugosidad ($s/m^{1/3}$), n_0 es el valor base para cauces rectos y uniformes ($s/m^{1/3}$), n_1 es el valor adicional por irregularidad en la sección recta ($s/m^{1/3}$), n_2 es el valor adicional por variaciones en el cauce ($s/m^{1/3}$), n_3 es el valor adicional por obstrucciones ($s/m^{1/3}$), n_4 es el valor adicional por vegetación ($s/m^{1/3}$) y n_5 es un factor multiplicador por sinuosidad.

En el cuadro 5.2, se muestran los valores típicos para los valores de corrección para la determinación del coeficiente de rugosidad de la ecuación de Gaukler-Manning, tomado de Julien (1998).

Existen muchas ecuaciones empíricas desarrolladas por diferentes autores para la estimación del coeficiente de rugosidad n . A continuación se muestran algunas de ellas.

- **Strickler:** Fue desarrollada en 1923 para ríos con lecho de grava en Suiza.

$$n = 0,0152D_{50}^{1/6} \quad (5.12)$$

donde D_{50} es el diámetro medio (mm) y n es el valor del coeficiente de rugosidad ($s/m^{1/3}$).

- **Strickler:** Dicha expresión es para mezclas de materiales de fondo con una significativa proporción de tamaños granulométricos, toma en cuenta el acorazamiento, la desarrolló en 1948.

$$n = 0,038D_{90}^{1/6} \quad (5.13)$$

donde D_{90} está en m.

- **Posada:** Trabajó con ríos de montaña en Antioquia y Risaralda, la desarrolló en 1998.

$$n = 0,0487D_{50}^{1/6} \quad (5.14)$$

donde el D_{50} se encuentra en m.

- **Limerinos:** Propuesta en 1970 basada en ríos con materiales de lecho variando en tamaño desde gravas pequeñas hasta guijarros o bolos pequeños.

$$n = \frac{0,113R_H^{1/6}}{1,16 + 2,08 \log_{10} \left(\frac{R_H}{D_{84}} \right)} \quad (5.15)$$

donde D_{84} se encuentra en m y R_H es el radio hidráulico, también en m.

- **Jarret:** propuesta en 1984.

$$n = 0,3224S_f^{0,38} R_H^{-0,16} \quad (5.16)$$

donde R_H es el radio hidráulico (m) y S_f es la pendiente de energía (m/m).

De acuerdo a estas características se estimó el coeficiente de rugosidad, de acuerdo con lo descrito en el capítulo 4 en $0,040 \text{ s/m}^{1/3}$ para las márgenes y $0,035 \text{ s/m}^{1/3}$ para el cauce principal. A continuación se describe la información utilizada, los parámetros empleados y los resultados.

5.2.2 Resultados para el evento con 100 años y la condición actual

En la figura 5.6 se muestran los resultados del modelo hidráulico elaborado. De acuerdo con lo visto en el sitio y lo descrito por los vecinos y personal de la Municipalidad de Santa Ana, los resultados reflejan en gran medida las zonas que principalmente se inundan.

También se puede apreciar de los resultados la afectación que se presentan en las viviendas de los vecinos a la quebrada Caraña, así como la falta de capacidad hidráulica de la alcantarilla sobre la Ruta Nacional No. 121 y el sistema de alcantarillado pluvial de la Calle Macho Madrigal.

En la figura 5.7 se muestran los valores de velocidades máximas para este evento. Como se puede ver las velocidades son bastante altas sobre todo en las zonas donde se encuentran las rápidas, alcanzando valores que superan los 7 m/s . Es por estas velocidades que se presentan deterioros importantes en el canal, tanto en el fondo como en las paredes de esta estructura.

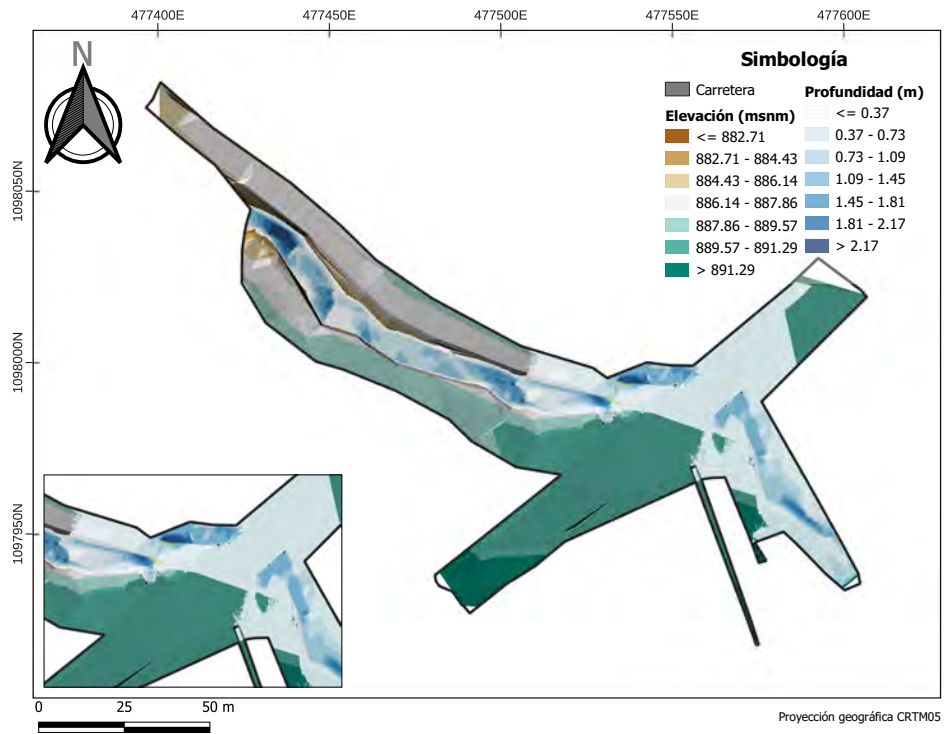


Figura 5.6: Profundidades de flujo para la condición actual en la zona de estudio

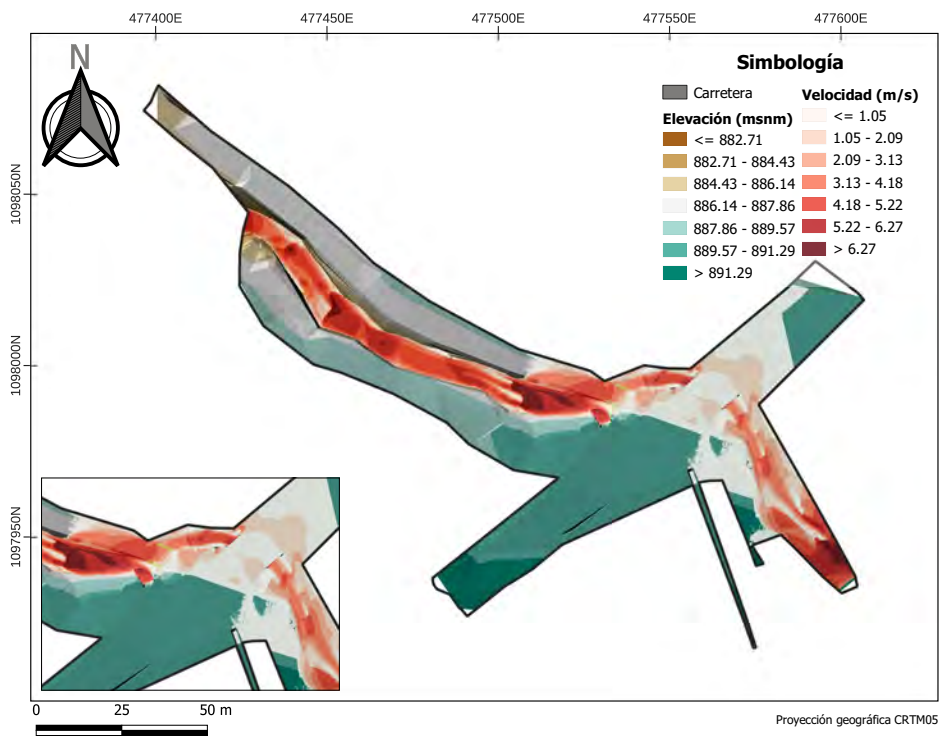


Figura 5.7: Velocidades de flujo para la condición actual en la zona de estudio

58 **5.2. Análisis del tramo para la condición actual de la quebrada Caraña**

Cuadro 5.1: *Coefficiente de rugosidad para la ecuación de Gaukler-Manning.*

Tipo de cauce	Valor de $n(s/m^{1/3})$		
	Mínimo	Normal	Máximo
Cauces naturales menores (ancho superior a nivel de crecida menor que 30 m)			
Cauces en planicies			
1. Limpio, recto, nivel lleno, sin fallas o pozos profundos	0,025	0,030	0,033
2. Igual que la anterior pero más piedras y pastos	0,030	0,035	0,040
3. Limpio, curvado, algunos pozos y bancos	0,033	0,040	0,045
4. Igual que el anterior, pero algunos pastos y piedras	0,035	0,045	0,050
5. Igual que el anterior, niveles más bajos, pendientes y secciones más inefectivas	0,040	0,048	0,055
6. Igual que 4, pero más piedras	0,045	0,050	0,060
7. Tramos sucios, con pastos y pozos profundos	0,050	0,070	0,080
8. Tramos con muchos pastos, pozos profundos o recorridos de la crecida con mucha madera o arbustos bajos	0,075	0,100	0,150
Cauces de montaña, sin vegetación en el canal, laderas con pendientes usualmente pronunciadas, árboles y arbustos a lo largo de las laderas y sumergidos para niveles altos			
1. Fondo: grava, canto rodado y algunas rocas	0,030	0,040	0,050
2. Fondo: canto rodado y algunas rocas	0,040	0,050	0,070
Cauces con planicie crecida			
1. Pastos, sin arbustos			
Pastos cortos	0,025	0,030	0,035
Pastos altos	0,030	0,035	0,050
2. Áreas cultivadas			
Sin cultivo	0,020	0,030	0,040
Cultivos maduros alineados	0,025	0,035	0,045
Campo de cultivos maduros	0,030	0,040	0,050
3. Arbustos			
Arbustos escasos, muchos pastos	0,035	0,050	0,070
Pequeños arbustos y árboles, en invierno	0,035	0,050	0,060
Pequeños arbustos y árboles, en verano	0,040	0,060	0,080
Arbustos medianos a densos, en invierno	0,045	0,070	0,110
Arbustos medianos a densos, en verano	0,070	0,100	0,160
Arboles			
Sauces densos, en verano, y rectos	0,110	0,150	0,200
Tierra clara con ramas, sin brotes	0,030	0,040	0,050
Igual que arriba pero con gran crecimiento de brotes	0,050	0,060	0,080
Grupos grandes de madera, algunos árboles caídos, poco crecimiento inferior y nivel de la inundación por debajo de las ramas	0,080	0,100	0,120
Igual que arriba, pero con el nivel de inundación alcanzando las ramas	0,100	0,120	0,160
Cursos de agua importantes (ancho superior a nivel de inundación mayor que 30 m)			
Los valores de n son menores que los de los cursos menores de descripción similar, ya que las bancas ofrecen menor resistencia efectiva.			
1. Sección regular sin roca y arbustos	0,025	-	0,060
2. Sección irregular y áspera	0,035	-	0,100

Cuadro 5.2: Valores de corrección para la determinación del coeficiente de rugosidad n .

Efecto	Factor	Condición	Valor	Comentario
Irregularidad en la sección recta	n_1	Suave	0,0	Canal muy liso
		Pequeña	0,001 a 0,005	Bancas algo erodadas
		Moderada	0,006 a 0,010	Lecho y bancas rugosas
		Fuerte	0,011 a 0,020	Bancas muy irregulares
Variaciones en el cauce	n_2	Gradual	0,0	Cambios graduales
		Alternado ocasionalmente	0,001 a 0,005	Cambios ocasionales de secciones pequeñas a grandes
		Alternado frecuentemente	0,010 a 0,015	Cambios frecuentes en la forma de la sección recta
Obstrucciones	n_3	Despreciables	0,0 a 0,004	Obstrucción menor que el 5% de la sección recta
		Pocas	0,005 a 0,015	Obstrucción entre el 5% y el 15% de la sección recta
		Algunas	0,020 a 0,030	Obstrucción entre el 15% y el 50% de la sección
		Muchas	0,040 a 0,060	Obstrucción mayor que el 50% de la sección
Vegetación	n_4	Poca	0,002 a 0,010	Profundidad de flujo mayor que 2 veces la altura de vegetación
		Mucha	0,010 a 0,025	Profundidad de flujo mayor que la altura de vegetación
		Bastante	0,025 a 0,050	Profundidad de flujo menor que la altura de vegetación
		Excesiva	0,050 a 0,100	Profundidad de flujo menor que 0,5 la altura de vegetación
Sinuosidad	n_5	Pequeña	1,00	Sinuosidad < 1,2
		Media	1,15	1,2 < Sinuosidad < 1,5
		Fuerte	1,30	Sinuosidad > 1,5

5.3 Resumen del análisis de la condición actual del drenaje en la zona de estudio

De los resultados hidráulicos obtenidos se pueden realizar las siguientes conclusiones:

- El sistema de alcantarillado pluvial de la Calle Macho Madrigal fue diseñado para un evento con 10 años de periodo de retorno.
- De acuerdo con los resultados del modelo *SWMM* el sistema de alcantarillado pluvial presenta una capacidad de 8,63 m³/s.
- Para un evento de lluvia con 100 años de periodo de retorno, se tendrá un caudal de 8,30 m³/s de agua que escurrirá por la Calle Macho Madrigal llegando a la Ruta Nacional No. 121 e ingresando a la Calle Canelos.
- Del modelado hidráulico del cauce de la quebrada Caraña, se puede concluir que la alcantarillada tipo Conspam no tiene suficiente capacidad hidráulica para evacuar los caudales producidos por un evento de tormenta de 100 y 200 años de periodo de retorno.
- Como es evidente en la visita de campo, la alcantarilla actual sobre Calle Canelos no tiene suficiente capacidad hidráulica para evacuar un caudal producto de un evento severo de lluvia.
- La alcantarilla sobre Calle Canelos aumenta el problema de inundaciones en la zona, pero no es la que las provoca. Es decir, la alcantarilla tipo Conspam no tiene suficiente capacidad para un evento de 100 y 200 años de periodo de retorno y el sistema de alcantarillado de Calle Macho Madrigal, cuyo diseño fue realizado para un evento con 10 años de periodo de retorno, no cuenta con la capacidad hidráulica, provocando un desbordamiento desde aguas arriba que llega de manera descontrolada hacia la Ruta Nacional No. 121 y, posteriormente, a la Calle Canelos.
- El problema de inundaciones en la zona de estudio es muy complejo y tiene muchas aristas a considerar para llegar a una solución definitiva.
- Independientemente de la estructura de paso que se construya en la Calle Canelos, inclusive removiendo esta, no se resolverán los problemas de inundación que se presentan en esta. Por lo tanto, se decidió tomar como

periodo de retorno la tormenta con 100 años de periodo de retorno para el diseño, sabiendo que, a pesar de las dimensiones que tenga la estructura, se seguirán presentando inundaciones, debido a las razones anteriormente expuestas.

- En el sitio del emplazamiento de la estructura se tiene grandes limitaciones de espacio (tanto vertical como en planta), por esta razón, para el diseño hidráulico de la estructura no se logró cumplir con lo estipulado en el SIECA (2016) con relación al galibo libre.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

Capítulo 6

Definición de propuesta de manejo de la escorrentía

En la planificación para el control o mitigación de los eventos naturales que pueden originar daños en la zona de estudio, se pueden establecer tanto medidas estructurales y no estructurales, que se pueden denominar como medidas preventivas y medidas correctivas.

En este capítulo se tratarán sobre las medidas estructurales, específicamente el dimensionamiento hidráulico de la estructura de paso en Calle Canelos. Se debe recalcar que esta estructura tomó en cuenta el diagnóstico realizado en el capítulo 5.

6.1 Dimensionamiento y mejoras para la estructura

Para llegar a la condición final de la estructura se realizó de manera iterativa, siempre tratando de no aumentar el nivel final de la rasante de Calle Canelos para disminuir la afectación a las viviendas vecinas, tratando de darle la mayor capacidad hidráulica a la sección de la estructura.

Se trabajó con anchos de estructura de 4 m 5 m y, la decisión final, de 7 m de longitud. Asimismo, se trabajó en el alineamiento de la estructura, ya que

64 6.1. Dimensionamiento y mejoras para la estructura

actualmente esta obliga al flujo a cambio de dirección casi a 90°. Otro aspecto que al final fue necesario para mejorar la capacidad de la propuesta final es que el desfogue que viene de la Ruta Nacional No. 1 al Oeste en una tubería de 1500 mm aguas arriba de la alcantarilla actual, se debe realizar una separación de flujo mediante la construcción de una cuña que evita que el agua que desfoga esta alcantarilla choque con el agua que es evacuada en la quebrada Caraña. Este punto es muy importante, ya que, de no hacerse, los niveles de flujo aumentarían en el sitio de la estructura, provocando un funcionamiento hidráulico inadecuado de la estructura y, eventualmente, podría generar inundaciones aguas abajo.

En la figura 6.1 se muestra el modelo de elevación final utilizado, donde se muestra una estructura de paso de 7 m de longitud y con la cuña que redirecciona el flujo del punto de desfogue proveniente de la Ruta Nacional No. 121.

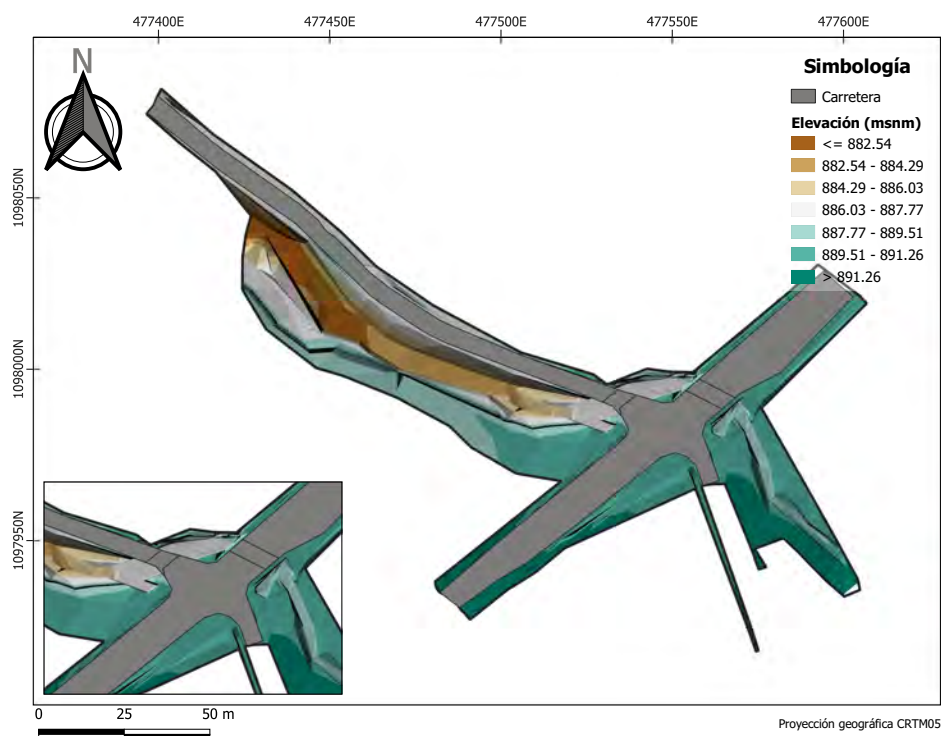


Figura 6.1: Propuesta final de una estructura de 7 m de longitud con cambio en el desfogue aguas arriba de este

Es importante mencionar que esta propuesta es compatible para cualquier mejora que posteriormente se realice en la zona por parte de la Municipalidad

de Santa Ana.

6.2 Resultados del modelado de la propuesta

Con la propuesta descrita anteriormente y el caudal producido por la tormenta con 100 años de periodo de retorno. En la figura 6.3 se muestran los resultados del modelo hidráulico para las profundidades de flujo. Como se puede observar, se presenta desbordamiento sobre la Ruta Nacional No. 121, esto debido a la actual alcantarilla tipo Conspam y también la falta de capacidad hidráulica del sistema de alcantarillado pluvial de Calle Macho Madrigal.

No obstante, en la zona donde se encuentra la estructura los problemas de inundación disminuyen considerablemente, se presentan pequeñas profundidades de agua del orden de los 10 cm en los puntos más críticos.

Con respecto a las velocidades, estas son muy altas, alcanzando valores superiores a los 6 m/s, ver figura 6.4. Es por esta razón que al presentarse una obstrucción tan fuerte con la alcantarilla actual, se presentan las profundidades actuales, ya que la carga de velocidad se transforma en carga de presión, lo que se traduce en profundidades importantes.

En la figura 6.5 se muestran los niveles máximos alcanzados por el agua, de ahí se obtiene el nivel máximo o *NAME* que corresponde a la cota 887,49 msnm, ver figura 6.2. Se debe aclarar que, debido a la construcción de la cuña para el redireccionamiento del flujo de la alcantarilla que desfogue aguas arriba donde se ubica la estructura, se produce un resalto hidráulico dentro de la alcantarilla. Esta condición no es la ideal desde el punto de vista hidráulico, sin embargo, al estar protegida con concreto y presentar un lecho rocoso, no se considera un riesgo para la estructura. No obstante, se recomienda la realización de inspecciones regulares para verificar su estado.

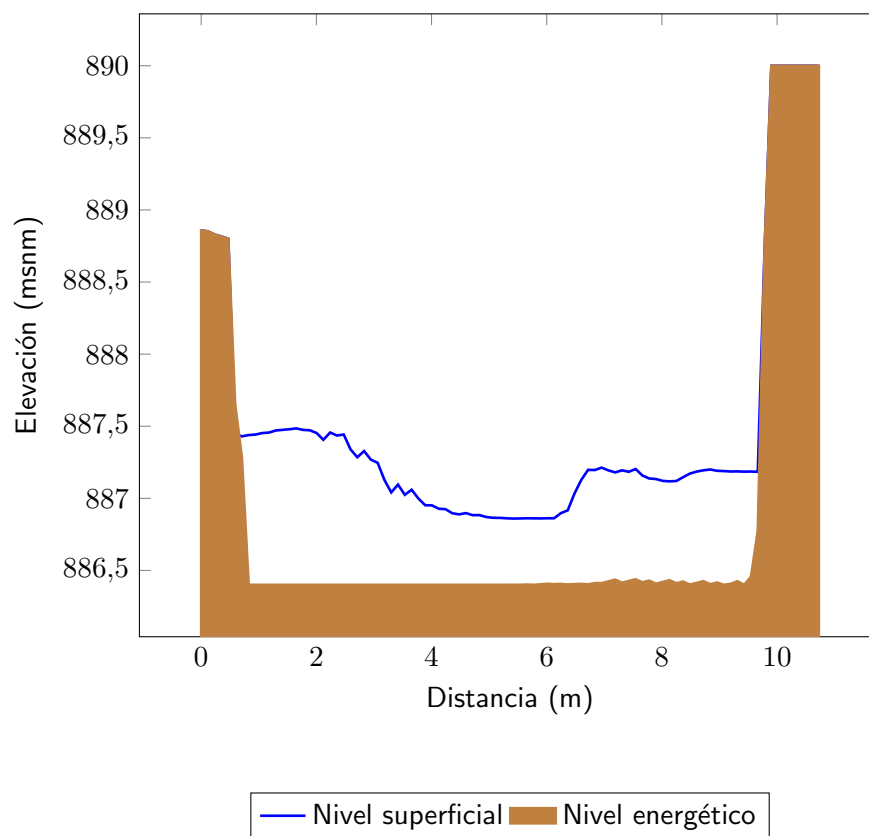


Figura 6.2: Estructura propuesta para la estructura de paso sobre la quebrada Caraña en Calle Canelos

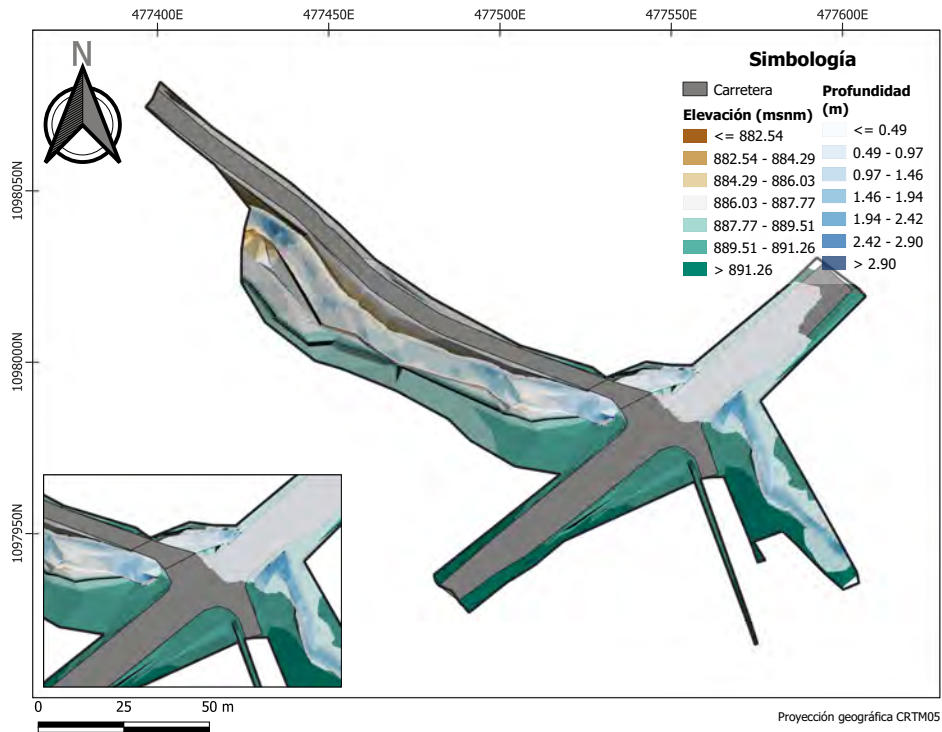


Figura 6.3: Resultados de las profundidades de flujo para la estructura propuesta

Figura 6.4: Resultados de las velocidades de flujo para la estructura propuesta

Figura 6.5: Resultados de los niveles superficiales del agua para la estructura propuesta

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

Capítulo 7

Gestión de riesgo de desastres para el proyecto

De acuerdo con MIDEPLAN (2014), los resultados esperados de la identificación de amenazas y sus niveles de incidencia, para el caso de proyectos de inversión en infraestructura, son el evitar la pérdida de estas inversiones o la recurrencia en reparaciones mayores, al diseñar las obras tomando en cuenta los esfuerzos adicionales que los eventos asociados a las amenazas podrían suponer.

Según MIDEPLAN (2014) la ausencia de la valoración de riesgo por parte de las instituciones en la preinversión, podría llevar, en algunos casos, a la realización de inversiones más costosas en mantenimiento o reposición de partes importantes de las obras o su totalidad.

Para esta valoración, como se ha mencionado, se utilizó la metodología propuesta por Jiménez (2022) la cual es una modificación de la propuesta por MIDEPLAN (2014). Esta propuesta es una mejora y es aplicable a proyectos de infraestructura, tomando en cuenta un análisis de matriz de amenaza, severidad y riesgo, donde se toma en consideración el lugar donde se desarrollará el proyecto desde el punto de vista multi-amenaza, más detalles ver Jiménez (2022).

En el cuadro 7.1 se muestran los niveles y escalas que se utilizan para definir el índice de amenaza para cada elemento en estudio, tomado de MIDEPLAN

(2014).

Cuadro 7.1: Niveles y escalas del índice de amenaza

Descripción	Nivel de amenaza	Índice de amenaza
Deben realizarse estudio geotécnicos, hidrológicos, climáticos y posteriormente una comparación de costos y beneficios del proyecto con aquellos asociados a emplazamientos alternativos, tomando en cuenta la necesidad, el costo y las dimensiones de las obras de reducción de riesgos necesarias.	Muy alto	5
La consideración de la ejecución de un proyecto de infraestructura física en un emplazamiento con estas condiciones de amenaza deberá tener en cuenta la realización de las obras necesarias de reducción de riesgos asociados a las amenazas identificadas.	Alto	4
Las amenazas analizadas no representan una limitante principal. En la mayoría de los proyectos, las previsiones asociadas a la reducción de riesgos no significan aumentos de costos significativos.	Medio	3
La viabilidad técnica, financiera y funcional, desde la perspectiva del manejo del riesgo implícito asociado al tipo de amenazas preexistentes, podría estar asegurada con un mínimo de inversiones adicionales orientado a la reducción de los riesgos por amenazas preexistentes.	Bajo	2
La viabilidad técnica, financiera y funcional, desde la perspectiva de amenazas específicas con este nivel de incidencia, debería estar asegurada sin necesidad de inversiones adicionales.	Muy bajo	< 1

La metodología presentada por Jiménez (2022) implica la estimación de una serie de matrices de acuerdo a valores como la zona sísmica y sitio, la pendiente media del terreno, la pendiente del tramo del río, la cercanía a cuerpos de agua, entre otros.

En el cuadro 7.2 se muestra la matriz de combinación 1 que toma en cuenta la zona sísmica y el sitio donde se desarrollará el proyecto. Para el caso de la estructura sobre la quebrada Caraña, se tiene la zona sísmica III y un sitio S_2 de acuerdo con el estudio geotécnico. Por lo tanto, se tiene un valor de 4 para

el proyecto.

Cuadro 7.2: *Matriz de combinación 1, tipos de sitio con zonas sísmicas*

Tipo de sitio/zona	IV	III	II
S_4	5	4	4
S_3	5	4	3
S_2	5	4	3
S_1	4	3	3

La matriz de combinación 2, que toma en cuenta la pendiente promedio y la zona sísmica, se muestra en el cuadro 7.3. Del análisis morfológico de la cuenca, se tiene una pendiente del tramo de 6,40% y la zona sísmica III, lo que da un valor de 1 para el proyecto.

Cuadro 7.3: *Matriz de combinación 2, pendiente promedio (%) con zonas sísmicas*

Zona sísmica Pendiente	IV	III	II
Mayor a 70%	5	5	4
30 a 70%	5	5	4
15 a 30%	4	4	3
7 a 15%	3	2	2
0 a 7%	1	1	1

La matriz de combinación 3 se muestra en el cuadro 7.4, esta toma en cuenta la pendiente promedio del terreno es de 36,68% (tomado de la caracterización física de la cuenca) y el valor de la precipitación promedio de los tres meses más lluviosos del año. Para ello se solicitaron los datos de precipitación promedio mensuales para la estación 84169, Aeropuerto Juan Santamaría, donde se tiene que los tres meses más lluviosos de todo el registro corresponden a octubre, setiembre y mayo, con una precipitación total de 830,7 mm. Por lo tanto, con estos valores se obtuvo un valor para el proyecto de 2.

Finalmente, se obtuvo el valor de la matriz de combinación 4, que toman en cuenta la distancia a cuerpos de agua con altura de tirantes de agua. Ya que el proyecto corresponde a un estructura tipo puente o alcantarilla, esta recibe el valor máximo de este cuadro, cuadro 7.5, que corresponde a 5.

Cuadro 7.4: Matriz de combinación 3, pendiente promedio del terreno (%) con precipitación promedio (corresponde a los tres meses más lluviosos)

Precipitación (mm) Pendiente (%)	Mayor a 500	400 a 500	300 a 400	200 a 300	Menor a 200
Menor a 8	5	5	4	4	3
8 a 15	5	4	3	3	2
15 a 30	3	3	2	1	1
30 a 60	2	2	1	1	1
Mayor a 60	1	1	1	1	1

Cuadro 7.5: Matriz de combinación 4, distancia a cuerpos de agua con altura sobre el tirante de agua

Altura (m) Distancia (m)	0 a 2	2 a 4	4 a 6	6 a 8	Mayor a 8
Menor a 8	5	5	4	4	3
8 a 15	5	4	3	3	2
15 a 30	3	3	2	1	1
30 a 60	2	2	1	1	1
Mayor a 60	1	1	1	1	1

Con los valores obtenidos de las diferentes matrices de combinación se procede a obtener los valores de los índices de sismo e inundaciones para el proyecto, siempre siguiendo lo establecido por Jiménez (2022). Se debe hacer referencia que para completar estos cuadros se contó en parte con la información del trabajo realizado por Ortiz (2021) en su trabajo final de graduación, donde analizó dos puentes sobre la Ruta Nacional No. 121 empleando esta metodología.

En el cuadro 7.6 se muestran los datos utilizados para la obtención del índice total para el sismo, donde se obtuvo un valor de 2,80.

El mismo cálculo se realizó para obtener el índice de inundación para el proyecto, que se muestra en el cuadro 7.7, que corresponde a un valor de 3,85.

Cuadro 7.6: Matriz de amenaza de sismo para el proyecto

Variable	Parámetro	Nivel de incidencia	Puntaje	Valor	Ponderación	Índice
Zona sísmica y tipos de sitio (matriz 1)	Combinación de parámetros	Muy alto	5	4	60%	2,40
		Alto	4			
		Medio	3			
Distancia con respecto al trazo de falla	En la falla	Muy alto	5	1	20%	0,20
		Alto	4			
		Medio	3			
		Bajo	2			
		Muy bajo	1			
Pendiente promedio y zona sísmica (matriz 2)	Combinación de parámetros	Muy alto	5	1	20%	0,20
		Alto	4			
		Medio	3			
		Bajo	2			
		Muy bajo	1			
Índice total						2,80

Cuadro 7.7: Matriz por inundación para el proyecto

Variable	Parámetro	Nivel de incidencia	Puntaje	Valor	Ponderación	Índice
Localización en zonas de amenazas con potencial de inundación	Sí	Muy alto	5	5	35%	1,75
	No	Muy bajo	1			
Pendiente promedio del terreno con precipitación (promedio de los tres meses más lluviosos)	Combinación de parámetros	Muy alto	5			0,40
		Alto	4			
		Medio	3	1	20%	
		Bajo	2			
		Muy bajo	1			
Valoración del parámetro de humedad del terreno		Muy alto	5			0,30
		Alto	4			
		Medio	3	2	15%	
		Bajo	2			
		Muy bajo	1			
Cobertura vegetal, vegetación predominante	Suelo desnudo Charral Arbustivo Bosque no denso Bosque denso	Muy alto	5			0,40
		Alto	4			
		Medio	3	4	10%	
		Bajo	2			
		Muy bajo	1			
Distancia a cuerpos de agua y altura tirante de agua	Combinación de parámetros	Muy alto	5			1,00
		Alto	4			
		Medio	3	5	20%	
		Bajo	2			
		Muy bajo	1			
Índice total						3,85

Con los valores obtenidos de los índices de sismo e inundación se procedió a obtener la probabilidad de amenaza para sitios externos e internos al proyecto.

En el cuadro 7.8 se muestra la descripción de la severidad de acuerdo con lo establecido en MIDEPLAN (2014). Asimismo, en el cuadro 7.9 se muestra la calificación de riesgo bajo, medio y alto de acuerdo con la probabilidad de amenaza para cada factor analizado.

Cuadro 7.8: *Clasificación de la severidad*

Descripción	Severidad
Daño grave, implica altos costos e impacta a toda la comunidad y al cantón.	5
Daño moderado a la infraestructura o a la actividad, impactada al costo operativo del proyecto.	4
Daño leve a la infraestructura o a la actividad, no genera mayores costos a lo operativo.	3
Daño leve a la infraestructura o la actividad, no tiene costos operativos significativos.	2
No implica daños significativos a la infraestructura o a la actividad.	1

En el cuadro 7.10 se muestra el resultado de la probabilidad de amenaza para los sitios estudiados. Como se puede ver, el puente sobre la Ruta Nacional No. 121 presenta un probabilidad de amenaza alta ante inundaciones, ya que este puente no tiene suficiente capacidad hidráulica para evacuar el caudal producto de la tormenta con 100 años de periodo de retorno.

Igualmente, el desfogue hacia la quebrada Caraña presenta una probabilidad media, esto debido a la falta de capacidad que presenta la Calle Macho Madrigal.

Cuadro 7.9: *Escala de calificación del riesgo*

Riesgo bajo	Riesgo medio	Riesgo alto
1 a 5	6 a 12	15 a 25
Verde	Amarillo	Rojo

Cuadro 7.10: Matriz de escenario de riesgo en el proyecto ubicado en la quebrada Caraña

Sector	Área	Tramo	Escenario	Severidad	Probabilidad de amenaza	
					Inundación	Sismo
Externo	Puente sobre Ruta Nacional No. 121	Sobre quebrada Caraña	Ruta Nacional No. 121	4	15	11
	Casas de habitación	50 m aguas del proyecto	Calle Canelos	2	7	5
	Supermercado La Bendición	Colindancia Norte del proyecto	Calle Canelos	2	7	5
Interno	Quebrada Caraña	50 m aguas arriba y abajo del proyecto	Quebrada Caraña	2	7	5
	Calzada	Sobre la Calle Canelos	Calle Canelos	2	7	5
	Desfogue	Sobre la quebrada Caraña	Ruta Nacional No. 121	3	11	8

Capítulo 8

Conclusiones y recomendaciones

A continuación se mencionan las conclusiones y recomendaciones del presente estudio.

8.1 Conclusiones

Dentro de las conclusiones del estudio se pueden mencionar:

- La cuenca de la quebrada Caraña presenta una topografía escarpada, donde se presentan pendientes mayores a los 45°, principalmente en su parte alta.
- De los resultados hidráulicos para la condición actual de la infraestructura en la zona, la alcantarilla tipo Conspam sobre Ruta Nacional No. 121 no posee suficiente capacidad hidráulica para el caudal generado por una tormenta con 100 años de periodo de retorno.
- El sistema de alcantarillado pluvial de Calle Macho Madrigal, fue diseñado para una tormenta con 10 años de periodo de retorno. Esto hace que su

capacidad sea insuficiente para la tormenta con 100 años de periodo de retorno.

- De acuerdo con los resultados del modelo *SWMM*, el sistema de alcantarillado pluvial presenta una capacidad máxima de $8,63 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Para un evento de lluvia con 100 años de periodo de retorno, se tendrá un caudal de $8,30 \text{ m}^3/\text{s}$ de agua que escurrirá por la Calle Macho Madrigal llegando a la Ruta Nacional No. 121 e ingresando a la Calle Canelos.
- Como es evidente en la visita de campo, la alcantarilla actual sobre Calle Canelos no tiene suficiente capacidad hidráulica para evacuar un caudal producto de un evento severo de lluvia.
- La alcantarilla sobre Calle Canelos aumenta el problema de inundaciones en la zona, pero no es la que las provoca. Es decir, la alcantarilla tipo Conspam no tiene suficiente capacidad para un evento de 100 y 200 años de periodo de retorno y el sistema de alcantarillado de Calle Macho Madrigal, cuyo diseño fue realizado para un evento con 10 años de periodo de retorno, no cuenta con la capacidad hidráulica, provocando un desbordamiento desde aguas arriba que llega de manera descontrolada hacia la Ruta Nacional No. 121 y, posteriormente, a la Calle Canelos.
- El problema de inundaciones en la zona de estudio es muy complejo y tiene muchas aristas a considerar para llegar a una solución definitiva.
- Independientemente de la estructura de paso que se construya en la Calle Canelos, inclusive removiendo esta, no se resolverán los problemas de inundación que se presentan en esta.
- Para llegar a la condición final de la estructura se realizó de manera iterativa, siempre tratando de no aumentar el nivel final de la rasante de Calle Canelos para disminuir la afectación a las viviendas vecinas, tratando de darle la mayor capacidad hidráulica a la sección de la estructura.
- Para cumplir con el objetivo, se propone una estructura de 7 m donde se mejoró su alineamiento, que coincidiera con el flujo, y se recomienda la construcción de una cuña a la salida del desfogue que cae aguas arriba de la ubicación de la estructura.
- Para esta propuesta se obtuvo un *NAME* igual a 887,49 msnm, debido a las restricciones verticales no fue posible cumplir con lo recomendado por el SIECA (2016).

- De acuerdo a la matriz de riesgo, se tiene que los sectores más son los que se ubican en la Ruta Nacional No. 121 debido a la falta de capacidad hidráulica de la alcantarilla tipo Conspam y el sistema de alcantarillado pluvial de la Calle Macho Madrigal.

8.2 Recomendaciones

Dentro de las principales recomendaciones del trabajo se menciona:

- Desarrollar las medidas no estructurales para el control de la escorrentía en la cuenca de la quebrada Caraña, con el fin de que la escorrentía superficial no aumente debido a la impermeabilización de la cuenca.
- Realizar inspecciones regulares una vez que la estructura sea construída para verificar que no exista ningún objeto que vaya a disminuir la capacidad hidráulica de la estructura y verificar su estado estructural.
- Realizar los estudios para el diseño de la intervención en el alcantarillado pluvial de Calle Macho Madrigal y que su desfogue sea aguas abajo de la Ruta Nacional No.121.
- Realizar los estudios para el diseño de la estructura de paso sobre la quebrada Caraña a la altura de la Ruta Nacional No. 121.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

Bibliografía

- G. Arcement y V. Schneider. Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and flood plains. Paper 2339, United States Geological Survey Water-supply, 2005.
- AyA. *Norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial*. Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados, 2017.
- Carbón. Estudio hidrológico complementario en la cuenca alta de la quebrada de Calle "Macho Madrigal". Informe final, Municipalidad de Santa Ana, 2019.
- V. Chow. *Open-Channel Hydraulics*. International Student Edition. McGraw Hill, 1959.
- V. Chow, D. Maidment, y L. Mays. *Hidrología Aplicada*. Ingenierías. Editorial McGraw Hill, 1994.
- E. Coen. Algunos aspectos sobre climas de Costa Rica. Universidad de Costa Rica, 1967.
- P. Denyer y S. Kussmal. *Geología de Costa Rica*. Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2000.
- FAO. Manual de ordenación de cuencas. Serie Montes 35, FAO, 1985.
- M. Gómez. Cálculo hidráulico en la red drenaje usando SWMM 5.0. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona., Curso de análisis y rehabilitación de redes de alcantarillado mediante el código SWMM 5.0, 2007.
- L. Holdridge. Determination of world plant formations from simple climatic data. *Science*, 105(2727):367–368, 1947.

- L. Holdridge. Life Zone Ecology. San José, Costa Rica, Tropical Science Center, 1967.
- E. Jiménez. Incorporación de la gestión del riesgo de desastres y el blindaje climático en los proyectos de desarrollo. *X Congreso Iberoamericano de Ingeniería de Proyectos*, 2022.
- P. Y. Julien. *Erosion and Sedimentation*. Cambridge University Press, 1998.
- MIDEPLAN. Metodología de análisis de amenazas naturales para proyectos de inversión pública en etapa de perfil. Technical report, Ministerio de Planificación y Política Económica, Ministerio de Agricultura y Ganadería y Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias, 2014. URL https://observatorioplanificacion.cepal.org/sites/default/files/methodology/Metodologia_amenazas_analisis_proyectos_inversion.pdf.
- M. Ortiz. Revisión y análisis integral y eficiencia hidráulica de dos puentes sobre la ruta 121 con gestión del riesgo de desastre. Proyecto final de graduación, Instituto Tecnológico de Costa Rica, 2021.
- SIECA. *Manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial en Centroamérica*. Secretaría de Integración Económica Centroamericana. Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica, 2016.
- C. Vreugdenhil. *Numerical methods for shallow-water flow*. Water Science and Technology Library. Kluwer Academic Publishers, 1994.