



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

**“EVALUACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFRAESTRUCTURA
HIDRÁULICA DE LA BÓVEDA DE LA QUEBRADA LA MASCOTA,
UBICADA DEBAJO DE LA 79 AV SUR, EN EL MUNICIPIO DE SAN
SALVADOR, DEPARTAMENTO DE SAN SALVADOR”**

PARA OPTAR AL GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Br. Estefany Alejandra Cárcamo Espinal

SANTA TECLA, NOVIEMBRE DE 2025



AUTORIDADES UNIVERSITARIAS

ING. ROSENDO MAURICIO SERMEÑO PALACIOS

RECTOR

DR. FRANCISCO ALFREDO CARRILLO LAREYNAGA

VICE-RECTOR

ING. ROOSELVET ADOLFO OSORIO

SECRETARIO GENERAL

LIC. CARLOS ALBERTO COCA MUÑOZ

FISCAL

ING. MAURICIO ANTONIO AGUIRRE ORELLANA

DECANO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

ING. MAURICIO ANTONIO AGUIRRE ORELLANA

DIRECTOR DE ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

SANTA TECLA, NOVIEMBRE DE 2025



ASESOR

Ing. Wilfredo Ernesto Guerrero Campos

JURADO EVALUADOR

Ing. Mauricio Antonio Aguirre Orellana

Ing. Luis Alfredo Alvarenga Tejada

Ing. Antonio Estrada Hernández

SANTA TECLA, NOVIEMBRE DE 2025

UNIVERSIDAD TÉCNICA LATINOAMERICANA

ACTA DE CALIFICACIÓN DE
DEFENSA DE TRABAJO DE GRADUACIÓN

No. TRES MIL QUINIENTOS CINCUENTA Y DOS

A las ocho horas y treinta minutos del sábado once de octubre de dos mil veinticinco. Reunidos los Miembros del Tribunal Examinador del Trabajo de Graduación presentado por ESTEFANY ALEJANDRA CARCAMO ESPINAL en el salón de sesiones de la UNIVERSIDAD TÉCNICA LATINOAMERICANA. Se procedió:

PRIMERO: Que habiendo analizado el Trabajo de Graduación titulado:

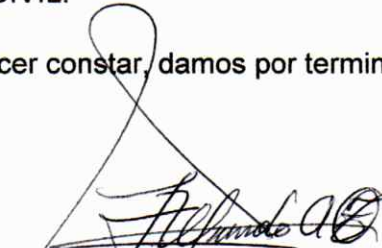
“EVALUACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA DE BÓVEDA DE LA QUEBRADA LA MASCOTA, UBICADA DEBAJO DE LA 79 AV SUR, EN EL MUNICIPIO DE SAN SALVADOR, DEPARTAMENTO DE SAN SALVADOR”.

Se dio por aprobada, la parte escrita.

SEGUNDO: Que, con base a dicha aprobación de la parte escrita, se procedió a instalar la respectiva defensa oral del trabajo.

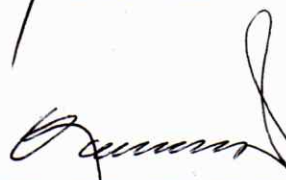
De conformidad a los resultados en dicha defensa, este Tribunal Examinador acuerda dar por APROBADA, con una calificación de OCHO PUNTO CERO (8.0), el Trabajo de Graduación presentado por la alumna arriba detallada obteniendo a partir de esta fecha su calidad de: INGENIERA CIVIL.

No habiendo más que hacer constar, damos por terminada el acta que firmamos.


ING. LUIS ALFREDO ALVARENGA TEJADA


ING. ANTONIO ESTRADA HERNANDEZ


ING. MAURICIO ANTONIO AGUIRRE ORELLANA


ING. ROOSELVEY ADOLFO OSORIO
SECRETARIO GENERAL



AGRADECIMIENTOS

Con inmenso agradecimiento, dedico estas palabras a todas las personas que hicieron posible la realización de este proyecto, porque este logro no es solo mío, sino el reflejo del apoyo, la guía y la confianza que recibí a lo largo de este camino.

En primer lugar, agradezco a Dios, por concederme la fortaleza, la sabiduría y las oportunidades que me permitieron culminar esta etapa tan importante de mi vida.

A mi familia, pilar esencial de mi crecimiento personal y profesional. A mis padres, por su apoyo infinito. Quiero agradecer de manera especial a ti, mamá, por ser mi mayor inspiración y ejemplo de esfuerzo, por tu amor incondicional y tu fe constante en mí. A mis hermanos, por su apoyo, comprensión y por acompañarme en cada paso de este recorrido.

Mi más sincero reconocimiento al Ing. Wilfredo Guerrero, mi asesor, por su invaluable guía, su paciencia y sus sabios consejos a lo largo de esta investigación. Su orientación fue fundamental para el desarrollo y culminación exitosa de este trabajo.

Deseo expresar un agradecimiento muy especial al Ing. Manuel López, quien confió en mí y me brindó la oportunidad de adentrarme en el campo de la ingeniería hidráulica, aun cuando no tenía conocimientos previos en esta área. Gracias a su enseñanza, guía y confianza.

A David Marroquín, gracias por tu apoyo constante, tus palabras de ánimo, tu comprensión durante cada etapa de este proceso, por estar ahí en las largas jornadas y por creer en mí. Tu compañía fue un gran impulso en los momentos de mayor esfuerzo.

Finalmente, extendiendo mi gratitud a todas las personas que, de una u otra manera, contribuyeron para que esta meta se cumpliera.

Índice

Introducción.....	1
Capítulo 1. Generalidades.....	3
1.1. Título descriptivo del proyecto	5
1.2. Formulación del problema	5
1.3. Antecedentes del problema	6
1.4. Objetivos de la investigación	7
1.4.1. Objetivo general.	7
1.4.2. Objetivos específicos.....	7
1.5. Elaboración de hipótesis	8
1.5.1. Hipótesis general.....	8
1.5.2. Hipótesis específicas.	8
1.6. Identificación de las variables.....	10
1.7. Justificación de la investigación.....	11
1.8. Limitaciones.....	12
Capítulo 2. Marco teórico conceptual	15
2.1. Marco de referencia	17
2.1.1. Fundamentos teóricos de bóveda.	17
2.1.2. Expansión de la urbanización de San Salvador.	22
2.1.3. Fundamentos teóricos de la hidrología.....	24
2.1.3.1. Hidrología.....	24
2.1.3.2. Ciclo hidrológico.....	24

2.1.3.3. Evaporación e interceptación.....	25
2.1.3.4. Condensación y formación de nubes.....	25
2.1.3.5. Precipitación.	26
2.1.3.6. Infiltración y percolación.....	26
2.1.3.7. Escorrentía superficial y subsuperficial.....	26
2.1.3.8. Almacenamiento de agua.....	27
2.1.3.9. Retorno al ciclo: descarga y flujo base.....	28
2.1.4. Cuenca hidrográfica.....	28
2.1.4.1. Delimitación de cuenca hidrográfica.....	28
2.1.4.2. Identificación del punto de salida.	29
2.1.4.3. Obtención de mapas topográficos.	29
2.1.4.4. Análisis de la pendiente del terreno.	29
2.1.4.5. Trazado de la divisoria de aguas.	29
2.1.4.6. Delineación de la red de drenaje.	30
2.1.4.7. Verificación del área delimitada.....	30
2.1.4.8. Aplicación de sistemas de información geográfica (SIG).	30
2.1.5. Precipitación.....	32
2.1.5.1. Medición de la precipitación	32
2.1.5.2. Análisis estadístico de la precipitación.....	33
2.1.5.3. Hietograma	33

2.1.5.4. Curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF)	34
2.1.5.5. Método de bloque alterno para la generación de hietogramas.....	35
2.1.6. Período de retorno	37
2.1.7. Tiempo de concentración.....	39
2.1.7.1. Método de Kirpich	40
2.1.7.2. Método de Giandotti.....	40
2.1.7.3. Método de California Highways and Public Works.....	41
2.1.7.4. Tiempo de concentración de cálculo	41
2.1.7.5. Tiempo de retardo	42
2.1.7.6. Coeficiente de almacenamiento	43
2.1.8. Hidrograma	44
2.1.9. Caudales máximos.....	45
2.1.9.1. Método racional	45
2.1.9.2. Método del número de curva (SCS).....	46
2.1.9.2.1. Grupo hidrológica del suelo.....	47
2.1.9.2.1. Uso de suelo	48
2.1.9.2.2. Condiciones de humedad antecedente.....	49
2.1.9.2.3. Cálculo de CN ponderado.....	51
2.1.9.2.4. Conversión de AMC II a AMC III.....	51
2.1.9.2.5. Cálculo de retención potencial máxima S.....	51

2.1.9.2.6. Abstracción inicial.....	52
2.1.9.2.7. Cálculo de caudal directo.....	52
2.1.9.2.8. Modelación en HEC-HMS.....	53
2.1.10. Cálculo de caudal máximo teórico en la bóveda con fórmula de Manning.....	55
2.1.11. Software de modelación hidrológica e hidráulica	56
2.1.12. Aplicación de HEC-HMS en la estimación de caudales de diseño	57
2.1.12.1. Configuración del modelo en HEC-HMS	58
2.1.12.2. Resultados del modelo en HEC-HMS.....	59
2.1.13. Aplicación de HEC-RAS en la modelación hidráulica de la bóveda.....	59
2.1.13.1. Configuración del modelo en HEC-RAS	60
2.1.13.2. Resultados del modelo hidráulico	61
Capítulo 3. Desarrollo de la investigación.....	63
3.1. Descripción de la bóveda hidráulica.....	65
3.2. Descripción de la cuenca hidrográfica de estudio	69
3.2.1. Área total de la cuenca.....	71
3.2.2. Altitudes.....	71
3.2.3. Longitud del cauce principal.....	72
3.2.4. Pendiente de la cuenca.....	72
3.2.5. Delimitación de área de acuerdo con el uso de suelo	73
3.2.6. Delimitación de área de acuerdo con el grupo hidrológico	74
3.2.7. Sobreposición del grupo hidrológico y el uso del suelo	76
3.3. Determinación de la estación pluviográfica.....	78

3.4. Determinación del período de retorno	79
3.5. Determinación del tiempo de concentración de la cuenca.....	80
3.5.1. Método de Kirpich.....	80
3.5.2. Método de Giandotti.....	80
3.5.3. Método de California Highways and Public Works (California Culvert Practice).....	81
3.5.4. Tiempo de concentración de cálculo	83
3.5.5. Tiempo de retardo o coeficiente de almacenamiento	84
3.6. Determinación de la intensidad de la lluvia.....	84
3.7. Determinación del coeficiente de escorrentía de la cuenca	85
3.8. Determinación del caudal	87
3.8.1. Método racional	87
3.8.2. Método SCS	88
3.8.2.1. Determinación de número de curva	88
3.8.2.2. Hietograma	90
3.8.2.3. Modelación en HEC-HMS para determinar caudal	94
3.8.2.3.1. Resultado del caudal para un período de retorno de 10 años:.....	99
3.8.2.3.2. Resultado del caudal para un período de retorno de 25 años:.....	100
3.8.2.3.3. Resultado del caudal para un período de retorno de 50 años:.....	102
3.8.2.3.4. Resumen de resultados de caudales máximos con HEC-HMS.....	103
3.9. Cálculo de caudal máximo teórico en la bóveda con fórmula de Manning.....	104
3.10. Determinación de la capacidad hidráulica de la bóveda en HEC-RAS.....	107
3.10.1. Geometría de la bóveda	107

3.10.2. Parámetros hidráulicos.....	108
3.10.3. Simulación del flujo	110
3.10.4. Evaluación de la capacidad.....	111
3.10.4.1. Evaluación del comportamiento hidráulico para un Pr de 10 Años	112
3.10.4.2. Evaluación del comportamiento hidráulico para un Pr de 25 Años	114
3.10.4.3. Evaluación del comportamiento hidráulico para un Pr de 50 Años	115
3.10.4.4. Resumen de las crecidas máxima con distintos período de retorno (Pr).....	117
3.11. Determinación de la capacidad máxima y análisis por inundación.....	119
Capítulo 4. Análisis de resultados.....	123
4.1. Análisis de las características físicas de la cuenca	125
4.2. Análisis de los tiempos de concentración	126
4.3. Análisis de intensidades de precipitación	127
4.4. Análisis de caudales máximos.....	127
4.5. Análisis del hidrograma de salida.....	129
4.6. Análisis del modelo hidráulico de la bóveda en HEC-RAS	130
4.7. Análisis del modelo hidráulico en evento de inundación	131
Capítulo 5. Conclusiones y recomendaciones.	133
5.1. Conclusiones	135
5.2. Recomendaciones	139
Capítulo 6. Bibliografía	141
Anexo A. Visita de campo	149
Anexo B. Mediciones de bóveda 79 Av. Sur tomadas en visita de campo.....	151
Anexo C. Levantamiento topográfico	152

Anexo D. Perfiles transversales de La Quebrada La Mascota.....	153
Anexo E. Hoja de cálculo de áreas	155
Anexo F. Curvas IDF estación El Boquerón	158
Anexo G. Vista en 3D del modelo hidráulico de la bóveda de la Quebrada La Mascota.	159

Índice de Figuras

Figura 2.1 Arco de punto redondo. Fuente: (Ching., 2021).	17
Figura 2.2 Arco apuntado. Fuente: (Ching., 2021).	18
Figura 2.3 Tipos de arcos semicirculares. Fuente: (Ching., 2021)	18
Figura 2.4 Tipos de arcos apuntados u ojivales. Fuente: (Ching., 2021)	18
Figura 2.5 Fotografía de bóveda de cañón en El Chinquíz, Chalchuapa, Santa Ana. Fuente: (Ing. A Aracely Quiteño, 2019).....	19
Figura 2.6 Fotografía de bóveda de sección de herradura en Presa El Chaparral, San Luis de La Reina, San Miguel. Fuente: Estefany Cárcamo 2022.....	20
Figura 2.7 Sección de Bóveda Plana o Llana, Arco escarzano. Fuente: (Ching., 2021).....	20
Figura 2.8 Sección bóveda parabólica. Fuente: (Ching., 2021).....	21
Figura 2.9 Qué le puede suceder a una gota de lluvia. Ciclo Hidrológico. Fuente: (Sánchez San Román, Marzo 2022).....	25
Figura 2.10 Sección transversal común de una corriente que muestra las tres formas en las que el agua pluvial llega a la corriente. Fuente: (Gribbin, 2017).....	27
Figura 3.1 Ubicación en Google Maps de Bóveda en la 79 Av. Sur. Fuente: Elaboración Propia.	65
Figura 3.2 Bóveda hidráulica bajo 79 Av. Sur en Quebrada La Mascota. Fuente: Estefany Cárcamo 2024.	66
Figura 3.3 Sección transversal de bóveda. Fuente: Elaboración propia.....	67
Figura 3.4 Sección Longitudinal de bóveda 79 Av. Sur. Fuente: Elaboración propia.....	67

Figura 3.5 Acero expuesto debido a socavación local en salida de la Bóveda hidráulica bajo 79 Av. Sur en Quebrada La Mascota. Fuente: Estefany Cárcamo 2024.	68
Figura 3.6 Muros laterales aguas arriba del ingreso a la Bóveda hidráulica bajo 79 Av. Sur en Quebrada La Mascota. Fuente: Estefany Cárcamo 2024.	68
Figura 3.7 Vista 3D de la cuenca de estudio en programa Google Earth. Fuente: Elaboración propia.....	69
Figura 3.8 Trazo de cuenca de drenaje de la quebrada La Mascota en cuadrante topográfico con el programa AutoCAD. Fuente: Elaboración Propia.....	70
Figura 3.9 Cuenca de estudio definida en programa QGis con afluentes que aportan a la Quebrada La Mascota. Elaboración propia.	71
Figura 3.10 Cuenca de estudio con áreas de aporte de acuerdo con el uso de suelo. Fuente: Elaboración propia	73
Figura 3.11 Cuenca de estudio con el Grupo de suelo hidrológico. Fuente: Elaboración propia..	75
Figura 3.12 Cuenca de estudio con la sobreposición del Grupo Hidrológico C y el uso del suelo. Fuente: Elaboración propia.....	77
Figura 3.13 Cuenca de estudio con la sobreposición del Grupo Hidrológico D y tipos de superficie. Fuente: Elaboración propia.....	77
Figura 3.14 Modelación de componentes en HEC-HMS. Fuente: Elaboración propia.....	94
Figura 3.15 Ingreso de datos de la cuenca en el modelo hidrológico QLM en el programa HEC-HMS. Fuente: Elaboración propia.....	95
Figura 3.16 Ingreso de datos para el modelo meteorológico del proyecto en el programa HEC-HMS. Fuente: Elaboración propia.....	96

Figura 3.17 Ingreso de datos del tiempo de lluvias en el programa HEC-HMS. Fuente:	
Elaboración propia.	97
Figura 3.18 Ingreso de datos de la precipitación de acuerdo con la estación meteorológica en el programa HEC-HMS. Fuente: Elaboración propia.....	98
Figura 3.19 Ingreso de datos de la intensidad de lluvia en función del tiempo en el programa HEC-HMS. Fuente: Elaboración propia.....	98
Figura 3.20 Resultados globales de la simulación hidrológica en HEC-HMS para el evento de diseño (período de retorno: 10 años). Fuente: Elaboración propia.	99
Figura 3.21 Hidrograma y hietograma generados en HEC-HMS para la subcuenca con período de retorno: 10 años. Fuente: Elaboración propia.	99
Figura 3.22 Resultados resumidos de la simulación hidrológica para el proyecto MODELO HIDROLOGICO QLM 10A. Fuente: Elaboración propia.	100
Figura 3.23 Resultados globales de la simulación hidrológica en HEC-HMS para el evento de diseño (período de retorno:25 años). Fuente: Elaboración propia.	100
Figura 3.24 Hidrograma y hietograma generados en HEC-HMS para la subcuenca con período de retorno: 25 años. Fuente: Elaboración propia.	101
Figura 3.25 Resultados resumidos de la simulación hidrológica para el proyecto MODELO HIDROLOGICO QLM 25A. Fuente: Elaboración propia.	101
Figura 3.26 Resultados globales de la simulación hidrológica en HEC-HMS para el evento de diseño (período de retorno:50 años). Fuente: Elaboración propia.	102
Figura 3.27 Hidrograma y hietograma generados en HEC-HMS para la subcuenca con período de retorno: 50 años. Fuente: Elaboración propia.	102

Figura 3.28 Resultados resumidos de la simulación hidrológica para el proyecto MODELO HIDROLOGICO QLM 50A. Fuente: Elaboración propia.	103
Figura 3.29 Sección de bóveda bajo la 79 Av. Sur. Elaboración propia.....	104
Figura 3.30 Data de geometría en programa HEC-RAS para bóveda 79 Av. Sur, Quebrada La Mascota. Fuente: Elaboración propia.	108
Figura 3.31 Ingreso de datos para la modelación de la sección de bóveda en el programa HEC- RAS. Fuente: Elaboración propia.	109
Figura 3.32 Ingreso del caudal máximo para 10, 25 y 50 años. Fuente: Elaboración propia.	110
Figura 3.33 Perfil longitudinal con altura de agua en el tramo del canal de la quebrada La Mascota para 10 años. Fuente: elaboración propia.	113
Figura 3.34 Perfil longitudinal con altura de agua en el tramo de la bóveda para 10 años. Fuente: elaboración propia.....	113
Figura 3.35 Perfil longitudinal con altura de agua en el tramo del canal de la quebrada La Mascota para 25 años. Fuente: elaboración propia.	114
Figura 3.36 Perfil longitudinal con altura de agua en el tramo de la bóveda para 25 años. Fuente: elaboración propia.....	115
Figura 3.37 Perfil longitudinal con altura de agua en el tramo del canal de la quebrada La Mascota para 50 años. Fuente: elaboración propia.....	116
Figura 3.38 Perfil longitudinal con altura de agua en el tramo de la bóveda para 50 años. Fuente: elaboración propia.....	116
Figura 3.39 Perfil longitudinal con caudales para 10, 25 y 50 años. Fuente: Elaboración propia.	117

Figura 3.40 Visualización gráfica de datos obtenido de un perfil hidráulico en HEC-RAS. Fuente: Elaboración propia.	118
Figura 3.41 Perfil hidráulico con eventos extremos de caudales. Fuente: Elaboración propia.	120
Figura 3.42 Perfil transversal en HEC-RAS con altura de crecida para un caudal de ingreso de 131.5 m ³ /s. Fuente: Elaboración propia.....	121
Figura 3.43 Perfil transversal en HEC-RAS con altura de crecida para un caudal de ingreso de 136.5 m ³ /s. Fuente: Elaboración propia.....	122

Índice de Tablas

Tabla 1.1 Identificación de Variables. Fuente: Elaboración propia.	10
Tabla 2.1 Método de bloque alterno para generar el hietograma de precipitación del ejemplo práctico. Fuente: elaboración propia.	36
Tabla 2.2 Clasificación hidrológica de suelos. Fuente: (RLDOT Decreto No18, 2022)	48
Tabla 2.3 Valores de CN en función del uso de suelo con humedad antecedente II. (RLDOT Decreto No18, 2022)	49
Tabla 2.4 Resumen de datos a ingresar en HEC-HMS para modelado hidrológico. Fuente: Elaboración propia.	54
Tabla 3.1 Áreas de aporte de acuerdo con el uso de suelo. Fuente: Elaboración propia.	74
Tabla 3.2 Cuenca de estudio con el tipo hidrológico de suelo. Fuente: Elaboración propia.	75
Tabla 3.3 Áreas resultante de la sobreposición del grupo hidrológico C y D con los tipos de superficie.	78
Tabla 3.4 Resumen de resultados obtenidos para distintos métodos de tiempos de concentración. Fuente: Elaboración propia.	82
Tabla 3.5 Tiempo de concentración de cálculo, TCc. Fuente: Elaboración propia.	83
Tabla 3.6 Datos de intensidad de lluvia correspondientes a la estación El Boquerón L-18. Fuente: SNET.	84
Tabla 3.7 Intensidades de lluvia aplicables a la cuenca La Mascota. Fuente: Elaboración propia.	85
Tabla 3.8 Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional. Fuente: Ven Te Chow.	86

Tabla 3.9 Coeficientes de escorrentía C aplicables a la cuenca La Mascota. Fuente: Elaboración propia.....	87
Tabla 3.10 Clasificación de suelos para la cuenca La Mascota. Fuente: Elaboración propia.	88
Tabla 3.11 Cálculo de CN ponderado. Fuente: Elaboración propia.....	88
Tabla 3.12 Método de bloque alterno para generar el hietograma de precipitación de la estación L-18 para un período de retorno de 10 años. Fuente: Elaboración propia.	91
Tabla 3.13 Método de bloque alterno para generar el hietograma de precipitación de la estación L-18 para un período de retorno de 25 años. Fuente: Elaboración propia.	92
Tabla 3.14 Método de bloque alterno para generar el hietograma de precipitación de la estación L-18 para un período de retorno de 50 años. Fuente: Elaboración propia.	93
Tabla 3.15 Resultado de caudales máximos para distintos períodos de retorno en el programa HEC-HMS. Elaboración propia.	103
Tabla 3.16 Resumen de altura de crecidas para 10, 25 y 50 años. Fuente: Elaboración propia. .	118
Tabla 4.1 Caudales máximos con método racional y HEC-HMS. Fuente: Elaboración propia. .	128

Introducción

El presente documento trata de la evaluación y análisis hidráulico de la bóveda de la Quebrada La Mascota, ubicada bajo la 79 Avenida Sur en el municipio de San Salvador, Departamento de San Salvador. Esta estructura constituye un componente esencial del sistema de drenaje pluvial del área metropolitana, cuya funcionalidad incide directamente en la mitigación de inundaciones y en la protección de vidas, infraestructura y actividades económicas de la zona.

La creciente frecuencia e intensidad de eventos climáticos extremos en El Salvador, sumada a la acelerada expansión urbana y la impermeabilización de suelos, ha generado una presión significativa sobre la infraestructura hidráulica existente. En este contexto, resulta imperativo determinar si las estructuras de conducción, como la bóveda en estudio, poseen la capacidad suficiente para conducir los caudales generados por lluvias con períodos de retorno de 10, 25 y 50 años, conforme a los estándares técnicos nacionales e internacionales.

Para ello, esta investigación integra metodologías hidrológicas e hidráulicas basadas en normativa local y software especializado (HEC-HMS y HEC-RAS), junto con trabajo de campo para la caracterización topográfica e hidrológica de la cuenca. El estudio se estructura en cinco capítulos que abarcan desde la formulación del problema y el marco teórico-conceptual, hasta el desarrollo metodológico, el análisis de resultados y las conclusiones y recomendaciones derivadas.

Los hallazgos proporcionan información técnica esencial para futuras intervenciones de mantenimiento o rehabilitación, contribuyendo a una gestión más resiliente del riesgo hidráulico en el área metropolitana.

Capítulo 1. Generalidades

Capítulo 1. Generalidades

1.1. Título descriptivo del proyecto

Evaluación y análisis hidráulico de la bóveda de la Quebrada La Mascota, ubicada debajo de la 79 Av. Sur, en el Municipio de San Salvador, Departamento de San Salvador.

1.2. Formulación del problema

Las inundaciones recurrentes en San Salvador, a menudo desencadenadas por eventos climáticos extremos, evidencian una insuficiencia crítica en la capacidad hidráulica de la infraestructura de drenaje de la ciudad. Si bien esta problemática es general, su solución exige evaluaciones específicas y técnicas de cada componente del sistema, ya que el comportamiento hidrológico y la capacidad real de conducción varían entre estructuras y cuencas.

En particular, la bóveda de la Quebrada La Mascota, ubicada bajo la 79 Av. Sur, constituye una estructura crítica cuyo comportamiento hidráulico no se encuentra documentado de manera actualizada. No existe un registro técnico reciente que determine su capacidad real para conducir los caudales generados por lluvias intensas conforme a los estándares de diseño contemporáneos. Esta carencia de información impide conocer si la bóveda representa un punto de riesgo de desbordamiento dentro de su área de influencia o si, por el contrario, opera con un margen de seguridad adecuado, lo que dificulta la priorización de medidas de mantenimiento o intervención.

La problemática se agrava por la marcada expansión urbana en la cuenca de aporte y el aumento de superficies impermeables, lo que ha alterado el régimen hidrológico natural y favorece la generación de mayores volúmenes de escorrentía superficial y picos de caudal superiores a los

considerados en diseños antiguos. Adicionalmente, la falta de un catálogo técnico de capacidades de las obras de paso ubicadas bajo las principales arterias impide planificar de forma integral y priorizada acciones de mitigación a nivel de red urbana.

Por tanto, la problemática central que aborda esta investigación es la ausencia de un diagnóstico técnico y actualizado sobre la capacidad hidráulica de la bóveda de la Quebrada La Mascota. Resolver este vacío de información, mediante un procedimiento reproducible de levantamiento de campo y modelación hidrológica e hidráulica, constituye el primer paso necesario para reducir la incertidumbre sobre su desempeño ante eventos extremos y para sentar las bases de un catastro de capacidades de las obras de paso de la ciudad, que facilite la gestión, planificación y mitigación del riesgo por inundaciones.

1.3. Antecedentes del problema

En septiembre de 2023, San Salvador experimentó graves inundaciones provocadas por una tormenta torrencial, a pesar de la ausencia de un ciclón tropical. Se registraron anegamientos en varias comunidades, con viviendas sumergidas, caída de árboles y colapso de infraestructuras, como el bulevar Universitario y la 39 Avenida Norte. La Colonia El Bosque fue especialmente afectada, con insuficiencia de tragantes y desbordamiento de un río, agravando la situación de pérdida de casas y derrumbes que ya se venían presentando.

En octubre de 2023, las inundaciones persistieron debido a la tormenta tropical Pilar. Aunque la tormenta se alejó de las costas, las lluvias continuaron, manteniendo al país en alerta roja. Los suelos húmedos propiciaron deslizamientos, inundaciones y crecidas de ríos, especialmente en el

oriente de El Salvador, con mayor acumulación en áreas como San Miguel, La Carrera (Usulután) y La Cañada (La Unión).

Estos eventos resaltan la vulnerabilidad de El Salvador como también su capital San Salvador ante las precipitaciones intensas, con consecuencias como daños estructurales, desplazamientos de población y afectaciones a la infraestructura urbana. Estas situaciones de emergencia resaltan la importancia de evaluaciones hidráulicas y la implementación de medidas preventivas para gestionar adecuadamente las amenazas de inundaciones y proteger a la población ante condiciones climáticas adversas.

1.4. Objetivos de la investigación

1.4.1. Objetivo general.

- Analizar el comportamiento y la capacidad hidráulica de la bóveda situada en La Quebrada La Mascota sobre la 79 Av. Sur, San Salvador en condición de caudal máximo.

1.4.2. Objetivos específicos.

- Determinar la capacidad hidráulica de la bóveda sobre la 79 Av. Sur con base a las dimensiones obtenidas a través de visita de campo o por medio de información proporcionada por el propietario.
- Definir los parámetros para cálculo del caudal máximo del área de estudio.
- Determinar el caudal máximo probable con distintas metodologías para la obtención de caudales máximos diferentes.
- Elaborar el modelo hidrológico de la cuenca en el programa HEC-HMS y el modelo hidráulico en el programa HEC-RAS para determinar la capacidad hidráulica de la bóveda.

1.5. Elaboración de hipótesis

1.5.1. Hipótesis general.

Las hipótesis se elaboran con el propósito de rechazarlas, y se denominan hipótesis nulas o negativas. Las hipótesis nulas se denotan como H_0 y las hipótesis alternativas por H_1 , la cual contradice a H_0 y constituye la hipótesis de trabajo (Tomado de Bonilla, 1992 (2a Edición), Estadística II, UCA 2009) a continuación se detallan las hipótesis establecidas en este trabajo:

H_1 : La capacidad hidráulica de la bóveda es suficiente para conducir los caudales de diseño calculados para 10, 25 y 50 años, sin provocar desbordamiento o flujo presurizado.

H_0 : La capacidad hidráulica de la bóveda no es suficiente para conducir los caudales de diseño calculados para 10, 25 y 50 años, provocando desbordamiento y condiciones de flujo presurizado.

1.5.2. Hipótesis específicas.

- Hipótesis específica 1

H_1 : El uso de las distintas metodologías generan diferencias significativas en los caudales de diseño y, por ende, en la valoración de la capacidad hidráulica.

H_0 : El uso de las distintas metodologías para estimar caudales máximos (método Racional, SCS/HEC-HMS, etc.) no generan diferencias significativas en los caudales de diseño que afecten la valoración de la capacidad.

- Hipótesis específica 2

H_1 : Los valores de coeficiente de escorrentía (C) y número de curva (CN) influyen de manera significativa en la magnitud de los caudales de diseño estimados para la cuenca de la Quebrada La Mascota.

H_0 : Los valores de coeficiente de escorrentía (C) y número de curva (CN) no influyen de manera significativa en la magnitud de los caudales de diseño estimados para la cuenca de la Quebrada La Mascota.

- Hipótesis específica 3

H_1 : Sí existe una relación de proporcionalidad lineal entre el aumento del caudal y el tiempo del período de retorno. Es decir, al aumentar el período de retorno, el caudal aumenta en proporción constante.

H_0 : No existe una relación de proporcionalidad lineal entre el aumento del caudal y el tiempo del período de retorno. Es decir, al aumentar el período de retorno no aumenta el caudal en una proporción constante.

1.6. Identificación de las variables

A continuación, en la Tabla 1.1, se presentan las variables identificadas en esta investigación:

Tabla 1.1 Identificación de Variables. Fuente: Elaboración propia.

Variables	Descripción
Dimensiones de la bóveda	Longitud, ancho, altura, y cualquier otra dimensión relevante que defina la geometría de la estructura.
Información proporcionada por el propietario	Datos específicos sobre la construcción, mantenimiento y características particulares de la bóveda.
Parámetros hidrológicos:	Coeficientes y factores que influyen en el comportamiento hidrológico de la cuenca y la bóveda.
Características del área de estudio:	Topografía, uso del suelo, cobertura vegetal, entre otros.
Datos meteorológicos:	Precipitación, intensidad de lluvia, duración de eventos pluviales.
Caudal máximo	Volumen de agua que fluye por la bóveda en condiciones extremas.
Metodologías de cálculo de caudal máximo	Variables y parámetros utilizados en diferentes métodos para la estimación del caudal máximo.
Datos topográficos	Perfil del terreno sobre el cual se encuentra la bóveda.
Geometría de la bóveda	Dimensiones y forma específica de la estructura.
Caudal de diseño	Flujo de agua para el cual se realiza el modelado.
Capacidad máxima	Máximo caudal que la bóveda puede gestionar sin desbordamientos.

Variables	Descripción
Parámetros de diseño.	Factores considerados durante la construcción de la bóveda que impactan en su capacidad
Resultados de la evaluación.	Datos recopilados y análisis realizado durante la investigación.
Medidas correctivas	Acciones sugeridas para mejorar la capacidad y eficiencia de la bóveda.

1.7. Justificación de la investigación

El análisis y la evaluación de la infraestructura hidráulica de una bóveda es fundamental para garantizar su funcionamiento seguro y eficiente en diversas aplicaciones, como la ingeniería civil y la construcción de infraestructuras. A continuación, se presentan varias razones que respaldan la importancia de llevar a cabo un estudio hidráulico de una bóveda:

- **Control de inundaciones:** En aplicaciones como puentes, túneles o alcantarillas, las bóvedas pueden desempeñar un papel crucial en el control de inundaciones. Un estudio hidráulico ayuda a determinar si la bóveda puede manejar el caudal de agua durante lluvias intensas o eventos climáticos extremos sin desbordamientos ni daños.
- **Optimización del diseño:** Un estudio hidráulico permite evaluar y optimizar el diseño de la bóveda para garantizar que tenga la forma y las dimensiones adecuadas para su función específica. Esto puede llevar a un diseño más eficiente y económico, reduciendo costos de construcción y mantenimiento.

- **Preservación de recursos hídricos:** En bóvedas que albergan cuerpos de agua, como ríos, quebradas o arroyos, el estudio hidráulico es crucial para garantizar que el flujo de agua se mantenga dentro de los parámetros deseados para preservar los ecosistemas.
- **Eficiencia de infraestructura:** En el caso de redes de alcantarillado y sistemas de drenaje, un estudio hidráulico garantiza que las bóvedas sean capaces de transportar las aguas pluviales y residuales de manera eficiente y evitar obstrucciones que puedan dar lugar a inundaciones urbanas.
- **Cumplimiento normativo y regulatorio:** En muchos lugares, existen regulaciones y normativas que requieren la realización de estudios hidráulicos como parte de la planificación y diseño de infraestructuras. Cumplir con estas regulaciones es esencial para evitar sanciones y garantizar la seguridad pública.
- **Planificación de mantenimiento y rehabilitación:** Los estudios hidráulicos proporcionan información sobre el estado actual de la bóveda y sus necesidades de mantenimiento o rehabilitación. Esto es esencial para prolongar la vida útil de la estructura y reducir costos a largo plazo.

1.8. Limitaciones

- **Acceso limitado a datos:** La disponibilidad de datos precisos y completos sobre la bóveda y su entorno es importante para realizar una evaluación de capacidad. La falta de información o datos obsoletos puede dificultar la evaluación.
- **Recursos financieros limitados:** Realizar una evaluación de capacidad puede ser costoso, especialmente si implica pruebas de campo, análisis especializados y modelado

computacional. La falta de fondos puede limitar la profundidad y alcance de la investigación.

- Condiciones de seguridad y acceso: La seguridad de los investigadores es una preocupación importante al realizar evaluaciones de bóvedas, especialmente si se trata de estructuras deterioradas o en ubicaciones remotas. El acceso limitado a la bóveda también puede ser un problema.
- Cambios en el entorno circundante: Las bóvedas pueden estar ubicadas en áreas donde el entorno circundante cambia con el tiempo, como en zonas urbanas en constante desarrollo. Estos cambios pueden afectar la capacidad de la bóveda y dificultar su evaluación precisa.
- Impacto climático: Las condiciones climáticas, como las lluvias intensas pueden influir en la capacidad de una bóveda, debido al aumento de precipitación por tormentas más intensas, la capacidad hidráulica puede ser sobrepasada.
- Propietarios no colaborativos o falta de cooperación: Si la bóveda se encontrase en propiedad privada o su dueño no está dispuesto a colaborar en la evaluación, esto puede ser una limitación significativa, así como el cambio de propietario.
- Obtención de información necesaria: Obtener los parámetros para determinar la hidrogeología de la cuenca, los registros de precipitación o de crecidas históricas para realizar la modelación computacional en los software HEC-HMS y HEC-RAS.

Capítulo 2. Marco teórico conceptual

Capítulo 2. Marco teórico conceptual

2.1. Marco de referencia

2.1.1. Fundamentos teóricos de bóveda.

Las bóvedas hidráulicas se utilizan en la ingeniería civil para canalizar el flujo de agua a través de estructuras subterráneas o por debajo de otras infraestructuras. Han sido utilizadas a lo largo de la historia en diversos contextos, desde la arquitectura clásica y medieval hasta la ingeniería moderna. Pueden encontrarse en una variedad de aplicaciones, desde la construcción de puentes y túneles hasta la edificación de cúpulas y estructuras subterráneas.

Existen diferentes tipos de bóvedas de acuerdo con (Ching., 2021), cada una adaptada a las necesidades específicas de la estructura que pretende sostener. Cada tipo de bóveda ofrece soluciones particulares en términos de estabilidad, distribución de carga y estética arquitectónica. Los elementos que componen una bóveda son: arco, soportes laterales, juntas de dilatación, cimentaciones, entre otros.

Las formas geométricas básicas de una bóveda son arco de punto redondo y arco apuntado de las cuales se derivan otros tipos geométricos.

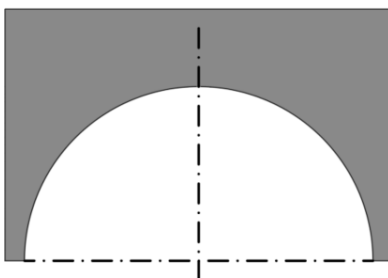


Figura 2.1 Arco de punto redondo. Fuente: (Ching., 2021).

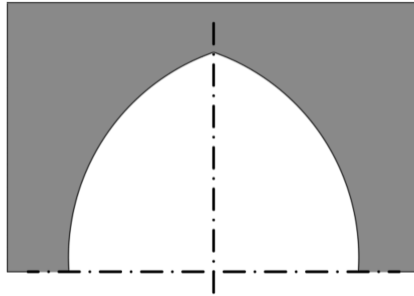


Figura 2.2 Arco apuntado. Fuente: (Ching., 2021).

El arco de punto redondo es aquel cuya directriz es una curva continua o semicírculo, mientras que el arco apuntado forma un ángulo en la clave, también llamado arco ojival; de acuerdo con el Diccionario Visual de arquitectura (Ching., 2021)

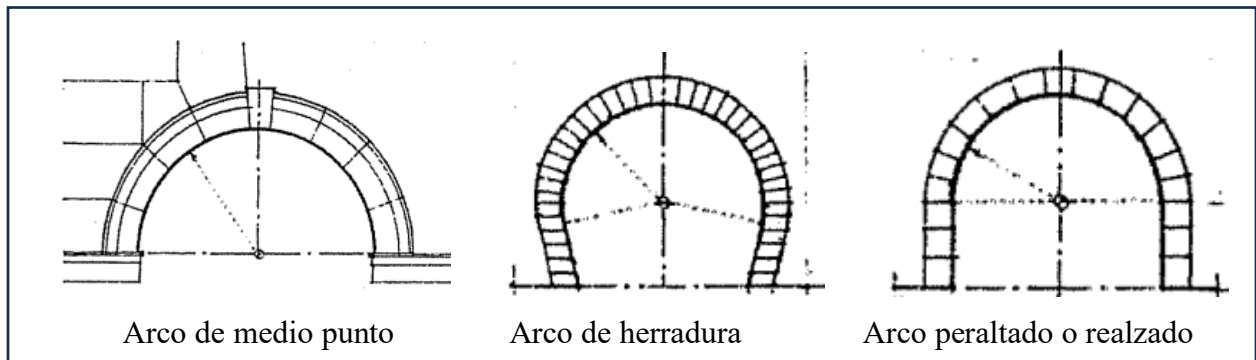


Figura 2.3 Tipos de arcos semicirculares. Fuente: (Ching., 2021)

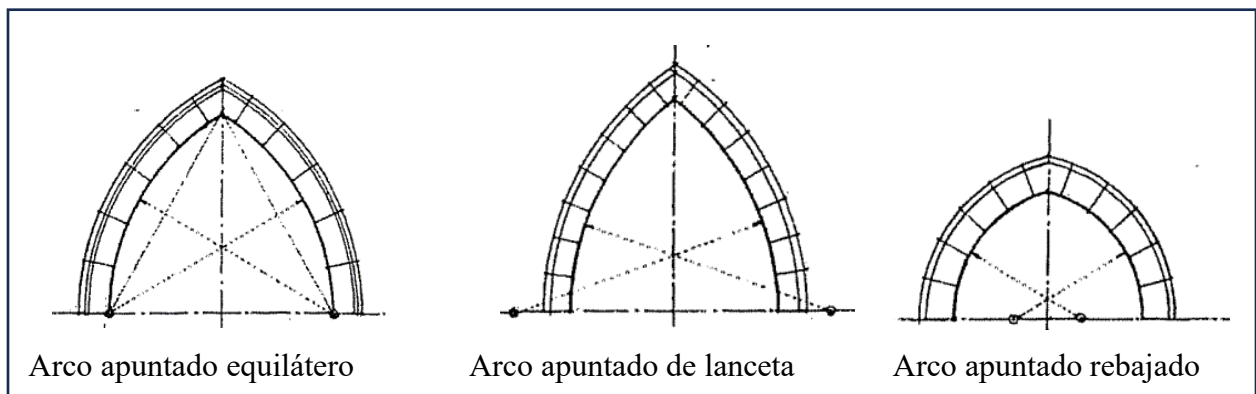


Figura 2.4 Tipos de arcos apuntados u ojivales. Fuente: (Ching., 2021)

Las bóvedas más comunes para las obras hidráulicas son:

- **Bóveda de Cañón (o Bóveda de Arco de Medio Punto):** Es la más común en obras hidráulicas. Tiene forma semicircular y es ideal para soportar cargas verticales y laterales, lo que la hace adecuada para pasos de agua donde el flujo puede ser considerable. Su forma permite una buena distribución de las tensiones y resiste bien las presiones del terreno.

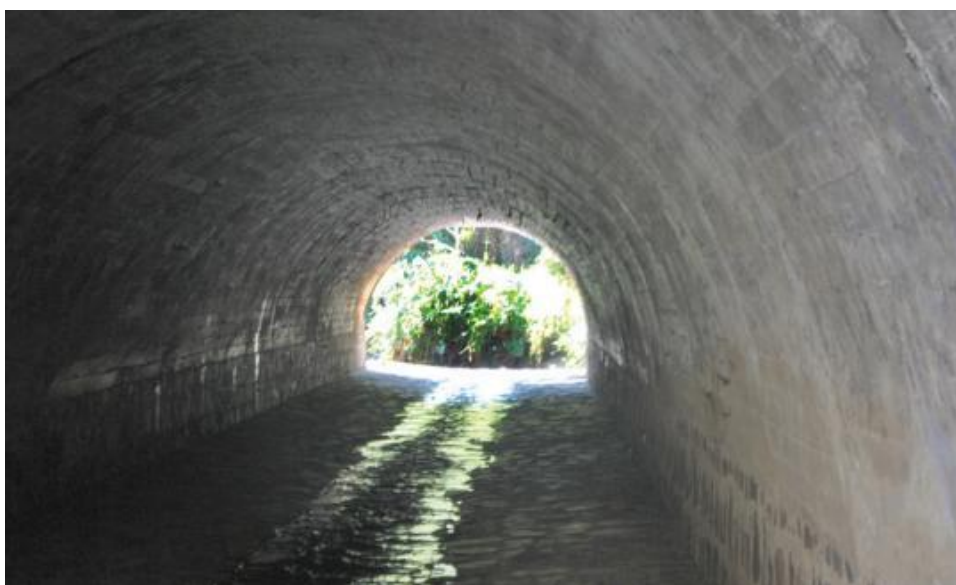


Figura 2.5 Fotografía de bóveda de cañón en El Chinqúiz, Chalchuapa, Santa Ana. Fuente: (Ing. A Aracely Quiteño, 2019)

- **Bóveda de arco apuntado rebajado:** Este tipo de bóveda se utiliza cuando se necesita un perfil más bajo que el de una bóveda de cañón. La forma permite un flujo más eficiente del agua y una mejor distribución de las cargas, siendo útil en zonas donde la altura es limitada.
- **Bóveda de Sección en Herradura:** Esta bóveda es una variación de la bóveda de cañón, pero con los lados rectos y la parte superior en forma de arco. Se utiliza frecuentemente

en túneles y alcantarillas grandes donde se necesita un mayor espacio para el flujo del agua o para el paso de personas y vehículos.



Figura 2.6 Fotografía de bóveda de sección de herradura en Presa El Chaparral, San Luis de La Reina, San Miguel. Fuente: Estefany Cárcamo 2022.

- **Bóveda Plana o Llana:** Aunque menos común, se utiliza en situaciones donde la altura debe ser lo más baja posible. Sin embargo, esta forma no distribuye las cargas de manera tan eficiente como las bóvedas arqueadas, por lo que su uso es limitado y suele necesitar refuerzos adicionales.

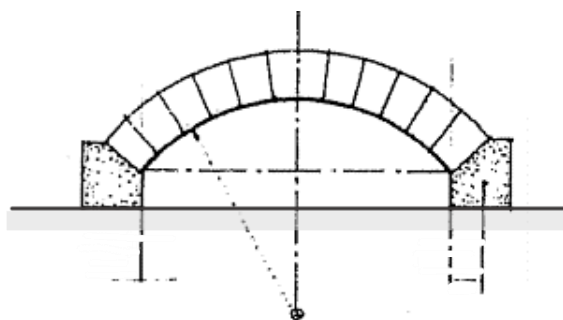


Figura 2.7 Sección de Bóveda Plana o Llana, Arco escarzano. Fuente: (Ching., 2021)

- **Bóveda Parabólica:** Es más eficiente en términos estructurales porque sigue la línea de esfuerzo mínimo. Se usa en situaciones donde las cargas varían o son significativas, como en puentes y grandes pasos de agua.

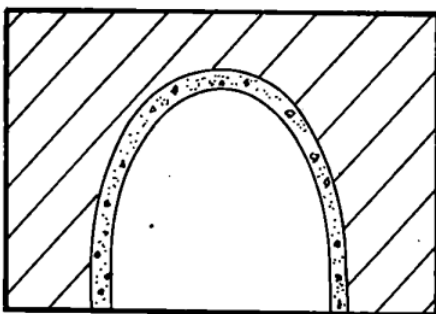


Figura 2.8 Sección bóveda parabólica. Fuente: (Ching., 2021)

La elección del tipo de bóveda dependerá de factores como el caudal del agua, las cargas estructurales, el tipo de terreno y las restricciones de espacio. Las bóvedas de cañón suelen ser las preferidas por su simplicidad constructiva y eficiencia estructural.

En el ámbito de la ingeniería civil, las bóvedas pueden desempeñar un papel crucial en la gestión del agua, como es el caso de las bóvedas utilizadas para canalizar y controlar el flujo de ríos y quebradas. Estas estructuras hidráulicas son esenciales para prevenir inundaciones, proteger infraestructuras y garantizar la seguridad de las comunidades circundantes.

En resumen, una bóveda representa una solución estructural que, mediante su forma curva, ofrece estabilidad y resistencia, desempeñando un papel fundamental en la arquitectura y la ingeniería a lo largo de la historia.

2.1.2. Expansión de la urbanización de San Salvador.

El inicio de carreteras en la historia de El Salvador data desde 1528, fecha en la cual fue fundada por los españoles la Villa de San Salvador, en la cual tardaron quince días en trazar las calles, plaza e iglesia, en ese entonces las calles de los diferentes poblados eran únicamente de tierra y las principales reforzadas de piedra, ya que el vehículo de transporte utilizado eran los carretones o caballos.

La modernización de la infraestructura de transporte que comenzó con los ferrocarriles, también se pudo apreciar en las principales ciudades de San Salvador y Santa Ana. Las carretas y carruajes que llevaban a las personas de un punto de la ciudad a otro fueron reemplazados primero por tranvías de tracción animal y después por tranvías eléctricos. Ya en la década de 1920 fueron asfaltadas las principales calles de San Salvador, y la mejoría de las calles obedecía también a otra consideración fundamental: la llegada del automóvil allá por 1915 y, pocos años más tarde, del camión y del autobús. (Ministerio de Vivienda, 2009)

A lo largo de diversas expansiones urbanísticas en San Salvador, se observa un desarrollo que abarca desde la segunda mitad del siglo XIX hasta la actualidad. En particular, las expansiones durante los periodos 1870-1912, 1912-1948, 1948-1960, 1960-1980, 1980-2000 y 2000-presente han modelado la configuración de la ciudad. *Adaptado de* (Barraza, 2015)

Durante la tercera expansión, según (Barraza, 2015) la construcción en la Quebrada La Mascota comenzó en la Colonia Escalón, reflejando una etapa de modernización política y económica. Esta

expansión, que abarcó el poniente, oriente y norte, marcó un crecimiento urbano significativo. El Bulevar del Ejército se convirtió en el corredor industrial, evidenciando el proceso de industrialización que estaba teniendo lugar.

En la cuarta expansión, el autor señala que se desarrolló fuertemente la colonia Escalón y surgieron numerosas colonias, incluyendo Miramonte, El Mirador y Campestre. Este periodo también vio la construcción de infraestructuras clave como Metrocentro y el Bulevar de Los Héroes. Aunque la expansión fue ponderada al norte y sur en los años 60-70, se intensificó en todas direcciones en los años 70-80.

La quinta expansión, hacia finales del siglo, mostró un decrecimiento hacia el poniente, mientras que las colonias de clase media como Merliot y Santa Elena experimentaron un crecimiento. Sin embargo, Barraza (2015) indica que la demanda de vivienda popular urbana generó proyectos expansivos, especialmente hacia el oriente y el norte.

La correlación con la creación de la bóveda de la Quebrada La Mascota se encuentra en la expansión de la ciudad, donde las construcciones sobre la quebrada se vuelven más significativas a partir de la tercera expansión. Este crecimiento urbano desencadena la necesidad de evaluar y gestionar la infraestructura hidráulica, como la bóveda, para mitigar los riesgos de inundaciones y garantizar la seguridad de la población en estas áreas en constante expansión. (Barraza, 2015)

2.1.3. Fundamentos teóricos de la hidrología.

2.1.3.1. Hidrología.

La hidrología es la ciencia que estudia el agua en la Tierra, abarcando su distribución, movimiento, propiedades físicas y químicas, y su interacción con el medio ambiente, incluyendo la atmósfera, la superficie terrestre y el subsuelo. Esta disciplina se centra en el ciclo hidrológico, que incluye procesos como la precipitación, la evaporación, la infiltración, la escorrentía, y la recarga de acuíferos.

La hidrología se divide en varias ramas, como la hidrología superficial, que estudia el comportamiento del agua en ríos, lagos y otras masas de agua superficiales, y la hidrogeología, que se ocupa del agua subterránea. Es una ciencia clave para la gestión de recursos hídricos, el diseño de obras hidráulicas, la prevención y mitigación de inundaciones y sequías, y la protección del medio ambiente.

2.1.3.2. Ciclo hidrológico.

Se denomina ciclo hidrológico al movimiento general del agua, ascendente por evaporación y descendente primero por las precipitaciones y después en forma de escorrentía superficial y subterránea. (Sánchez San Román, Marzo 2022, pag. 2)

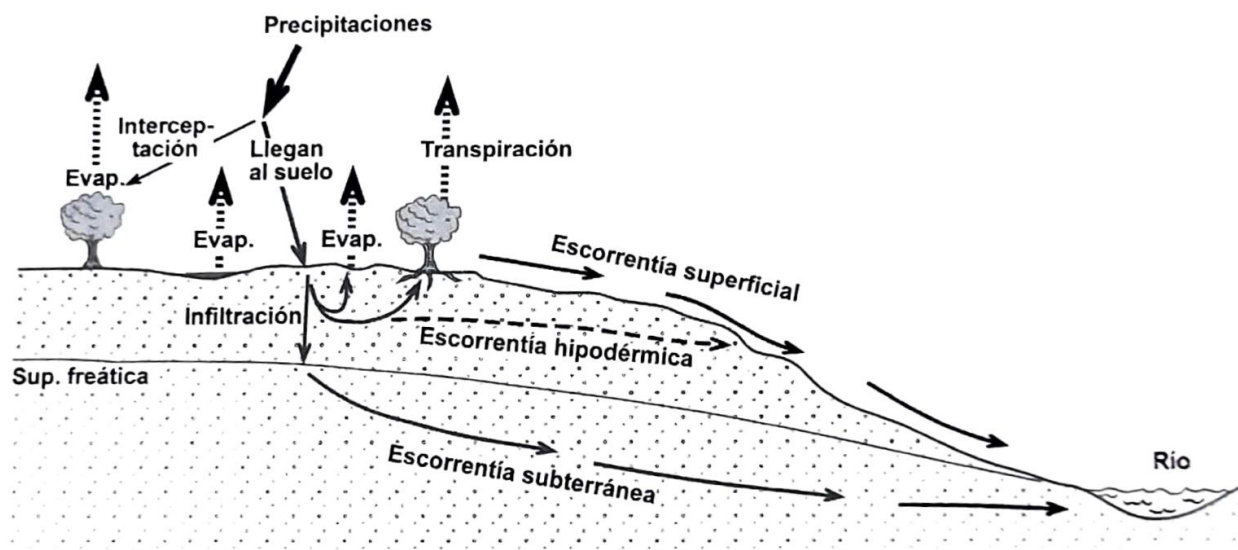


Figura 2.9 Qué le puede suceder a una gota de lluvia. Ciclo Hidrológico. Fuente: (Sánchez San Román, Marzo 2022).

2.1.3.3. Evaporación e interceptación.

La evaporación es el proceso mediante el cual una parte de la precipitación se evapora desde la superficie del suelo debido a la energía solar de acuerdo con Sánchez San Román (Marzo 2022).

La interceptación se refiere al proceso por el cual la precipitación es capturada por las hojas, ramas y troncos de la vegetación antes de llegar al suelo. Parte de esta agua interceptada puede evaporarse directamente de las superficies de las plantas de vuelta a la atmósfera.

2.1.3.4. Condensación y formación de nubes.

Ocurre cuando el vapor de agua en la atmósfera se enfría y se convierte en gotas de agua líquida, formando nubes. Este proceso es fundamental para la formación de la precipitación.

2.1.3.5. Precipitación.

Es la caída del agua desde la atmósfera en forma de lluvia, nieve o granizo (Gribbin, 2017, pág. 176). La precipitación es el principal mecanismo de recarga para los cuerpos de agua superficiales y subterráneos. En hidrología, se analiza la distribución espacial y temporal de la precipitación, así como su intensidad y frecuencia, que son variables clave para la gestión de recursos hídricos y para la modelación de flujos de agua.

2.1.3.6. Infiltración y percolación.

La infiltración es el proceso mediante el cual el agua penetra en el suelo desde la superficie (Sáenz, 1999). La capacidad de infiltración depende de las características del suelo, como su textura, estructura y contenido de humedad.

La percolación, señalado en (Sáenz, 1999), es el movimiento del agua a través de los poros del suelo hacia capas más profundas, recargando los acuíferos. Este proceso es esencial para el mantenimiento de los niveles de agua subterránea, que son una fuente vital de agua para muchos ecosistemas y para el uso humano.

2.1.3.7. Escorrentía superficial y subsuperficial.

El agua que no es evaporada ni infiltrada, escurre superficialmente hacia ríos, lagos y otros cuerpos de agua (Sánchez San Román, Marzo 2022, pág. 4). Este proceso ocurre cuando la tasa de precipitación supera la capacidad de infiltración del suelo o cuando el suelo está saturado. Es un componente que afecta el caudal de los ríos y la disponibilidad de agua superficial. La escorrentía superficial o escurrimiento directo es el que nos interesa para el diseño de las

estructuras hidráulicas porque representa el volumen más grande de agua que la estructura debe manejar.

La escorrentía subsuperficial también es conocida como flujo intermedio, flujo base o caudal base, términos establecidos en (Gribbin, 2017), (Sáenz, 1999) y (Sánchez San Román, Marzo 2022); es el movimiento del agua infiltrada que se desplaza lateralmente en las capas superiores del suelo antes de descargar en cuerpos de agua superficiales.

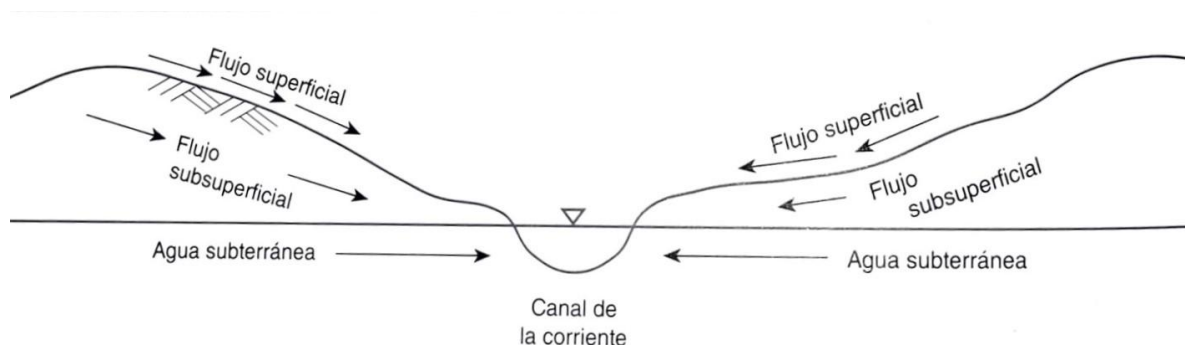


Figura 2.10 Sección transversal común de una corriente que muestra las tres formas en las que el agua pluvial llega a la corriente. Fuente: (Gribbin, 2017)

2.1.3.8. Almacenamiento de agua.

Almacenamiento Superficial: Incluye lagos, ríos, embalses y glaciares. Estos cuerpos de agua actúan como reservas temporales que regulan la disponibilidad de agua y la moderan durante periodos de sequía o exceso de precipitación.

Almacenamiento Subterráneo: El agua almacenada en acuíferos y capas freáticas constituye una parte importante del almacenamiento de agua subterránea. Este almacenamiento es crítico para el suministro de agua potable y para mantener los caudales de los ríos durante periodos secos.

2.1.3.9. Retorno al ciclo: descarga y flujo base.

Es el proceso mediante el cual el agua subterránea retorna a la superficie terrestre, alimentando ríos, lagos y océanos. Este flujo base es esencial para el mantenimiento de los caudales fluviales y para la regulación de ecosistemas acuáticos.

2.1.4. Cuenca hidrográfica.

Para determinar la cantidad de escurrimiento, es decir, el caudal en una corriente que resulta de un fenómeno pluvial, primero se debe determinar el tamaño del área sobre la cual cae la lluvia. Para cada corriente, un área bien definida de terreno intercepta la precipitación y la conduce a la corriente. El área de tierra recibe el nombre de área de captación, cuenca colectora, cuenca de drenaje o cuenca hidrográfica.

Según Sánchez San Román (Marzo 2022), la cuenca hidrográfica se define por la topografía y puede ser delimitada fácilmente en un mapa topográfico (pág. 7). Por otro lado, la cuenca hidrológica incluye tanto las aguas superficiales como las subterráneas.

2.1.4.1. Delimitación de cuenca hidrográfica.

La delimitación de una cuenca hidrográfica es un proceso para comprender cómo fluye el agua en una región determinada, desde su origen hasta los puntos de salida, generalmente un río, lago o mar. El objetivo es identificar el área donde la precipitación cae y es drenada por un sistema fluvial común (Gribbin, 2017, pág. 177).

2.1.4.2. Identificación del punto de salida.

El primer paso en la delimitación de una cuenca hidrográfica es identificar el punto de salida que es el lugar por donde el agua sale de la cuenca. Este puede ser una confluencia de ríos, el punto de descarga en un lago o en el océano. Todos los terrenos que drenan hacia ese punto pertenecen a la cuenca hidrográfica que se desea delimitar.

2.1.4.3. Obtención de mapas topográficos.

Se utiliza un mapa topográfico de la región en estudio, que muestre las curvas de nivel, elevaciones y detalles del terreno. Las curvas de nivel representan la altitud del terreno y permiten visualizar la inclinación y las pendientes, cruciales para determinar hacia dónde fluye el agua.

2.1.4.4. Análisis de la pendiente del terreno.

El flujo del agua siempre sigue la pendiente natural del terreno, es decir, desde zonas de mayor elevación hacia zonas de menor elevación. Por lo tanto, el análisis de las pendientes es clave para identificar cómo fluye el agua dentro de la cuenca. En el mapa topográfico, el flujo del agua será perpendicular a las curvas de nivel, es decir, el agua siempre fluirá de áreas más altas hacia áreas más bajas siguiendo la línea de máxima pendiente.

2.1.4.5. Trazado de la divisoria de aguas.

La divisoria de aguas (o línea de cresta) es el límite que separa dos cuencas adyacentes. Se traza sobre los puntos más altos del relieve, donde el agua puede escurrir en direcciones opuestas hacia diferentes sistemas de drenaje. Para delinear esta divisoria, se siguen las líneas de mayor altitud y

se conectan las cumbres, lomas y crestas que separan las áreas donde el agua escurre hacia distintos puntos de salida. (Gribbin, 2017, pág. 177)

En un mapa topográfico, la divisoria se coloca donde el flujo de agua cambiaría de dirección, es decir, en las cimas de las elevaciones.

2.1.4.6. Delineación de la red de drenaje.

Dentro de la cuenca, es importante identificar los ríos y arroyos que forman el sistema de drenaje. La red fluvial recoge y canaliza el agua superficial hacia el punto de salida. Cada afluente es parte de la cuenca, y al conectarlos se obtiene una imagen clara del sistema de drenaje.

2.1.4.7. Verificación del área delimitada.

Después de trazar la divisoria de aguas, se debe verificar que todo el terreno incluido en la cuenca drene hacia el punto de salida. Esto implica revisar las pendientes y corregir cualquier error en el trazado si es necesario. En algunos casos, se pueden realizar simulaciones hidrológicas o inspecciones de campo para confirmar que la delimitación es precisa.

2.1.4.8. Aplicación de sistemas de información geográfica (SIG).

Los Sistemas de Información Geográfica (SIG) son herramientas computacionales diseñadas para capturar, almacenar, analizar, gestionar y visualizar datos geoespaciales. En el ámbito de la hidrología, los SIG han demostrado ser fundamentales para el estudio de cuencas hidrográficas, ya que permiten una comprensión integral del territorio y sus características físicas, facilitando el análisis espacial de variables como el relieve, la red de drenaje, el uso del suelo, la cobertura vegetal y otros factores que influyen en el comportamiento hidrológico de una cuenca.

Entre las aplicaciones más comunes de los SIG en estudios de cuencas hidrográficas se encuentran:

- Delimitación automática de cuencas y subcuencas a partir de Modelos Digitales de Elevación (MDE).
- Cálculo de parámetros morfométricos, tales como área de drenaje, perímetro, pendiente media, longitud del cauce principal y tiempo de concentración.
- Análisis espacial de uso y cobertura del suelo, información clave para la estimación del número de curva (CN) y la modelación de la escorrentía.

En el ámbito salvadoreño, una de las principales plataformas de información geoespacial es el Visor Geográfico Ambiental (VIGEA), desarrollado por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN). Esta herramienta en línea integra múltiples capas de información ambiental, como la red hidrográfica nacional, límites de cuencas, uso del suelo, áreas protegidas, zonas de recarga hídrica y Modelos Digitales de Elevación (MDE), lo cual la convierte en un recurso clave para estudios técnicos y de gestión del territorio. VIGEA permite la visualización, consulta y descarga de datos geoespaciales en formatos compatibles con software SIG como QGIS o ArcGIS, facilitando su incorporación en análisis hidrológicos detallados.

2.1.5. Precipitación.

Precipitación es, en general, el término que se refiere a todas las formas de humedad emanadas de la atmósfera y depositadas en la superficie terrestre, tales como lluvia, granizo, rocío, neblina, nieve o helada. (Sáenz, 1999, pág. 79)

2.1.5.1. Medición de la precipitación

La medición precisa de la precipitación es crucial para evaluar la disponibilidad de agua en una cuenca hidrográfica y para modelar procesos hidrológicos. Existen diversos instrumentos y métodos para registrar la precipitación según Sánchez San Román (Marzo 2022, pág. 10):

- **Pluviómetro:** Es el instrumento más utilizado para medir la cantidad de precipitación caída en un lugar específico. Consiste en un recipiente que recoge la lluvia y permite determinar la cantidad de agua precipitada en milímetros.
- **Pluviógrafo:** Registra de manera continua la cantidad de precipitación en función del tiempo, generando un gráfico o registro de la intensidad de la precipitación a lo largo del evento.
- **Radar meteorológico:** Permite detectar la precipitación a distancia mediante el envío de señales electromagnéticas. El radar mide la reflectividad de las gotas de lluvia, generando imágenes que muestran la distribución espacial y la intensidad de la precipitación en tiempo real.
- **Satélites meteorológicos:** Utilizan sensores remotos para estimar la precipitación sobre grandes áreas. Aunque los datos satelitales no tienen la precisión de los instrumentos in

situ, son útiles para cubrir zonas remotas o donde la red de estaciones meteorológicas es escasa.

2.1.5.2. Análisis estadístico de la precipitación

El análisis estadístico de los datos de precipitación es esencial para identificar patrones, tendencias y extremos que afectan el comportamiento hidrológico de una cuenca. Los principales métodos incluyen:

Precipitación media en una cuenca: Se utiliza para obtener un valor promedio de precipitación que sea representativo de toda la cuenca. Los métodos más comunes de acuerdo con (Sáenz, 1999) son:

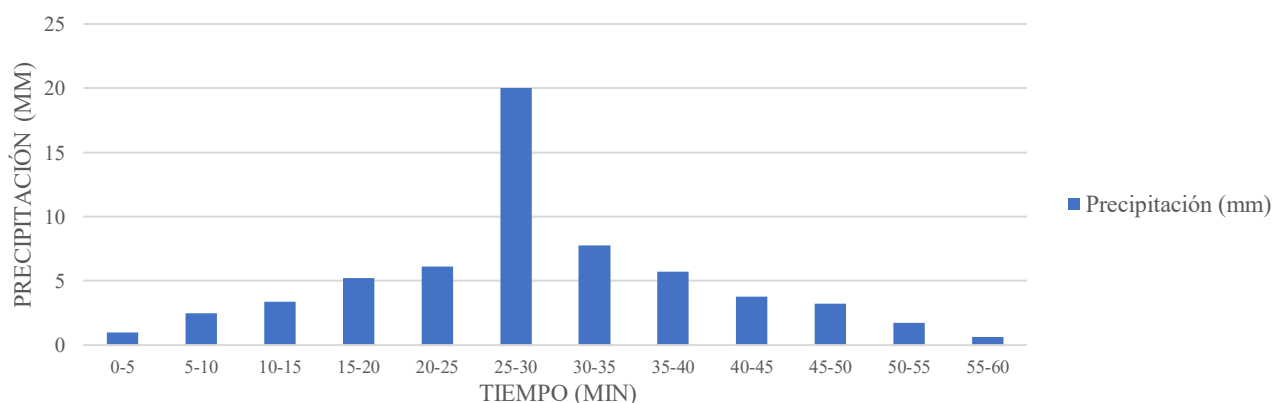
- Método Aritmético: Se calcula simplemente como el promedio de las precipitaciones medidas en diferentes puntos de la cuenca. Es el más sencillo, pero su precisión es limitada en cuencas con variabilidad espacial.
- Método de Thiessen: Divide la cuenca en polígonos alrededor de cada estación de medición, asignando un peso proporcional al área de influencia de cada estación.
- Método de las Isoyetas: Utiliza líneas de igual precipitación en un mapa, generando un promedio ponderado en función de las áreas delimitadas por estas isoyetas.

2.1.5.3. Hietograma

El hietograma es la representación gráfica de la distribución temporal de la precipitación durante un evento de lluvia (Sánchez San Román, Marzo 2022, pág. 13).

Esta representación, generalmente en forma de barras, muestra la intensidad o volumen de lluvia acumulado en intervalos de tiempo sucesivos, lo cual es fundamental para modelar la escorrentía y obtener el hidrograma resultante. Puede construirse directamente con datos pluviométricos o puede ser generado mediante métodos como el bloque alterno, a partir de curvas IDF.

Se utiliza para mostrar cómo cambia la cantidad de precipitación con el tiempo. Comúnmente, se presenta como un diagrama de barras, donde el eje x indica el tiempo y el eje y representa la intensidad de la lluvia, a menudo en milímetros por hora.; a continuación, se muestra un ejemplo de hietograma en la Gráfica 2.1:



Gráfica 2.1 Ejemplo de hietograma. Fuente: Elaboración propia.

2.1.5.4. Curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF)

Las curvas IDF (Intensidad–Duración–Frecuencia) representan la relación entre la intensidad de la lluvia, la duración del evento y su probabilidad de ocurrencia (frecuencia o período de retorno). Estas curvas permiten estimar la intensidad de lluvia de diseño en función del tiempo de concentración y del período de retorno seleccionado para el análisis hidráulico. (Sánchez San Román, Marzo 2022)

Las curvas IDF se construyen a partir de los datos de registros históricos de precipitación medidos en estaciones meteorológicas. En este estudio, se utilizaron los datos de la estación El Boquerón (L-18) proporcionados por el SNET.

Estas curvas son fundamentales para generar eventos de lluvia sintéticos como el hietograma de diseño, que a su vez se utilizará en la modelación hidrológica del comportamiento de la cuenca.

2.1.5.5. Método de bloque alterno para la generación de hietogramas

El método de bloque alterno es una técnica empírica usada para construir hietogramas sintéticos, basándose en la redistribución de intensidades de lluvia ordenadas en forma decreciente. Este método busca representar de forma simplificada una tormenta de diseño, posicionando los bloques más intensos hacia el centro del evento para simular el comportamiento real de lluvias intensas.

Adaptado de (Chow, Maidment, & Mays, Applied Hydrology, 1988)

Procedimiento:

- Se obtienen las intensidades de lluvia para una duración igual al tiempo de concentración y para un período de retorno específico.
- Se ordenan las intensidades en orden decreciente.
- Se colocan alternadamente en el hietograma: primero en el centro, luego a la izquierda, luego a la derecha, y así sucesivamente.

A continuación, se presenta un caso práctico para ilustrar la aplicación del método del bloque alterno en la construcción de un hietograma sintético. Este método según Chow, Maidment, & Mays, 1988, pág. 466, permite representar una tormenta de diseño con una estructura más realista, ubicando la mayor intensidad de lluvia en la parte media del evento.

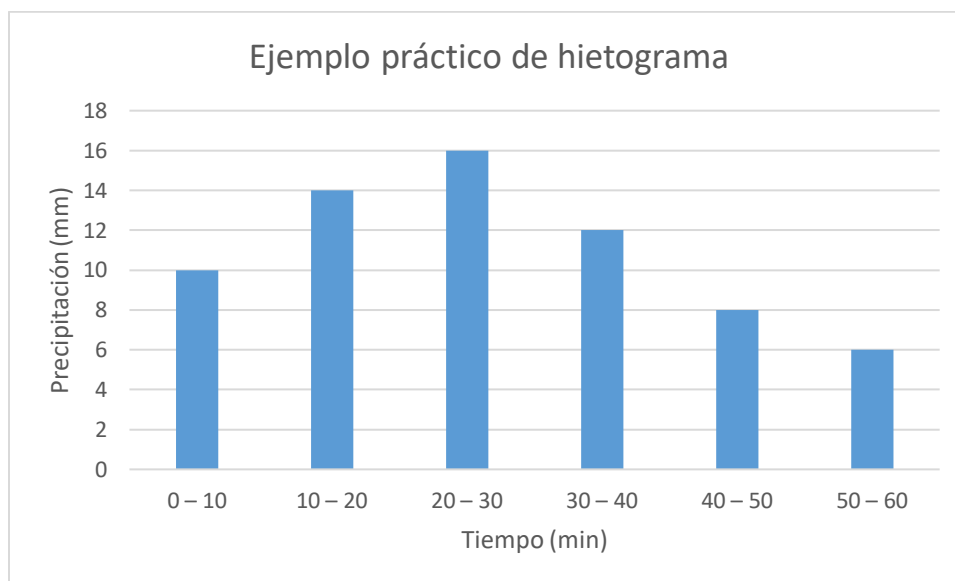
Se desea modelar una tormenta de diseño con una duración total de 60 minutos, equivalente al tiempo de concentración de la cuenca, y subdividida en seis intervalos de 10 minutos cada uno. A partir de una curva IDF correspondiente a un período de retorno determinado, se obtienen las intensidades de lluvia en milímetros por minutos (mm/min) para cada subintervalos y se calculan las precipitaciones correspondientes.

A continuación, se ordenan las precipitaciones en orden decreciente y se distribuyen alternadamente alrededor del centro del hietograma, siguiendo el criterio del método del bloque alterno: primero se coloca el valor más alto en el centro del evento, luego el segundo más alto a la izquierda, el tercero a la derecha, el cuarto nuevamente a la izquierda, y así sucesivamente.

*Tabla 2.1 Método de bloque alterno para generar el hietograma de precipitación del ejemplo práctico.
Fuente: elaboración propia.*

Correlativo	Duración (min)	Intensidad (mm/min)	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Precipitación (mm)	Intervalo (min)
1	10	1.0	10	10	10	0 – 10
2	10	1.4	24	14	14	10 – 20
3	10	1.6	40	16	16	20 – 30
4	10	1.2	52	12	12	30 – 40
5	10	0.8	60	8	8	40 – 50
6	10	0.6	66	6	6	50 – 60

La profundidad acumulada representa la suma progresiva de las precipitaciones, mientras que la profundidad incremental coincide con la precipitación en cada intervalo dado que la duración es constante.



Gráfica 2.2 Ejemplo práctico de hietograma. Fuente: Elaboración propia.

Este hietograma presenta una mayor intensidad al centro del evento, simulando el comportamiento típico de una tormenta natural, en la que la precipitación más intensa ocurre en la parte media del fenómeno. Esta representación es adecuada para estudios hidrológicos, particularmente cuando se desea analizar el comportamiento de escorrentías ante lluvias intensas de corta duración.

2.1.6. Período de retorno

Es el tiempo promedio en años en que un determinado evento es igualado o superado por lo menos una vez (Sáenz, 1999, pág. 194).

En este trabajo de investigación se determinará el caudal máximo de la cuenca para un período de retorno de 10, 25 y 50 años. El período de retorno (Pr) se usa para estimar la intensidad de lluvias de diferentes magnitudes y frecuencia.

Según las guías y manuales del Ministerio de Obras Públicas (MOP) y del Fondo de Conservación Vial (FOVIAL), los períodos de retorno recomendados para el diseño y análisis de infraestructura vial y obras de paso en El Salvador son:

- 10 años para caminos vecinales y obras menores de drenaje.
- 25 años para carreteras secundarias y colectores pluviales principales.
- 50 años para carreteras primarias, puentes de importancia estructural, canales de desvío y sistemas troncales de drenaje.

OPAMSS (Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador) sugiere que para obras de drenaje pluvial y sistemas urbanos se utilicen períodos de retorno que varían según el tipo de infraestructura y nivel de riesgo, muy similares a los de otras normativas salvadoreñas (RLDOT Decreto No18, 2022):

- 5 a 10 años para drenajes en zonas residenciales o caminos menores.
- 25 a 50 años para sistemas principales de drenaje urbano, canales y obras de paso en vías importantes.
- 50 a 100 años para obras críticas o zonas de alta vulnerabilidad a inundaciones.

2.1.7. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración representa el tiempo que tarda el agua de lluvia en desplazarse desde el punto más alejado de una cuenca hidrográfica hasta su salida o punto de control. (Sáenz, 1999, pág. 194)

Existen varias metodologías para calcular el tiempo de concentración. Para el trabajo de investigación se ha optado por aplicar tres métodos empíricos reconocidos: Kirpich, Giandotti y California Highways, con el fin de obtener una estimación robusta y comparativa del tiempo de concentración para una cuenca de 6.519 km².

La elección de múltiples métodos responde a dos razones fundamentales:

- Análisis comparativo: Se espera que cada método arroje un resultado distinto, debido a las diferencias en su formulación y en los factores que considera. Esto permitirá comparar los valores obtenidos.
- Cumplimiento normativo: El Reglamento a la Ley de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Área Metropolitana de San Salvador, reformado mediante el Decreto No. 18, exige la estimación del Tiempo de Concentración de Cálculo (TCC). Este valor se define como el promedio de los resultados obtenidos mediante los tres métodos empíricos mencionados.
-

A continuación, se desarrolla las ecuaciones de cada método empírico:

2.1.7.1. Método de Kirpich

El tiempo de concentración según el método de Kirpich (1940) (Chow, Maidment, & Mays, Applied Hydrology, 1988), se calcula con la siguiente expresión:

$$T_c = 0.0078 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385} \quad (1)$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración, en minutos.

L = Longitud del cauce más largo, en pies.

S = Pendiente del cauce, adimensional.

2.1.7.2. Método de Giandotti

El tiempo de concentración determinado con la fórmula empírica de Giandotti se calcula con la siguiente ecuación (Ibáñez Asensio, Moreno Ramón, & Gisbert Blanquer, 2011):

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{E}} \quad (2)$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración, en horas.

A = Área de la cuenca, en kilómetros cuadrados.

L = Longitud del cauce principal, en kilómetros.

E = Elevación media de la cuenca, en metros.

2.1.7.3. Método de California Highways and Public Works

El tiempo de concentración determinado por el método de California se calcula utilizando la siguiente expresión (Chow, Maidment, & Mays, Applied Hydrology, 1988):

$$T_c = 0.95 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (3)$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración, en horas.

L = Longitud del cauce principal, en kilómetros.

H = Diferencia en elevación entre el punto más alto de la cuenca y el punto estudiado, en metros.

La elección de estos tres métodos permite una evaluación exhaustiva y comparativa del tiempo de concentración en la cuenca de estudio.

2.1.7.4. Tiempo de concentración de cálculo

El Tiempo de Concentración de Cálculo (TCc) es un valor de tiempo de concentración final derivado del análisis de al menos tres métodos de cálculo del tiempo de concentración (T_c), que se utiliza posteriormente para determinar la intensidad de lluvia (I). (RLDOT Decreto No18, 2022)

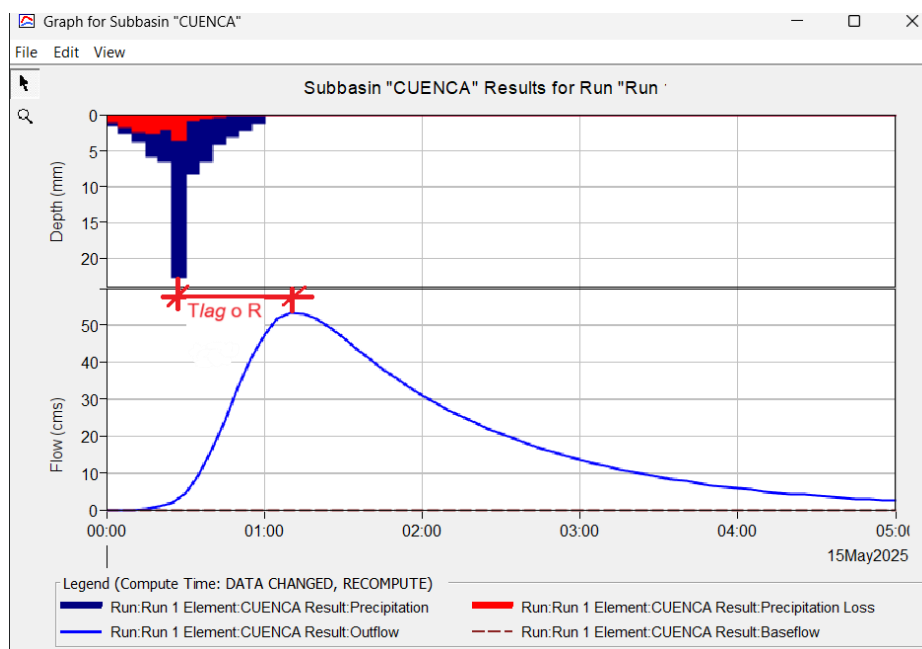
De acuerdo con el Decreto 18 publicado en la Reforma del Diario Oficial de 2022 (República de El Salvador, 2022), para obtener el Tiempo de Concentración (T_c) que se empleará para calcular la intensidad (i), se debe calcular previamente el Tiempo de Concentración de Cálculo (TCc).

El valor seleccionado para el T_c puede ser cualquiera de los tres métodos empíricos de cálculo propuestos, siempre que no supere el promedio de todos los valores considerados más el 50% de la diferencia máxima (calculada como la diferencia entre el mayor y el menor T_c). En caso de que el valor elegido exceda este límite, se adoptará como valor máximo dicho resultado.

$$T_{Cc} = T_{c_{med}} + 50\%(T_{c_{máx}} - T_{c_{mín}}) \quad (4)$$

2.1.7.5. Tiempo de retardo

El tiempo de retardo es un parámetro hidrológico que representa el tiempo entre el centro de masa de la lluvia efectiva y el pico del hidrograma de escorrentía. A diferencia del tiempo de concentración (T_c) que considera el tiempo máximo de recorrido, Es un parámetro de traducción del hidrograma: controla el desfase entre la lluvia efectiva y la respuesta de caudal. (US Army Corps of Engineers, s.f.)



Gráfica 2.3 Representación gráfica del tiempo de retardo T_{lag} . Fuente: Elaboración propia.

Este parámetro es influenciado por factores como el tamaño y la forma de la cuenca, el tipo de suelo, el uso del suelo, la pendiente y las condiciones de saturación inicial. Cuencas más extensas o con topografía plana suelen tener un Tlag mayor, mientras que, en cuencas pequeñas, urbanizadas o con pendientes pronunciadas, el Tlag es corto, evidenciando una respuesta más rápida y con mayor riesgo de inundación.

2.1.7.6. Coeficiente de almacenamiento

Es un parámetro del modelo Clark que representa el almacenamiento lineal en la cuenca (conceptualmente análogo a un “tanque de retención” con descarga lineal). Controla el ensanchamiento o atenuación del hidrograma. Relación empírica usada en las guías de HEC-HMS.

Se calcula a partir del Tiempo de concentración (Tc) con la siguiente expresión (US Army Corps of Engineers, s.f.):

$$R = \frac{13}{7} \times T_c \quad (5)$$

Donde: Tc, en horas.

El tiempo de retardo (Tlag) de acuerdo con el HEC-HMS User’s Manual & Technical Reference (US Army Corps of Engineers, s.f.), representa el desfase entre la lluvia efectiva y la respuesta hidrológica de la cuenca, mientras que el coeficiente de almacenamiento (R) refleja la capacidad de la cuenca para almacenar y liberar agua, influyendo directamente en la atenuación y ensanchamiento del hidrograma.

2.1.8. Hidrograma

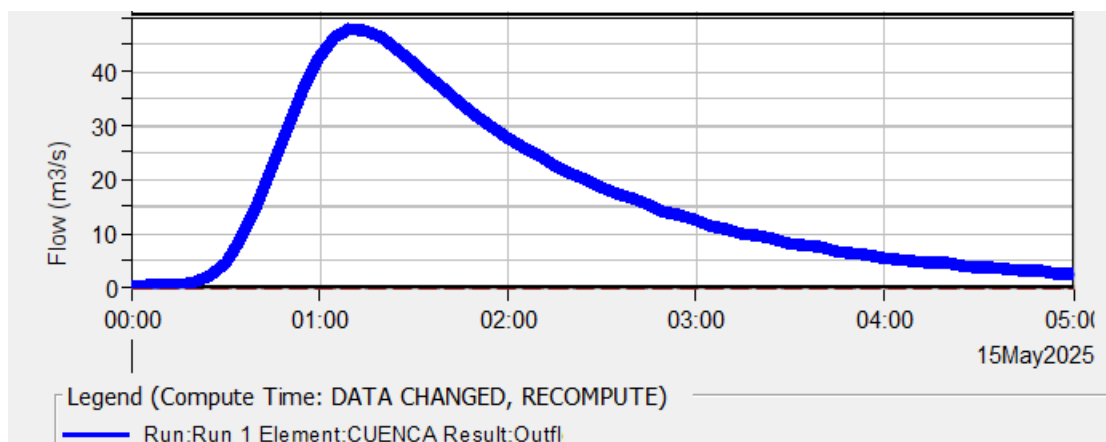
El hidrograma es una herramienta fundamental en la hidrología, ya que representa gráficamente la variación del caudal que fluye por un cauce en función del tiempo, como respuesta a un evento de precipitación de acuerdo con Sáenz (1999).

En el eje horizontal se representa el tiempo (en minutos u horas) y en el eje vertical el caudal (expresado comúnmente en m^3/s).

Este tipo de gráfico refleja cómo una cuenca hidrográfica responde a un evento lluvioso, desde el inicio de la precipitación hasta el retorno del flujo a condiciones normales. Un hidrograma típico incluye tres fases: la fase de ascenso (donde el caudal comienza a incrementarse debido a la escorrentía generada por la lluvia), el pico máximo (o caudal pico, que corresponde al momento de mayor escurrimiento), y la fase de recesión (donde el caudal disminuye gradualmente por el agotamiento del escurrimiento superficial y subsuperficial).

La forma y magnitud de un hidrograma dependen de múltiples factores, como la intensidad y duración de la lluvia, las características físicas de la cuenca (pendiente, uso de suelo, tipo de suelo, cobertura vegetal), y las condiciones iniciales de humedad. En estudios hidrológicos e hidráulicos, el análisis del hidrograma es esencial para dimensionar obras de paso, drenajes pluviales y estructuras de control de inundaciones.

Para fines de modelación, se puede obtener un hidrograma mediante observaciones directas en estaciones hidrométricas o bien a través de modelos hidrológicos como el HEC-HMS, que transforman eventos de lluvia simulados (representados mediante hietogramas) en caudales, aplicando métodos de transformación como el método del número de curva o el método de Clark.



Gráfica 2.4 Ejemplo de hidrograma generado en HEC-HMS. Fuente: Elaboración propia.

2.1.9. Caudales máximos

Con la precipitación y los tiempos de concentración definidos, se puede calcular el caudal máximo esperado en la cuenca, lo que es esencial para el diseño y planificación.

Caudal máximo: El caudal máximo se refiere al mayor flujo de agua que puede registrarse en un punto específico de un río o sistema de drenaje durante un período de tiempo determinado, generalmente asociado a un evento de precipitación extrema, (Gribbin, 2017). Este caudal se mide en unidades de volumen por tiempo, comúnmente en metros cúbicos por segundo (m^3/s).

Existen diversos métodos para calcular caudales máximos, cada uno con sus propias aplicaciones y limitaciones. A continuación, se describen algunos de los más comunes:

2.1.9.1. Método racional

Este método se basa en la ecuación de balance de agua para estimar el caudal máximo en una cuenca pequeña. Este método asume que la totalidad del agua de lluvia se convierte en escorrentía

superficial, lo que permite simplificar el cálculo del caudal. (Chow, Maidment, & Mays, 1988, pág. 496)

$$Q = CiA \quad (6)$$

Donde: Q = Caudal máximo (m^3/s)

C = Coeficiente de escorrentía (depende del uso del suelo y la cobertura)

i = Intensidad de la lluvia (mm/h)

A = Área de la cuenca (ha)

Este método es especialmente adecuado para cuencas pequeñas, donde se puede asumir que la escorrentía se produce de manera rápida. Según el (RLDOT Decreto No18, 2022) de El Salvador, el método racional es aplicable a áreas con extensión igual o menor a 2.5 km^2 . Por esta razón, en esta investigación se emplea este método para estimar el caudal en la cuenca de estudio.

2.1.9.2. Método del número de curva (SCS)

El método de Número de Curva (SCS, por sus siglas en inglés) es una técnica ampliamente utilizada en hidrología para estimar la escorrentía superficial a partir de la precipitación. Este método fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (Soil Conservation Service) de los Estados Unidos (ahora conocido como NRCS, Natural Resources Conservation Service).

El método se basa en la relación entre la precipitación y la escorrentía, desarrollado en (Sáenz, 1999, pág 144), considerando las características del suelo, el uso del terreno y las condiciones de humedad antecedente.

Se utiliza un Número de Curva (CN), que varía entre 0 y 100, para representar la capacidad de infiltración del suelo. Un CN bajo indica alta infiltración (suelos permeables), mientras que un CN alto indica baja infiltración (suelos impermeables).

El número de curva depende de las siguientes características de la cuenca estudiada:

1. Grupo hidrológico del suelo
2. Uso del suelo
3. Condición previa de humedad

Se utiliza para predecir la cantidad de escorrentía que se generará en una cuenca hidrográfica debido a una lluvia específica. Es especialmente útil en la planificación de obras de drenaje, control de inundaciones y diseño de infraestructuras hidráulicas.

2.1.9.2.1. Grupo hidrológica del suelo

En el contexto del planeamiento de cuencas hidrográficas, los suelos se clasifican en grupos hidrológicos (A, B, C y D) con el fin de estimar la escorrentía superficial generada por eventos de precipitación. Esta clasificación se basa en las propiedades intrínsecas de los suelos desnudos (sin cobertura vegetal) bajo condiciones de humedecimiento prolongado. (Sáenz, 1999)

Los suelos han sido clasificados de acuerdo con el potencial de escurrimiento:

Tabla 2.2 Clasificación hidrológica de suelos. Fuente: (RLDOT Decreto No18, 2022)

Grupo hidrológico	Descripción de grupo
GRUPO A:	Suelos con alta capacidad de infiltración. Suelos profundos, arenas y gravas bien o excesivamente drenadas.
GRUPO B:	Suelos con moderada capacidad de infiltración. Suelos de moderadamente profundos a profundos, con texturas moderadamente gruesas.
GRUPO C:	Suelos con baja capacidad de infiltración. Suelos con estratos que impiden el movimiento hacia abajo del agua o suelos con textura moderadamente fina a fina.
GRUPO D:	Suelos con muy baja capacidad de infiltración. Suelos arcillosos, suelos con altas napas freáticas permanentes o con materiales impermeables cerca de la superficie.

2.1.9.2.1. Uso de suelo

El uso del suelo se refiere al tipo de cobertura terrestre presente en la cuenca (por ejemplo, áreas urbanas, cultivos, pastizales, bosques, cuerpos de agua, etc.). Esta información se obtiene a partir de imágenes satelitales, fotografías aéreas o mediante SIG (como QGIS). La clasificación del uso del suelo permite asociar cada área a un tipo específico de cobertura con un comportamiento hidrológico determinado.

Define cómo la cobertura vegetal y las actividades humanas afectan la esorrentía. Incluye:

Tipos de Uso/Terreno (USDA, Natural Resources Conservation Service, 2004)

- Áreas urbanas: Pavimento (CN $\approx$ 98), techos (CN $\approx$ 98), zonas verdes (CN variable según suelo).
- Agricultura: Cultivos en surcos (CN alto si el suelo está compactado), terrazas (reducen CN).
- Bosques: Depende de la densidad (CN bajo si hay cobertura espesa).
- Pastizales: CN varía según el manejo (pastoreo intensivo aumenta el CN).

2.1.9.2.2. Condiciones de humedad antecedente

El método del número de curva de escorrentía tiene 3 niveles de humedad antecedente, dependiendo de la precipitación total en los 5 días previos a la tormenta. AMC (Antecedent Moisture Condition, por sus siglas en inglés) es un factor clave en el método del Número de Curva (SCS) que define el grado de humedad del suelo antes de un evento de lluvia. (Sáenz, 1999)

La condición de humedad antecedente seca (AMC I) tiene el menor potencial de escorrentía, con los suelos estando lo suficientemente secos para un arado satisfactorio. La condición de humedad antecedente promedio (AMC II) tiene un potencial de escorrentía promedio. La condición de humedad antecedente húmeda (AMC III) tiene el mayor potencial de escorrentía, con la cuenca hidrográfica prácticamente saturada de precipitaciones anteriores. (Sáenz, 1999, pág 146)

En la normativa salvadoreña, la Oficina de Planificación del Área Metropolitana adopta los siguientes valores de CN para la condición de Humedad Antecedente II: (RLDOT Decreto No18, 2022)

Tabla 2.3 Valores de CN en función del uso de suelo con humedad antecedente II. (RLDOT Decreto No18, 2022)

Uso de la tierra	Prácticas de cultivo	Condiciones hidrológicas	Características hidrológicas del suelo			
			A	B	C	D
Barbecho	Surco recto	Pobre	77	86	91	94
Cultivos en hilera	Surco recto	Pobre	72	81	88	91
	Surco recto	Bueno	67	78	85	89
	Curvas a nivel	Pobre	70	79	81	88
	Curvas a nivel	Bueno	65	75	82	86
	Curvas a nivel/terrazas	Pobre	66	74	80	82
	Curvas a nivel/terrazas	Bueno	62	71	78	81

Uso de la tierra	Prácticas de cultivo	Condiciones hidrológicas	Características hidrológicas del suelo			
			A	B	C	D
Grano pequeño	Surco recto	Pobre	65	76	84	88
	Surco recto	Bueno	63	75	83	87
	Curvas a nivel	Pobre	63	74	82	85
	Curvas a nivel	Bueno	61	73	81	84
	Curvas a nivel/terrazas	Pobre	61	72	79	82
	Curvas a nivel/terrazas	Bueno	59	70	78	81
Legumbres o praderas rotativas	Surco recto	Pobre	66	77	85	89
	Surco recto	Bueno	58	72	81	85
	Curvas a nivel	Pobre	64	75	83	85
	Curvas a nivel	Bueno	55	69	78	85
	Curvas a nivel/terrazas	Pobre	63	73	80	83
	Curvas a nivel/terrazas	Bueno	51	67	76	80
Pastizales	Curvas a nivel	Pobre	68	79	86	89
	Curvas a nivel	Regular	49	69	79	84
	Curvas a nivel	Bueno	39	61	74	80
Praderas		Bueno	30	58	71	78
Bosques	Con cobertura pobre	Pobre	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
	Con buena cobertura	Bueno	25	55	70	77
Granjas			59	74	82	86
Caminos terracería			72	82	87	89
Caminos pavimentados sin cunetas			74	84	90	92
Caminos pavimentados con cunetas			98	98	98	98
Áreas comerciales (80% impermeable)			89	92	94	95
Áreas industriales (72% impermeable)			81	88	91	93
Áreas residenciales (65% impermeable)			77	85	90	92
Áreas residenciales (25% impermeable)			54	70	80	85
Pavimento y tejados (superficies impermeables)			100	100	100	100

2.1.9.2.3. Cálculo de CN ponderado

Cuando la cuenca tiene diferentes tipos de uso de suelo y grupos hidrológicos, se debe calcular un CN ponderado, usando el siguiente procedimiento: (RLDOT Decreto No18, 2022)

$$CN_{ponderado} = \frac{\sum CN \times A}{\sum A} \quad (7)$$

Donde:

CN = Curva número con antecedente tipo II.

A = Área (m^2)

Debido a que los valores de CN ponderado se obtienen con humedad antecedente tipo II, se deben convertir a antecedente tipo III, de acuerdo con la normativa salvadoreña.

2.1.9.2.4. Conversión de AMC II a AMC III

Para transformar los valores de CN de humedad antecedente tipo II a tipo III, se utiliza la siguiente expresión (RLDOT Decreto No18, 2022):

$$CN_{III} = \frac{23CN_{II}}{10 + 0.13CN_{II}} \quad (8)$$

2.1.9.2.5. Cálculo de retención potencial máxima S

A partir del CN ajustado, se calcula el almacenamiento potencial máximo del suelo (S) con la fórmula: (USDA, Natural Resources Conservation Service, 2004)

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (9)$$

Donde:

CN : número de curva del método SCS con humedad antecedente III.

S = Retención potencial máxima del suelo (mm), representa la capacidad máxima del suelo y vegetación para almacenar agua antes de que ocurra escurrimiento.

2.1.9.2.6. *Abstracción inicial*

Abstracción inicial, es la cantidad de lluvia que se pierde antes de que comience la escorrentía (infiltración inicial, intercepción, retención superficial). Se estima generalmente como: (USDA, Natural Resources Conservation Service, 2004)

$$I_a = 0.2S \text{ (mm)} \quad (10)$$

Este valor puede variar si el estudio lo justifica, pero el 20% es el valor estándar utilizado por el SCS.

2.1.9.2.7. *Cálculo de caudal directo*

La relación entre precipitación (P) y el caudal directo total (Q) se expresa mediante la ecuación (USDA, Natural Resources Conservation Service, 2004):

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad (11)$$

Donde:

Q = Caudal directo total o escorrentía superficial (mm)

P = Precipitación total (mm)

I_a = Abstracción inicial.

S = Retención potencial máxima

Además del número de curva CN es necesario determinar el porcentaje de impermeabilización de la cuenca, y para ello se considera el grado de impermeabilización de cada tipo de clasificación de uso de suelo. El porcentaje de impermeabilización de la cuenca completa se calcula con la siguiente expresión:

$$\%IMP_{cuenca} = \frac{\text{Área impermeabilizada}}{\text{Área total de la cuenca}} \quad (12)$$

2.1.9.2.8. Modelación en HEC-HMS

El software HEC-HMS (Hydrologic Modeling System) desarrollado por el US Army Corps of Engineers es una herramienta para la simulación de procesos hidrológicos, especialmente escorrentía superficial. (GEASIG, 2021)

En el contexto del método SCS, HEC-HMS permite:

- Delimitar subcuencas.
- Asignar parámetros hidrológicos como CN, área de cuenca, pendiente, longitud del flujo.
- Incorporar hietogramas de diseño.
- Simular la transformación lluvia-escorrentía mediante el método SCS.
- Calcular el hidrograma de escorrentía y el caudal pico resultante.

Tabla 2.4 Resumen de datos a ingresar en HEC-HMS para modelado hidrológico. Fuente:
Elaboración propia.

Componente	Parámetro	Unidad	Descripción
Modelo meteorológico	Precipitación por intervalo	mm	Lluvia registrada o hietograma (bloque alterno)
	Intervalo de tiempo	min o h	Frecuencia de registro de la lluvia
Cuenca (Sub-basin)	Área de la cuenca	km ²	Superficie total de la cuenca
Pérdidas (Método CN-SCS)	Número de curva (CN)	adimensional	Representa la capacidad de infiltración del suelo
	Precipitación inicial abstraída (Ia)	mm	Calculada como $0.2 \cdot S$, donde S depende de CN
	Porcentaje de impermeabilidad (%)	%	Representa la proporción del área de la cuenca que está cubierta por superficies impermeables
Transformación (Método Clark Unit Hydrograph)	Tiempo de concentración (Tc)	hr	Tiempo que tarda el agua en concentrarse en el punto de salida
	Tiempo de retraso (Tlag)	hr	Usualmente, $T_{lag} = \frac{13}{7} \times T_c$
	Almacenamiento (S)	mm	Capacidad de almacenamiento del suelo ($S = (25400/CN) - 254$)
	Tiempo base del hidrograma unitario	h	Tiempo total del hidrograma, necesario en algunos métodos
	Tipo de hidrograma unitario	—	Clark
Escorrentía base (opcional)	Caudal base (si se modela)	m ³ /s	Si se incorpora caudal constante o variable antes del evento de lluvia

2.1.10. Cálculo de caudal máximo teórico en la bóveda con fórmula de Manning

La ecuación de Manning es una de las herramientas más utilizadas en ingeniería hidráulica para estimar el caudal en canales con flujo permanente y uniforme, tanto abiertos como cerrados con superficie libre. Esta condición implica que la presión en la superficie del flujo es igual a la presión atmosférica, y que la bóveda no debe estar completamente llena ni operar en régimen presurizado. Su aplicación es particularmente útil cuando se conoce la geometría del canal y se desea calcular la capacidad hidráulica teórica de conducción. (Chow, Open-Channel Hydraulics, 1959)

La fórmula se expresa como:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (13)$$

Donde:

Q = Caudal, en m³/s.

n = coeficiente de rugosidad de Manning, adimensional.

A = Área hidráulica, en m².

R = radio hidráulico definido como $R = \frac{A}{P}$, en m

P = Perímetro mojado, en m.

S = pendiente longitudinal del canal, en m/m.

El valor de n depende del material y condiciones del canal. Para estructuras de concreto en condiciones regulares, se recomienda un valor de $n=0.013$ (Chow, 1959, pág 98). Esta fórmula es de gran utilidad para realizar una primera aproximación de la capacidad hidráulica de una sección, así como para validar resultados obtenidos mediante modelación computacional.

2.1.11. Software de modelación hidrológica e hidráulica

El uso de software especializado en modelación hidrológica e hidráulica se ha consolidado como una herramienta esencial en la ingeniería moderna para el análisis, diseño y gestión de sistemas de drenaje y obras de paso. Estos programas permiten integrar la teoría hidráulica e hidrológica con procedimientos computacionales que simulan de manera más realista el comportamiento de las cuencas y de las estructuras frente a eventos de lluvia y escorrentía.

Entre los programas más utilizados se encuentran HEC-HMS (Hydrologic Modeling System) y HEC-RAS (River Analysis System), ambos desarrollados por el Hydrologic Engineering Center del U.S. Army Corps of Engineers. (US Army Corps of Engineers, s.f.)

HEC-HMS se emplea principalmente para la simulación de procesos hidrológicos a nivel de cuenca. El programa permite modelar el proceso de transformación lluvia–escorrentía mediante diversos métodos, como el número de curva del Soil Conservation Service (SCS) para la infiltración y el hidrograma unitario para la conversión de la lluvia efectiva en caudal. En el contexto de esta investigación, HEC-HMS se utilizó para estimar los caudales de diseño asociados a diferentes períodos de retorno (10, 25 y 50 años), tomando como base la información climatológica disponible y las características de la cuenca de aporte.

HEC-RAS está orientado al análisis hidráulico de cauces y estructuras, permitiendo calcular perfiles de flujo permanente y no permanente, regímenes de flujo (subcrítico, supercrítico, mixto) y condiciones de presión en secciones de paso. En este estudio, HEC-RAS fue utilizado para modelar el comportamiento hidráulico de la bóveda de la Quebrada La Mascota, evaluando la

capacidad de conducción, los tirantes máximos y la relación entre los caudales de entrada y la sección transversal de la estructura.

La combinación de ambos programas resulta particularmente útil: HEC-HMS proporciona los caudales de entrada para los diferentes escenarios de diseño, mientras que HEC-RAS permite evaluar la respuesta de la infraestructura ante esos caudales. De esta manera, se obtiene una visión integral del problema, que no solo considera la magnitud de la escorrentía generada, sino también la capacidad real de la obra de paso para conducirla bajo condiciones de operación específicas. El empleo conjunto de HEC-HMS y HEC-RAS constituye una metodología robusta y replicable que complementa los métodos teóricos de cálculo (Manning, Racional, SCS), aportando mayor realismo y confiabilidad al análisis de riesgos por inundaciones urbanas.

2.1.12. Aplicación de HEC-HMS en la estimación de caudales de diseño

El HEC-HMS se utilizó en esta investigación como la herramienta principal para la estimación de caudales de diseño en la cuenca de la Quebrada La Mascota. El modelo permitió simular el proceso lluvia–escorrentía mediante la incorporación de información climatológica, hidrológica y fisiográfica de la cuenca.

La metodología adoptada se basó en el uso del Número de Curva (CN) del Soil Conservation Service (SCS), aplicado para estimar la infiltración y determinar la lluvia efectiva a partir de las precipitaciones máximas estimadas para períodos de retorno de 10, 25 y 50 años. Posteriormente, se utilizó el hidrograma unitario SCS para transformar la lluvia efectiva en hidrogramas de escorrentía, lo que permitió obtener los caudales pico de diseño.

La principal ventaja de emplear HEC-HMS radica en que el modelo integra los parámetros hidrológicos de la cuenca con registros de precipitación, permitiendo simular diferentes escenarios de tormenta y periodos de retorno. De esta manera, los resultados obtenidos constituyen una representación más cercana al comportamiento real de la cuenca urbana, en comparación con los métodos simplificados como el método Racional.

En este estudio, los valores de caudal de diseño obtenidos con HEC-HMS fueron posteriormente utilizados como condiciones de entrada para la modelación hidráulica en HEC-RAS, garantizando la consistencia entre la estimación hidrológica y la evaluación hidráulica de la bóveda.

2.1.12.1. Configuración del modelo en HEC-HMS

Para construir el modelo hidrológico, se siguieron los siguientes pasos:

- Delimitación de la cuenca y subcuencas: A partir del modelo digital de elevación (DEM), se definieron las áreas de aporte, pendientes, longitudes del cauce principal y otros parámetros geomorfológicos mediante software GIS (QGis).
- Método de pérdidas: Se aplicó el método del Número de Curva del SCS, el cual estima la esorrentía efectiva a partir del tipo de suelo, uso del suelo y condiciones de humedad antecedente.
- Hietograma de entrada: Se construyó utilizando el método del bloque alterno, a partir de la curva IDF correspondiente al período de retorno de diseño.

- Transformación de escurrentía: Se utilizó el método de Clark, que considera el tiempo de concentración (T_c) y un coeficiente de retardo (R) para transformar la escurrentía efectiva en caudal.

2.1.12.2. Resultados del modelo en HEC-HMS

Al ejecutar la simulación en HEC-HMS, se obtuvo el hidrograma de salida, donde se identifican los siguientes parámetros clave:

- Caudal pico (a): Máximo valor de caudal registrado.
- Tiempo al pico (T_p): Tiempo desde el inicio del evento hasta que ocurre el caudal máximo.
- Volumen de escurrentía: Integración del caudal en el tiempo.
- Duración del evento: Tiempo total de respuesta de la cuenca.

Estos resultados constituyen la base para la modelación hidráulica posterior en HEC-RAS, ya que permiten definir el caudal de entrada al sistema fluvial o estructura analizada. El hidrograma de salida representa la respuesta hidrológica de una cuenca ante un evento de precipitación. Este permite conocer la variación temporal del caudal en la salida de la cuenca, lo cual es fundamental para el diseño de obras hidráulicas, análisis de inundaciones y gestión de riesgos.

2.1.13. Aplicación de HEC-RAS en la modelación hidráulica de la bóveda

El HEC-RAS (River Analysis System) fue empleado para analizar el comportamiento hidráulico de la bóveda de la Quebrada La Mascota frente a los caudales de diseño estimados en HEC-HMS. Este software permite simular el flujo a superficie libre en conducciones y cauces, determinando perfiles de tirantes, regímenes de flujo y posibles condiciones de presión en la estructura.

La modelación hidráulica consistió en representar la geometría de la bóveda a partir de datos obtenidos en el levantamiento de campo, incluyendo dimensiones de la sección transversal, pendiente del conducto y condiciones de entrada y salida. Con esta información se generó un modelo unidimensional que permitió calcular los tirantes para cada escenario de caudal ($Pr = 10$, 25 y 50 años).

La comparación de los caudales máximos con la capacidad teórica calculada mediante la fórmula de Manning permitió validar la suficiencia hidráulica de la bóveda bajo los escenarios de diseño considerados.

La aplicación de HEC-RAS fue fundamental para complementar el análisis hidrológico, pues permitió trasladar los caudales estimados hacia un contexto hidráulico real, verificando la seguridad operativa de la infraestructura y detectando el margen de capacidad disponible frente a eventos de diseño.

2.1.13.1. Configuración del modelo en HEC-RAS

El modelo se construyó en base a las siguientes etapas:

Geometría del cauce:

- Se importó la geometría del cauce desde un modelo digital de terreno procesado en Civil 3D.
- Se definieron secciones transversales, tramos de flujo, líneas de flujo, y estructuras hidráulicas

Condiciones de borde:

- Se definió el caudal de entrada en el tramo inicial, utilizando el hidrograma generado en HEC-HMS.
- Se establecieron condiciones aguas abajo (nivel normal, flujo crítico, o perfil conocido) y la condición de pendiente aguas arriba.

Parámetros de rugosidad:

- Se asignaron valores de coeficiente de Manning (n) en cada tramo, en función del tipo de superficie (vegetación, lecho, márgenes).

Simulación del flujo:

- Se ejecutó la simulación bajo condiciones de flujo permanente o flujo no permanente, según los objetivos del análisis.
- Se generaron perfiles de flujo, niveles de lámina de agua y se identificaron posibles zonas de desbordamiento o insuficiencia hidráulica.

2.1.13.2. Resultados del modelo hidráulico

Los principales productos del modelo en HEC-RAS incluyen:

- Perfil de la lámina de agua: Altura del flujo a lo largo del cauce.
- Velocidades y tirantes de flujo: Información clave para el diseño de revestimientos o estructuras de protección.

Capítulo 3. Desarrollo de la investigación

Capítulo 3. Desarrollo de la investigación

3.1. Descripción de la bóveda hidráulica

La bóveda de la Quebrada La Mascota se encuentra estratégicamente ubicada debajo de la 79 Avenida Sur, en el Municipio de San Salvador Centro, Departamento de San Salvador. Esta posición geográfica específica la sitúa en una zona de importancia dentro de la red de infraestructuras hidráulicas de la ciudad. La elección de esta ubicación responde a la necesidad de gestionar el flujo de agua de la quebrada de manera eficiente y mitigar el riesgo de inundaciones en una zona propensa a eventos climáticos extremos, como lluvias intensas y tormentas.

Ubicación de la bóveda:

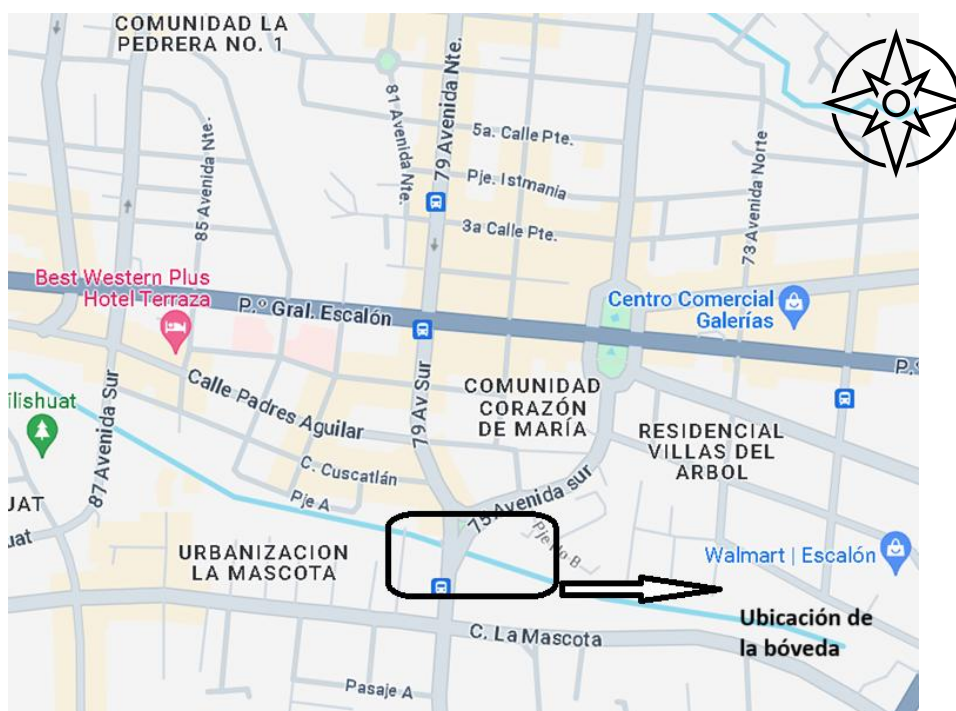


Figura 3.1 Ubicación en Google Maps de Bóveda en la 79 Av. Sur. Fuente: Elaboración Propia.

La 79 Avenida Sur, como estructura vial principal, atraviesa esta área, y la presencia de la bóveda debajo de ella indica la importancia de integrar la infraestructura hidráulica con la planificación

urbana. La posición estratégica de la bóveda no solo busca proteger la integridad de la avenida y áreas circundantes, sino también salvaguardar la seguridad y el bienestar de los habitantes de la zona.



Figura 3.2 Bóveda hidráulica bajo 79 Av. Sur en Quebrada La Mascota. Fuente: Estefany Cárcamo 2024.

Se llevó a cabo una visita a la bóveda como parte de las actividades de investigación. Durante esta visita, se realizó un levantamiento detallado de las dimensiones de la estructura, con el propósito de utilizar dicha información en la evaluación de su capacidad frente a la demanda actual. A partir de la inspección realizada, se definió la geometría de la bóveda, la cual se presenta en la Figura 3.3 y Figura 3.4. Para la toma de medidas se emplearon una cinta métrica de 8 metros de longitud y un distanciómetro, garantizando precisión en los datos obtenidos.

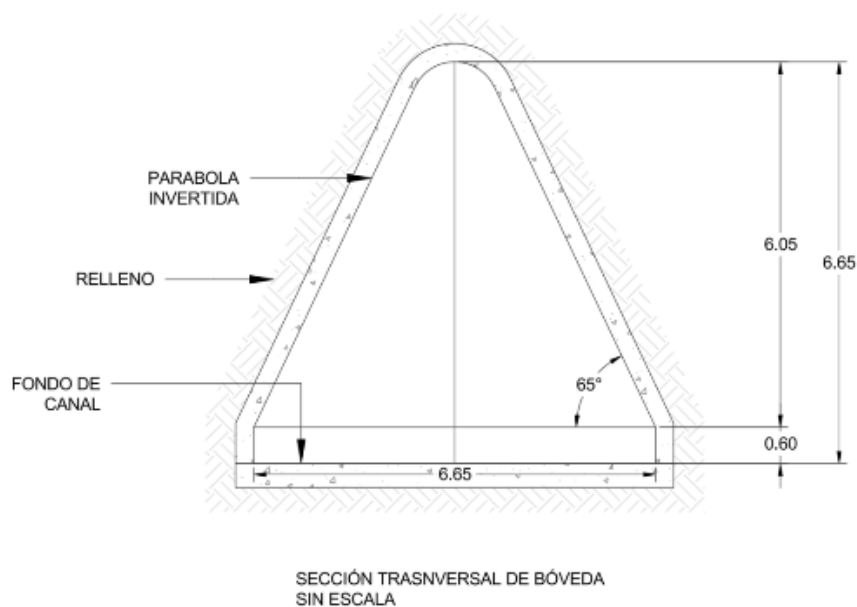


Figura 3.3 Sección transversal de bóveda. Fuente: Elaboración propia.

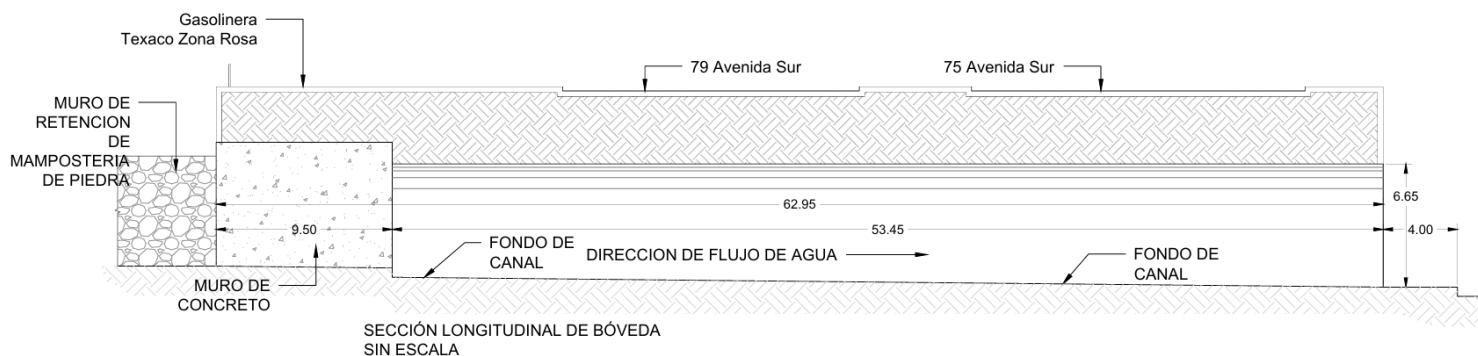


Figura 3.4 Sección Longitudinal de bóveda 79 Av. Sur. Fuente: Elaboración propia.

La pendiente observada en el tramo evaluado muestra continuidad, aunque se detectaron zonas con acumulación de material que podrían generar pérdidas de energía y afectar la velocidad del flujo. Este comportamiento geométrico condiciona directamente la capacidad de la infraestructura para responder ante caudales extremos y resalta la importancia de mantener la sección despejada.



Figura 3.5 Acero expuesto debido a socavación local en salida de la Bóveda hidráulica bajo 79 Av. Sur en Quebrada La Mascota. Fuente: Estefany Cárcamo 2024.

En la Figura 3.5 se evidencia la socavación superficial, consecuencia de la acción del agua y la pérdida de recubrimiento de concreto; este fenómeno compromete la durabilidad de la bóveda.



Figura 3.6 Muros laterales aguas arriba del ingreso a la Bóveda hidráulica bajo 79 Av. Sur en Quebrada La Mascota. Fuente: Estefany Cárcamo 2024.

Se observan signos de desgaste y afectaciones superficiales, como arrastre de material que, aunque no comprometen de manera inmediata la estabilidad global, representan puntos vulnerables frente a lluvias intensas. Estas condiciones, sumadas a la falta de mantenimiento, aceleran el deterioro y reducen la vida útil de la obra.

3.2. Descripción de la cuenca hidrográfica de estudio

La cuenca hidrográfica en estudio está ubicada en el departamento de San Salvador y el Departamento de La Libertad, es un área de drenaje que recolecta las aguas provenientes de las laderas del volcán de San Salvador y las conduce hacia zonas más bajas de la ciudad.

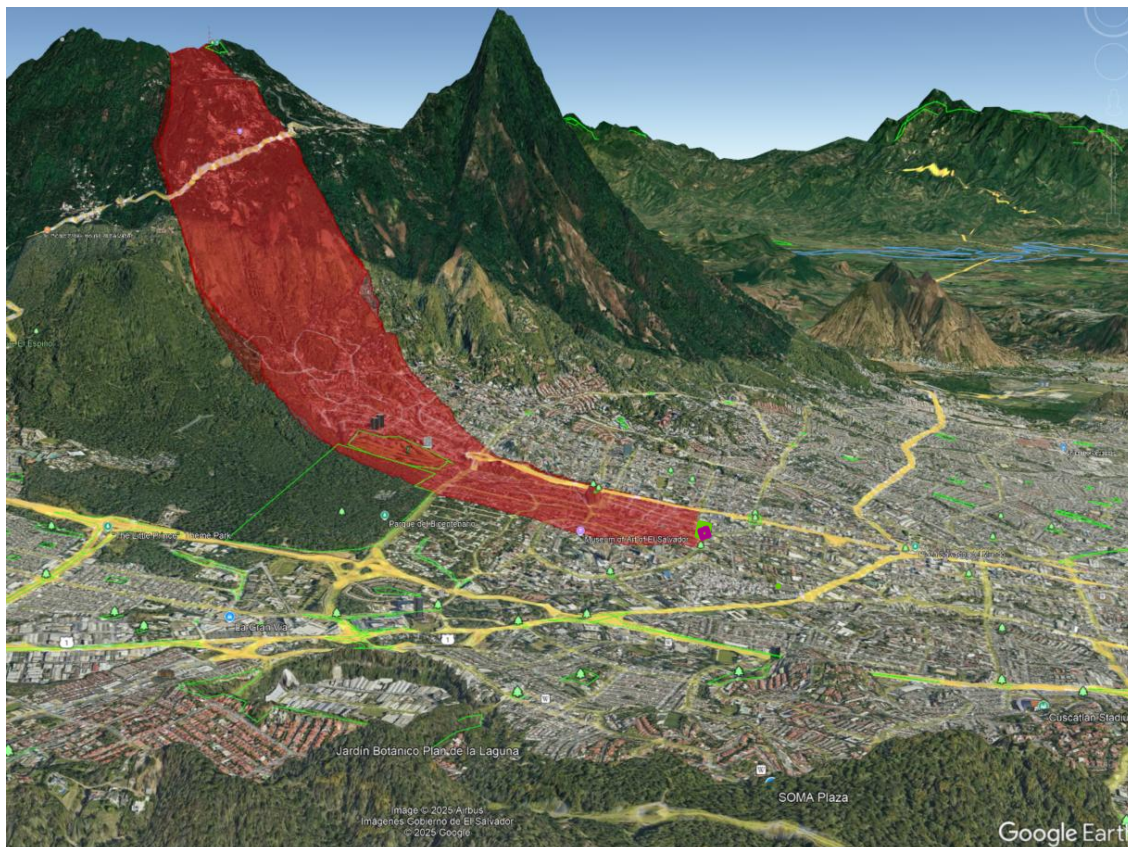


Figura 3.7 Vista 3D de la cuenca de estudio en programa Google Earth. Fuente: Elaboración propia.

Para determinar la cuenca de drenaje de la quebrada La Mascota en el sitio de estudio, se proyectaron los límites del proyecto dado en el plano topográfico proporcionado en un cuadrante topográfico a escala 1:50,000 con curvas de nivel a cada 100m. En la siguiente figura se muestra la cuenca trazada de la Quebrada La Mascota con el programa AutoCAD.

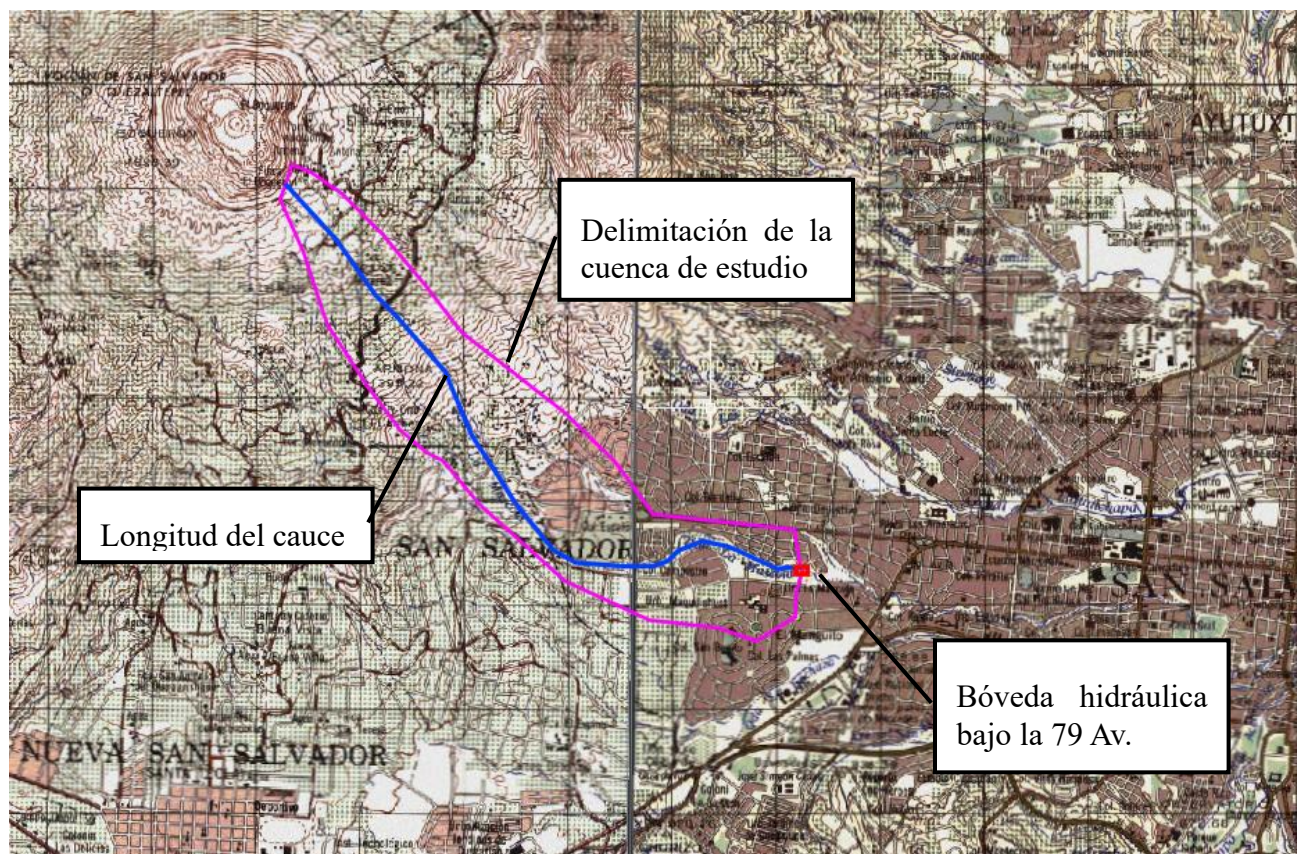


Figura 3.8 Trazo de cuenca de drenaje de la quebrada La Mascota en cuadrante topográfico con el programa AutoCAD. Fuente: Elaboración Propia.

Del archivo de AutoCAD se importó a QGIS un archivo en formato DXF que contenía la traza inicial de la cuenca. Este archivo fue complementado con información de afluentes secundarios que descargan en la Quebrada La Mascota, incluyendo la Quebrada El Carmen, con base en los datos proporcionados por la Red Hidrográfica Nacional de El Salvador, desarrollada por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales en su plataforma VIGEA. En QGIS, se utilizó la herramienta de cálculo de geometría para determinar el área de los polígonos generados, correspondientes a cada subcuenca o zona de aporte.



Figura 3.9 Cuenca de estudio definida en programa QGis con afluentes que aportan a la Quebrada La Mascota. Elaboración propia.

3.2.1. Área total de la cuenca

Área total: 6.5192 km²

Área en el departamento de La Libertad: 2.73 km² (41.74% del total)

Área en el departamento de San Salvador: 3.78 km² (58.26% del total)

3.2.2. Altitudes

Cota máxima: 1800 msnm

Cota mínima: 820 msnm

Cota media: Promedio entre la cota máxima y mínima

$$Cota\ media = \frac{Cota\ máxima + Cota\ mínima}{2}$$

$$Cota\ media = \frac{1800 + 820}{2} = 1310$$

Cota media=1310msnm

3.2.3. Longitud del cauce principal

Longitud del cauce: 7267.799 metros = 7.268 km = 23844.4849 ft.

3.2.4. Pendiente de la cuenca

La pendiente se calcula como el cambio en la elevación dividido entre la longitud del cauce, multiplicado por 100 para obtener el valor en porcentaje

$$Pendiente = \left(\frac{Cota\ máxima - Cota\ mínima}{Longitud\ del\ cauce} \right) \times 100$$

$$Pendiente = \left(\frac{1800 - 820}{7267.799} \right) \times 100$$

$$Pendiente = \left(\frac{980}{7267.799} \right) \times 100$$

$$Pendiente = 0.1348 \times 100 = 13.48\%$$

3.2.5. Delimitación de área de acuerdo con el uso de suelo

Para determinar con precisión la influencia de las diferentes coberturas del suelo en la respuesta hidrológica de la cuenca, se realizó un análisis detallado de los usos de suelo presentes en el área de estudio utilizando la herramienta QGis.

A continuación, se muestra la Figura 3.10, donde se delimitaron áreas de acuerdo con el tipo de suelo que conforma la cuenca de estudio:

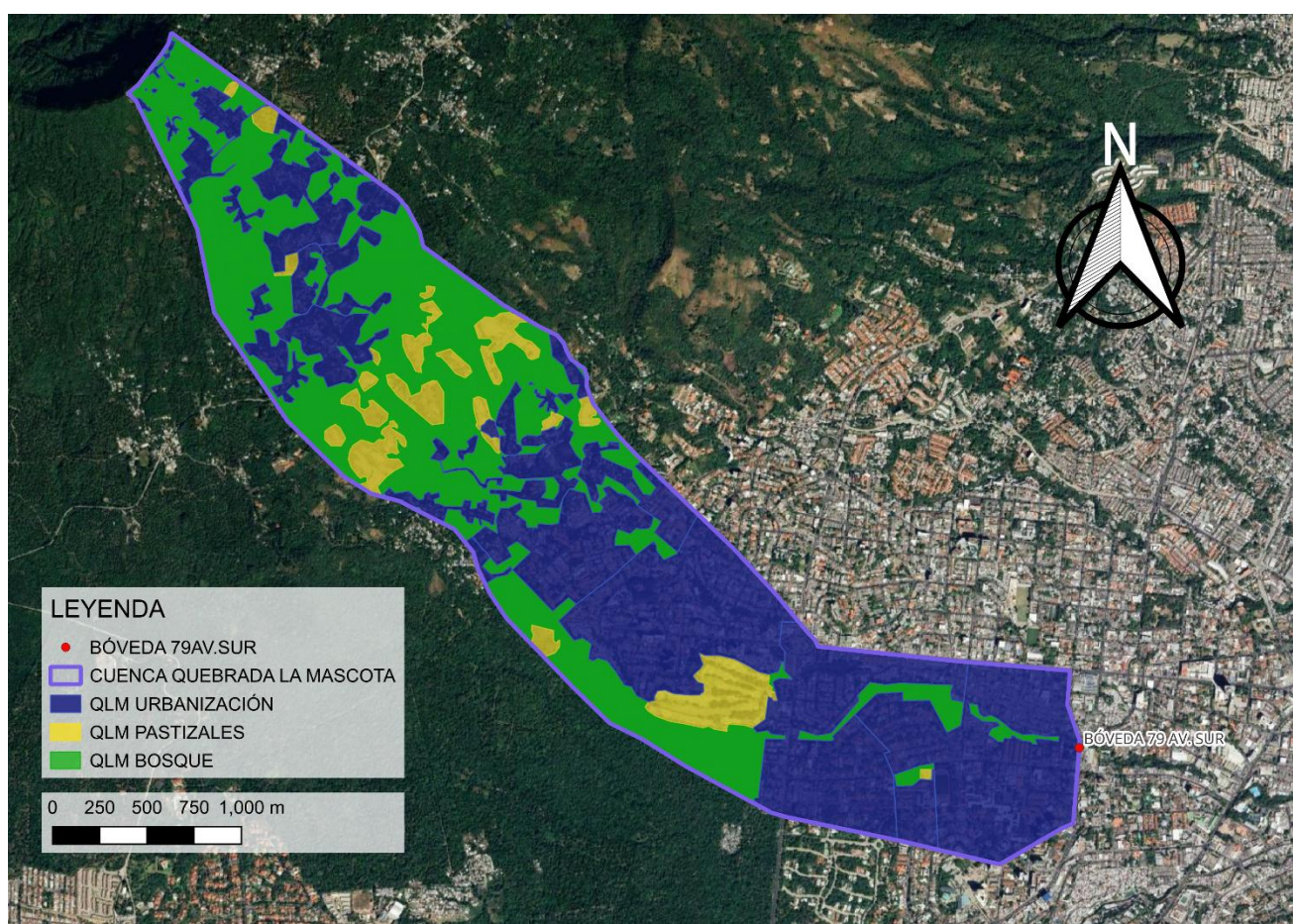


Figura 3.10 Cuenca de estudio con áreas de aporte de acuerdo con el uso de suelo. Fuente: Elaboración propia

La Tabla 3.1, presenta la cuantificación detallada de las áreas delimitadas en el modelo SIG, obtenida mediante el procesamiento cartográfico en QGIS. Los resultados reflejan la distribución espacial de los diferentes usos de suelo identificados en la cuenca de estudio, con sus respectivas superficies expresadas en metros cuadrados (m²) y kilómetros cuadrados (km²) para facilitar el análisis comparativo

Tabla 3.1 Áreas de aporte de acuerdo con el uso de suelo. Fuente: Elaboración propia.

Áreas de Aporte Según Tipo de Superficie				
Urbanización	3497527.768	m ²	3.498	km ²
Pastizales	488760.630	m ²	0.489	km ²
Bosque	2532921.126	m ²	2.533	km ²

3.2.6. Delimitación de área de acuerdo con el grupo hidrológico

Para identificar los grupos hidrológicos del suelo (Hydrologic Soil Groups, HSG) presentes en la cuenca hidrográfica en estudio, se utilizó una capa geoespacial proveniente del servicio WMS proporcionado por el Oak Ridge National Laboratory (ORNL), disponible a través de su visor web interactivo. El conjunto de datos empleado se titula *Global Gridded Hydrologic Soil Groups for Curve Number-Based Runoff Modeling* y fue desarrollado para apoyar estudios hidrológicos a nivel mundial, especialmente aquellos que requieren el uso del método del número de curva (Curve Number).

Con base en este análisis, se elaboró la figura correspondiente, donde se representan los grupos hidrológicos del suelo que se encuentran dentro de los límites de la cuenca. Esta información resulta clave para la estimación del número de curva (CN), dado que la capacidad de infiltración del suelo condiciona la magnitud de escorrentía superficial generada durante un evento de lluvia.

La Figura 3.11 permite identificar las zonas con diferente capacidad de infiltración y su relación con la generación de escorrentía superficial y la Tabla 3.2 complementa este análisis al cuantificar las áreas correspondientes a cada grupo hidrológico, expresadas en metros cuadrados (m^2) y kilómetros cuadrados (km^2)

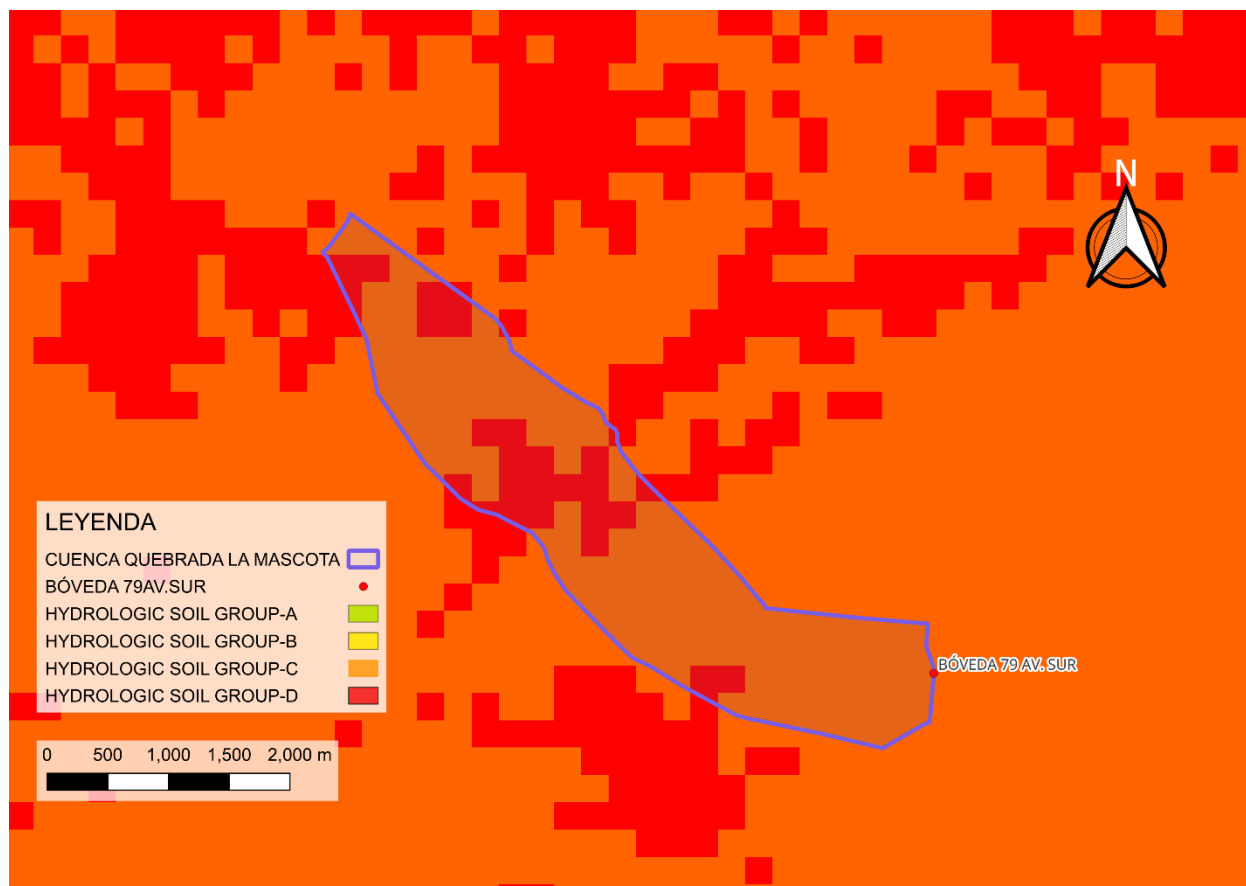


Figura 3.11 Cuenca de estudio con el Grupo de suelo hidrológico. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2 Cuenca de estudio con el tipo hidrológico de suelo. Fuente: Elaboración propia.

Áreas De Grupo De Suelo Hidrológico				
Hydrologic Soil Group A	0.000	m^2	0.000	km^2
Hydrologic Soil Group B	0.000	m^2	0.000	km^2
Hydrologic Soil Group C	5247320.768	m^2	5.247	km^2
Hydrologic Soil Group D	1271897.714	m^2	1.272	km^2

3.2.7. Sobreposición del grupo hidrológico y el uso del suelo

Para determinar el número de curva (CN) de manera precisa, es necesario realizar una sobreposición espacial entre la capa de grupos hidrológicos del suelo (HSG) y la capa de uso del suelo. Esta operación permite identificar las áreas específicas que combinan un tipo de cobertura del suelo con un grupo hidrológico determinado, lo cual es esencial ya que el valor de CN depende de esta interacción. Dicha sobreposición se realiza en un entorno SIG (como QGIS) mediante la herramienta de intersección, y los resultados se utilizan para calcular el CN ponderado y la escurrimiento directa de la cuenca.

La Figura 3.12 presenta el resultado del cruce espacial entre el Grupo Hidrológico del Suelo C, caracterizado por suelos de baja capacidad de infiltración, y los usos de suelo predominantes en la cuenca. Esta intersección permite identificar las zonas específicas donde se combinan suelos del tipo C con coberturas como urbanización, pastizales y bosque, lo cual influye directamente en el valor del número de curva (CN) asignado a cada unidad de análisis. Por su parte, la Figura 3.13 el cruce espacial correspondiente al Grupo Hidrológico del Suelo D, compuesto por suelos de muy baja infiltración o con alta escurrimiento potencial. Esta categoría suele incluir suelos arcillosos, compactados o de drenaje deficiente. Al igual que en el caso anterior, la intersección con los distintos usos de suelo permite una caracterización más precisa de las condiciones hidrológicas de la cuenca, fundamentales para la estimación del CN y la escurrimiento directa.



Figura 3.12 Cuenca de estudio con la sobreposición del Grupo Hidrológico C y el uso del suelo.
Fuente: Elaboración propia.



Figura 3.13 Cuenca de estudio con la sobreposición del Grupo Hidrológico D y tipos de superficie.
Fuente: Elaboración propia.

La siguiente tabla muestra las áreas resultantes de la sobreposición espacial entre los Grupos Hidrológicos del Suelo (HSG) C y D con los principales tipos de superficie o uso del suelo presentes en la cuenca:

Tabla 3.3 Áreas resultante de la sobreposición del grupo hidrológico C y D con los tipos de superficie.

Áreas según la sobreposición del Grupo de Suelo Hidrológico y tipo de Superficie.				
Hsg C + Urbanización	3031074.222	m ²	3.031	km ²
Hsg C + Pastizales	390798.440	m ²	0.391	km ²
Hsg C + Bosque	1825871.747	m ²	1.826	km ²
Hsg D + Urbanización	466563.899	m ²	0.467	km ²
Hsg D + Pastizales	97962.191		0.09796219	km ²
Hsg D + Bosque	706954.918		0.70695492	km ²

3.3. Determinación de la estación pluviográfica

De acuerdo con el Reglamento de la Ley de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Área Metropolitana de San Salvador (RLDOT Decreto No18, 2022), para la estimación de datos de precipitación en estudios hidrológicos, debe priorizarse la estación pluviográfica más cercana al área de estudio o ubicada dentro de un radio máximo de 5 km.

En este caso, la estación pluviográfica El Boquerón fue seleccionada como representativa para el análisis de la cuenca, dado que se encuentra dentro de los límites de la cuenca de estudio, cumpliendo con el criterio de proximidad espacial establecido en el reglamento salvadoreño. Al estar situada a menos de 5 km del área de interés, satisface los requisitos de representatividad hidrológica exigidos.

3.4. Determinación del período de retorno

Para estimar los caudales máximos en la cuenca de estudio, se aplicó una metodología basada en su área de drenaje y datos de precipitación, considerando períodos de retorno de 10, 25 y 50 años. Esta selección múltiple se realizó con el objetivo de realizar un análisis de sensibilidad y facilitar una comparación exhaustiva del comportamiento hidrológico bajo diferentes escenarios de intensidad de lluvia y probabilidad de ocurrencia.

- Un Pr de 10 años implica un evento con una probabilidad del 10% de ocurrir en cualquier año (evento más frecuente y menos severo).
- Un Pr de 25 años representa un evento con una probabilidad del 4% de ocurrencia anual (evento menos frecuente y más severo).
- Un Pr de 50 años corresponde a un evento con una probabilidad del 2% de ocurrir en un año dado (evento mucho menos frecuente y de mayor severidad).

En consecuencia, el caudal resultante para el período de retorno de 50 años (Q_{50}) será significativamente mayor que el de 25 años (Q_{25}) y este a su vez mayor que el de 10 años (Q_{10}). Esta progresión permite evaluar el impacto de eventos de distinta magnitud en la infraestructura y zonificación de la cuenca.

De acuerdo con las directrices de OPAMSS, el análisis hidrológico debe realizarse con un período de retorno de 50 años para garantizar un margen de seguridad adecuado frente a eventos extremos; sin embargo, también se incluyeron los períodos de retorno de 10 y 25 años para facilitar una comparación más completa y para proporcionar contexto sobre el comportamiento de la cuenca ante eventos de menor intensidad, pero mayor recurrencia.

3.5. Determinación del tiempo de concentración de la cuenca

Para determinar el tiempo de concentración de la cuenca, en las siguientes secciones se presentan 3 métodos diferentes para calcular el tiempo de concentración y se expone el método para determinar el tiempo de concentración de cálculo a partir del tiempo de concentración calculado con estos métodos.

3.5.1. Método de Kirpich

El tiempo de concentración según el método de Kirpich se calcula con la siguiente expresión:

$$T_c = 0.0078 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$$

$$T_c = 0.0078 \cdot 23844.4849^{0.77} \cdot (13.48\%/100)^{-0.385}$$

$$T_c = 0.0078 \cdot 2347.408 \cdot 0.1348^{-0.385}$$

$$T_c = 0.0078 \cdot 2347408 \cdot 2.1630$$

$$T_c = 0.0078 \cdot 5077.44$$

$$T_c = 39.60 \text{ minutos}$$

La longitud del cauce es 23,844.4849 ft, el nivel máximo del cauce es 1800 msnm y el nivel mínimo del cauce es 820 msnm, con lo cual se obtiene una pendiente aproximada de 13.48% y un tiempo de concentración de 39.60 minutos o 0.6599 horas.

3.5.2. Método de Giandotti

El tiempo de concentración con la fórmula de Giandotti se calcula con la siguiente ecuación:

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{E}}$$

$$T_c = \frac{4\sqrt{6.519 \text{ km}^2} + 1.5(7.268 \text{ km})}{0.8\sqrt{1310}}$$

$$T_c = \frac{10.2129 + 10.902}{28.9551}$$

$$T_c = \frac{21.1149}{28.9551}$$

$$\mathbf{T_c = 0.7292 \text{ horas}}$$

Conversión de horas a minutos=

$$T_c = 0.7292 \text{ horas} \times \left(\frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hora}}\right) = \mathbf{43.75 \text{ minutos}}$$

El área de la cuenca es 6.519 km², la longitud del cauce principal es 7.268 km y la elevación media de la cuenca es 1,310 msnm, con lo cual se obtiene que el tiempo de concentración es **0.7292 horas o 43.75 minutos**.

3.5.3. Método de California Highways and Public Works (California Culvert Practice)

El tiempo de concentración determinado por el método de California se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$T_c = 0.95 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

$$T_c = 0.95 \left(\frac{7.268^3}{980} \right)^{0.385}$$

$$T_c = 0.95(0.3917)^{0.385}$$

$$T_c = 0.95(0.6971)$$

$$\mathbf{T_c = 0.6622 \text{ horas}}$$

Conversión de horas a minutos=

$$T_c = 0.6622 \text{ horas} \times \left(\frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hora}} \right) = \mathbf{39.74 \text{ minutos}}$$

La longitud del cauce principal es 7.267 km y la diferencia entre la elevación más alta de la cuenca y el punto estudiado es 980 m, con lo cual se obtiene un tiempo de concentración de 0.6622 horas o 39.74 minutos.

*Tabla 3.4 Resumen de resultados obtenidos para distintos métodos de tiempos de concentración.
Fuente: Elaboración propia.*

Método	Parámetros Principales	Tiempo de Concentración (horas)	Tiempo de Concentración (minutos)
Kirpich	- Longitud del cauce: 23,844.4849 pies - Pendiente: 13.48%	0.6599	39.60
Giandotti	- Área de la cuenca: 6.519 km ² - Longitud del cauce principal: 7.268 km - Elevación media de la cuenca: 1,310 msnm	0.7292	43.75
California	- Longitud del cauce principal: 7.268 km - Diferencia de elevación: 980 m	0.6622	39.74

Los métodos California y Kirpich arrojan resultados muy cercanos, con una diferencia de aproximadamente 0.14 minutos. El método de Giandotti produjo un tiempo de concentración un 13.6% mayor que los otros dos métodos. Este método incorpora no solo la longitud del cauce principal sino también el área de la cuenca y la elevación media, lo que permite una representación más completa de las características hidrológicas de la cuenca.

3.5.4. Tiempo de concentración de cálculo

De acuerdo con la fórmula (4) $T_{Cc} = T_{c_{med}} + 50\%(T_{c_{m\acute{a}x}} - T_{c_{m\acute{i}n}})$ se obtienen los siguientes resultados:

$$T_{c_{med}} = (39.60 \text{ min} + 43.75 \text{ min} + 39.73 \text{ min})/3$$

$$T_{c_{med}} = 41.03 \text{ min}$$

$$T_{Cc} = T_{c_{med}} + 50\%(T_{c_{m\acute{a}x}} - T_{c_{m\acute{i}n}})$$

$$T_{Cc} = 41.03 \text{ min} + 50\%(43.75 \text{ min} - 39.601 \text{ min})$$

$$T_{Cc} = 41.03 \text{ min} + 50\%(4.153 \text{ min})$$

$$T_{Cc} = 41.03 \text{ min} + 2.076 \text{ min}$$

$$T_{Cc} = 43.106 \text{ min}$$

En la Tabla 3.5 se presenta un resumen de los tiempos de concentración obtenidos con los distintos métodos, así como el Tiempo de Concentración de Cálculo:

Tabla 3.5 Tiempo de concentración de cálculo, T_{Cc} . Fuente: Elaboración propia.

Método del tiempo de concentración	Tc [min]	Tc med [min]	Tc med+50% (Tc máx- Tc mín.) [min]
Kirpich	39.601	41.030	43.10612
Giandotti	43.753		
California	39.735		

Debido a que el tiempo de concentración de Giandotti es mayor al T_{Cc} , descartamos el valor resultante de este método, por lo que se considera utilizar el Método de Kirpich, cuyo resultado de tiempo de concentración es de 39.601 min.

3.5.5. Tiempo de retardo o coeficiente de almacenamiento

Con base a la fórmula (5), se obtuvo el siguiente resultado:

$$R = \frac{13}{7} \times 0.6599 \text{ horas}$$

$$R = 1.2255 \text{ horas} = \mathbf{73.53 \text{ min}}$$

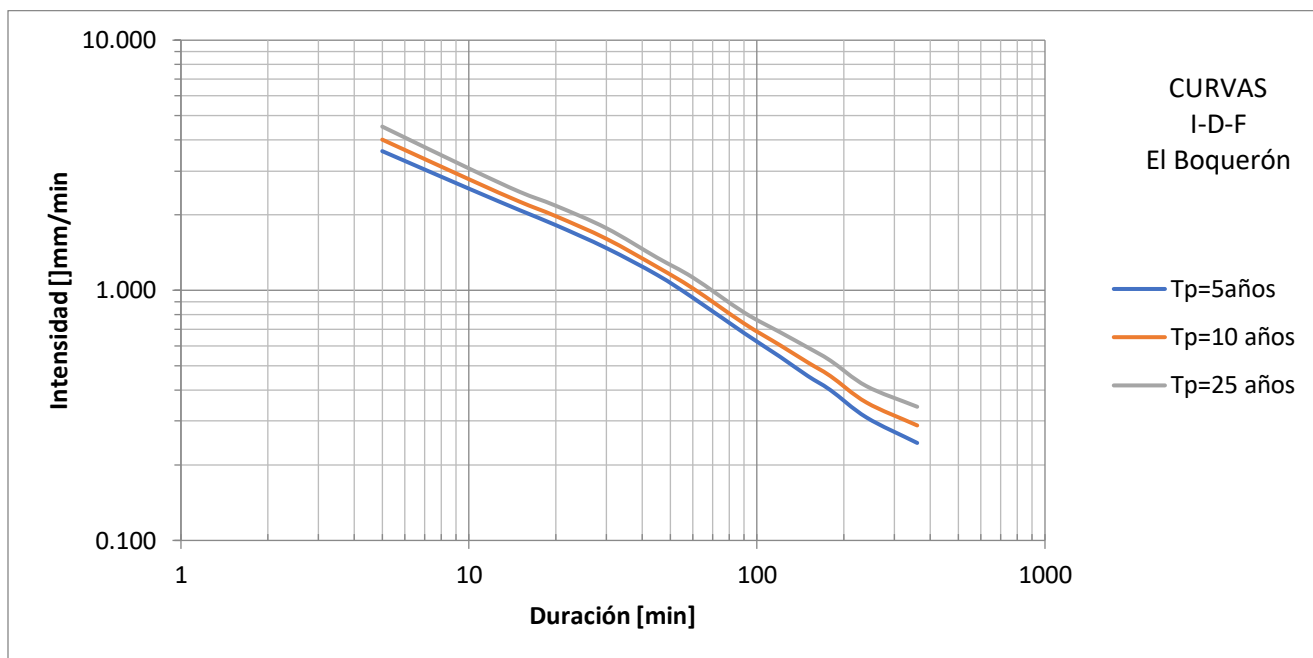
3.6. Determinación de la intensidad de la lluvia

La intensidad de la lluvia es la tasa promedio de lluvia para una cuenca o subcuenca de drenaje particular. La intensidad se selecciona con base en la duración de la lluvia de diseño y al período de retorno, que para el caso de la investigación será para 10, 25 y 50 años. La duración de la lluvia de diseño es igual al tiempo de concentración para el área de drenaje analizada.

La intensidad de la lluvia se obtuvo de los datos de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) registrados en la estación meteorológica “El Boquerón (L-18)”.

Tabla 3.6 Datos de intensidad de lluvia correspondientes a la estación El Boquerón L-18. Fuente: SNET.

Intensidad de Lluvia [mm/min]											
Periodo de Retorno [años]	Tiempo de concentración [min]										
	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180
5	3.601	2.549	2.091	1.823	1.476	1.153	0.933	0.676	0.543	0.455	0.399
10	4.004	2.779	2.261	1.981	1.607	1.240	1.017	0.738	0.604	0.515	0.454
15	4.232	2.909	2.357	2.069	1.680	1.290	1.065	0.773	0.638	0.549	0.485
20	4.391	3.000	2.424	2.132	1.732	1.324	1.098	0.798	0.662	0.573	0.507
25	4.514	3.070	2.476	2.180	1.772	1.351	1.123	0.817	0.681	0.591	0.523
50	4.891	3.286	2.635	2.327	1.895	1.433	1.202	0.875	0.738	0.648	0.575
75	5.111	3.412	2.727	2.413	1.966	1.481	1.248	0.909	0.771	0.680	0.605



Gráfica 3.1 Curvas IDF de estación L-18 El Boquerón. Fuente: SNET.

De la gráfica de Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia, y teniendo determinado el período de Retorno y el Tiempo de Concentración, se establece:

Tabla 3.7 Intensidades de lluvia aplicables a la cuenca La Mascota. Fuente: Elaboración propia.

Período de Retorno	Tiempo de Concentración	Intensidad de Lluvia
10 años	39.60 min	1.37 mm/min
25 años	39.60 min	1.50 mm/min
50 años	39.60 min	1.60 mm/min

3.7. Determinación del coeficiente de escorrentía de la cuenca

El coeficiente de escorrentía de la cuenca depende de las características y las condiciones del suelo. Se estimó un coeficiente de escorrentía en función de la siguiente tabla:

Tabla 3.8 Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional. Fuente: Ven Te Chow.

TABLA 15.1.1

Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional

Característica de la superficie	Periodo 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.)							
<i>Condición pobre</i> (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
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición promedio</i> (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
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena</i> (cubierta de pasto mayor del 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
Pendiente, 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
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
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
Pendiente, 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
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota: Los valores de la tabla son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas. Utilizada con autorización.

El coeficiente de escorrentía usado para el proyecto desarrollado se adoptó un área desarrollada condición promedio para un cálculo inicial (cubierta de pasto del 50 al 75% del área), obteniendo los siguientes resultados para distintos periodos de retorno:

Tabla 3.9 Coeficientes de escorrentía C aplicables a la cuenca La Mascota. Fuente: Elaboración propia.

Período de Retorno	C (Coeficiente de escorrentía)
10	0.42
25	0.46
50	0.49

3.8. Determinación del caudal

3.8.1. Método racional

En la investigación se aplicará el método racional pese a las limitantes, para tener un resultado inicial.

$$Q = CiA$$

Q con período de Retorno de 10 años

$$Q = \frac{CiA}{60000} = \frac{0.42 \cdot 1.37 \cdot 6,519201.47}{60000} = 62.52 \text{ m}^3/\text{s}$$

Q con período de Retorno de 25 años

$$Q = \frac{CiA}{60000} = \frac{0.46 \cdot 1.50 \cdot 6,519201.47}{60000} = 74.97 \text{ m}^3/\text{s}$$

Q con período de Retorno de 50 años

$$Q = \frac{CiA}{60000} = \frac{0.49 \cdot 1.60 \cdot 6,519201.47}{60000} = 85.18 \text{ m}^3/\text{s}$$

Según el (RLDOT Decreto No18, 2022) de El Salvador, el método racional es aplicable a áreas con extensión igual o menor a 2.5 km². Dado que nuestra cuenca tiene un área de 6.519 km², el caudal estimado mediante este método no resulta totalmente representativo. Por lo tanto, se

procederá a la determinación de los caudales correspondientes a periodos de retorno de 10, 25 y 50 años utilizando el método SCS junto con la modelación hidráulica.

3.8.2. Método SCS

3.8.2.1. Determinación de número de curva

Se asignaron valores de grupo de suelo hidrológico a las áreas clasificadas con tipo de superficie de acuerdo con la Tabla 2.3 Valores de CN en función del uso de suelo con humedad antecedente II. :

Tabla 3.10 Clasificación de suelos para la cuenca La Mascota. Fuente: Elaboración propia.

	Grupo		
Superficie	C	D	
Urbanización	90	92	Áreas residenciales (65% impermeable)
Pastizales	74	80	Curvas a nivel-Bueno
Bosque	70	77	Con buena cobertura

Tabla 3.11 Cálculo de CN ponderado. Fuente: Elaboración propia.

Ítem	Descripción	HSG	Área (m²)	CN	CNxA	IMP%	IMP% x A
Urbanización	Á. Res. 65% impermeable	C	3031074.22	90	272796680	65	197019824
		D	466563.899	92	42923878.7	65	30326653.4
Pastizales	Bueno	C	390798.44	74	28919084.5	0	0
		D	97962.1908	80	7836975.26	0	0
Bosque	Con buena cobertura	C	1825871.75	70	127811022	0	0
		D	706954.918	77	54435528.7	0	0
Total			6519225.42		534723170		227346478

Los resultados de la multiplicación en la tabla anterior de los parámetros de Área y CN son elementales para determinar el CN Ponderado, se muestra a continuación:

$$CN \text{ Ponderado} = \frac{CN \times A}{A} \quad (14)$$

$$CN \text{ Ponderado} = \frac{534723170 \times 6519225.42}{6519225.42}$$

$$CN \text{ Ponderado} = 82.02$$

El resultado de CN Ponderado=82.02 aplica para suelos con antecedente II, se empleará la fórmula (8) para transformar los valores a humedad antecedente III:

$$CN_{III} = \frac{23CN_{II}}{10 + 0.13CN_{II}}$$

$$CN_{III} = \frac{23(82.02)}{10 + 0.13(82.02)}$$

$$CN_{III} = 91.30$$

Se desarrolla la ecuación de Retención potencial máxima del suelo (9) para determinar el valor de S:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

$$S = \frac{25400}{91.30} - 254$$

$$S = 24.20 \text{ mm}$$

Cálculo de Abstracción Inicial:

$$I_a = 0.20S$$

$$I_a = 0.20(24.20mm)$$

$$I_a = 4.841 \text{ mm}$$

Cálculo de Porcentaje de Impermeabilización de la cuenca, ecuación (12):

$$\%IMP_{cuenca} = \frac{\text{Área impermeabilizada}}{\text{Área total de la cuenca}}$$

$$\%IMP_{cuenca} = \frac{227346478}{6519225.42}$$

$$\%IMP_{cuenca} = 34.87\%$$

3.8.2.2. Hietograma

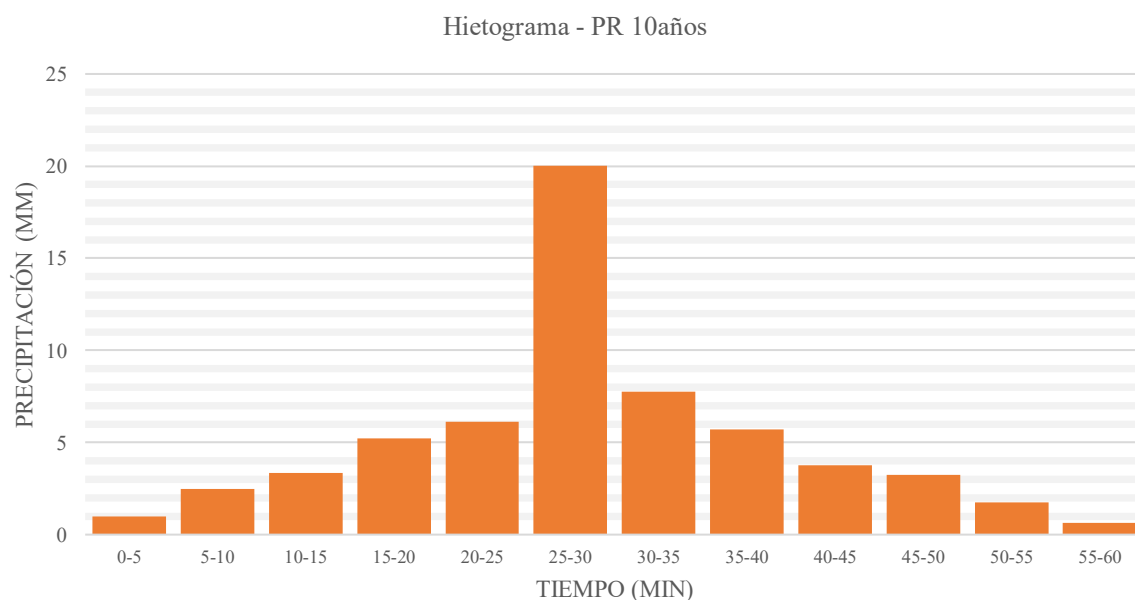
Para la generación de los hietogramas se seleccionaron los datos de intensidad de lluvia de la estación L-18 El Boquerón, presentados en la

Tabla 3.6.

A continuación, en la Tabla 3.12 y Gráfica 3.2 se presenta el cálculo del hietograma de precipitación utilizando el método del bloque alterno para un período de retorno de 10 años. En la gráfica se observa cómo varía la intensidad de la lluvia en función del tiempo durante el evento de precipitación. Esta visualización permite identificar los períodos de mayor concentración de lluvia, los cuales son cruciales para evaluar la capacidad de respuesta de la cuenca.

Tabla 3.12 Método de bloque alterno para generar el hietograma de precipitación de la estación L-18 para un período de retorno de 10 años. Fuente: Elaboración propia.

Correlativo	Duración	Intensidad	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Orden	Precipitación (mm)	Intervalo
1	5	4.004	20.021	20.021	20.021	0.993	0-5
2	10	2.779	27.795	7.774	7.774	2.481	5-10
3	15	2.261	33.918	6.124	6.124	3.358	10-15
4	20	1.981	39.611	5.693	5.693	5.228	15-20
5	25	1.794	44.839	5.228	5.228	6.124	20-25
6	30	1.607	48.198	3.358	3.759	20.021	25-30
7	35	1.484	51.957	3.759	3.358	7.774	30-35
8	40	1.315	52.588	0.631	3.225	5.693	35-40
9	45	1.240	55.813	3.225	2.481	3.759	40-45
10	50	1.166	58.294	2.481	1.737	3.225	45-50
11	55	1.091	60.031	1.737	0.993	1.737	50-55
12	60	1.017	61.024	0.993	0.631	0.631	55-60

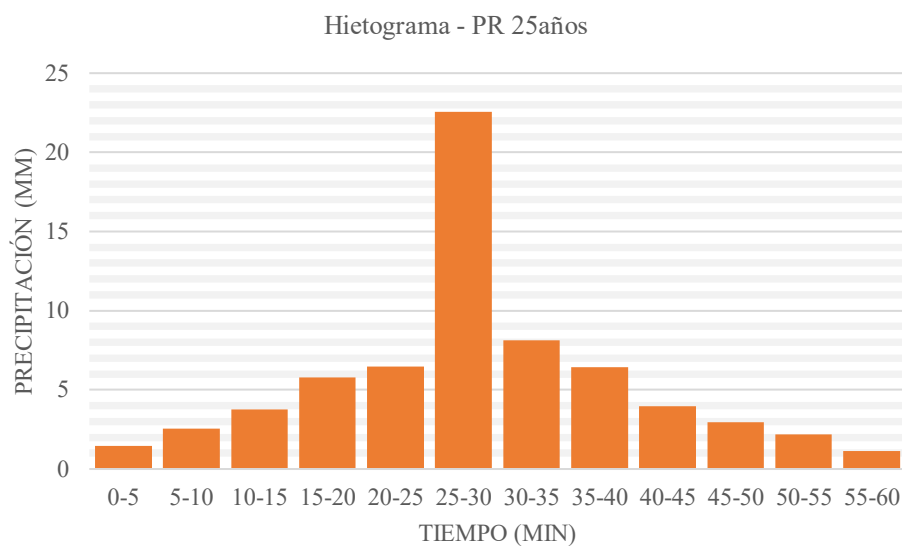


Gráfica 3.2 Hietograma de precipitación para un período de retorno de 10 años. Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 3.13 y la Gráfica 3.3 se presenta el cálculo del hietograma de precipitación utilizando el método del bloque alterno para un período de retorno de 25 años:

Tabla 3.13 Método de bloque alterno para generar el hietograma de precipitación de la estación L-18 para un período de retorno de 25 años. Fuente: Elaboración propia.

Correlativo	Duración	Intensidad	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Orden	Precipitación (mm)	Intervalo
1	5	4.514	22.568	22.568	22.568	1.443	0-5
2	10	3.070	30.704	8.136	8.136	2.547	5-10
3	15	2.476	37.136	6.432	6.456	3.765	10-15
4	20	2.180	43.592	6.456	6.432	5.803	15-20
5	25	1.976	49.395	5.803	5.803	6.456	20-25
6	30	1.772	53.160	3.765	3.950	22.568	25-30
7	35	1.632	57.110	3.950	3.765	8.136	30-35
8	40	1.491	59.657	2.547	2.961	6.432	35-40
9	45	1.351	60.801	1.144	2.547	3.950	40-45
10	50	1.275	63.762	2.961	2.202	2.961	45-50
11	55	1.199	65.964	2.202	1.443	2.202	50-55
12	60	1.123	67.407	1.443	1.144	1.144	55-60

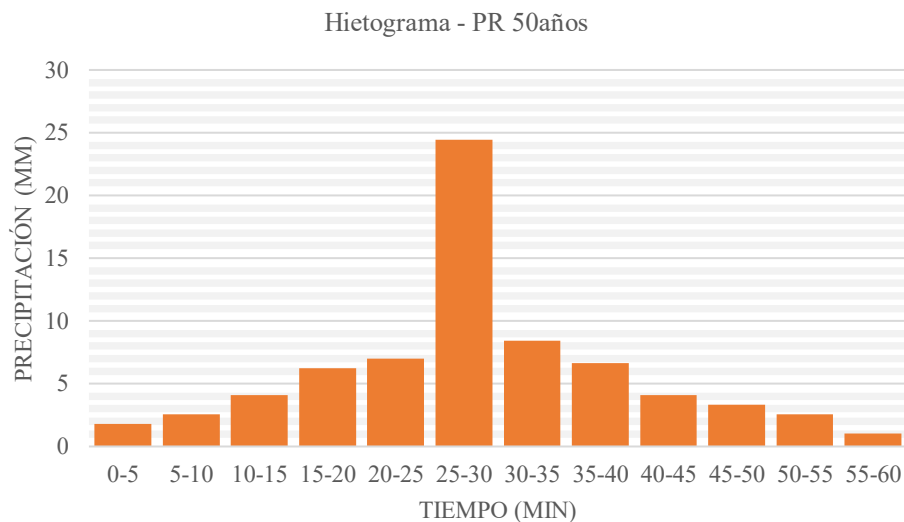


Gráfica 3.3 Hietograma de precipitación para un período de retorno de 25 años. Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 3.14 y la Gráfica 3.4 se presenta el cálculo del hietograma de precipitación utilizando el método del bloque alterno para un período de retorno de 50 años:

Tabla 3.14 Método de bloque alterno para generar el hietograma de precipitación de la estación L-18 para un período de retorno de 50 años. Fuente: Elaboración propia.

Correlativo	Duración	Intensidad	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Orden	Precipitación (mm)	Intervalo
1	5	4.891	24.457	24.457	24.457	1.777	0-5
2	10	3.286	32.863	8.405	8.405	2.553	5-10
3	15	2.635	39.523	6.660	7.022	4.067	10-15
4	20	2.327	46.545	7.022	6.660	6.230	15-20
5	25	2.111	52.775	6.230	6.230	7.022	20-25
6	30	1.895	56.842	4.067	4.091	24.457	25-30
7	35	1.741	60.933	4.091	4.067	8.405	30-35
8	40	1.587	63.487	2.553	3.317	6.660	35-40
9	45	1.433	64.502	1.015	2.553	4.091	40-45
10	50	1.356	67.819	3.317	2.547	3.317	45-50
11	55	1.279	70.365	2.547	1.777	2.547	50-55
12	60	1.202	72.142	1.777	1.015	1.015	55-60



Gráfica 3.4 Hietograma de precipitación para un período de retorno de 50 años. Fuente: Elaboración propia.

3.8.2.3. Modelación en HEC-HMS para determinar caudal

La modelación hidrológica fue desarrollada utilizando el software HEC-HMS (Hydrologic Modeling System), herramienta proporcionada por el US Army Corps of Engineers, que permite simular el proceso lluvia–escorrentía en cuencas hidrográficas.

- Configuración del modelo

Se creó un nuevo proyecto especificando nombre y unidades por defecto del sistema (métricas). Una vez generado el proyecto, se crearon cuatro componentes fundamentales para la modelación del caudal en la cuenca: Basin Models, Meteorologic Models, Control Specifications y Time-Series Data.

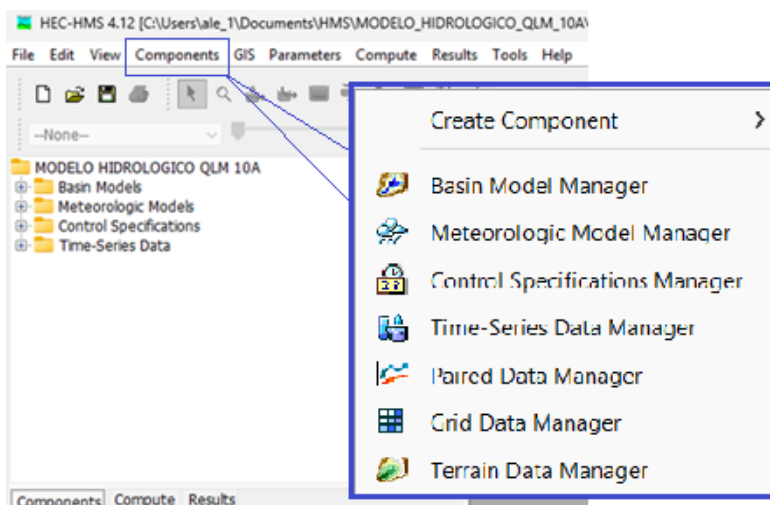
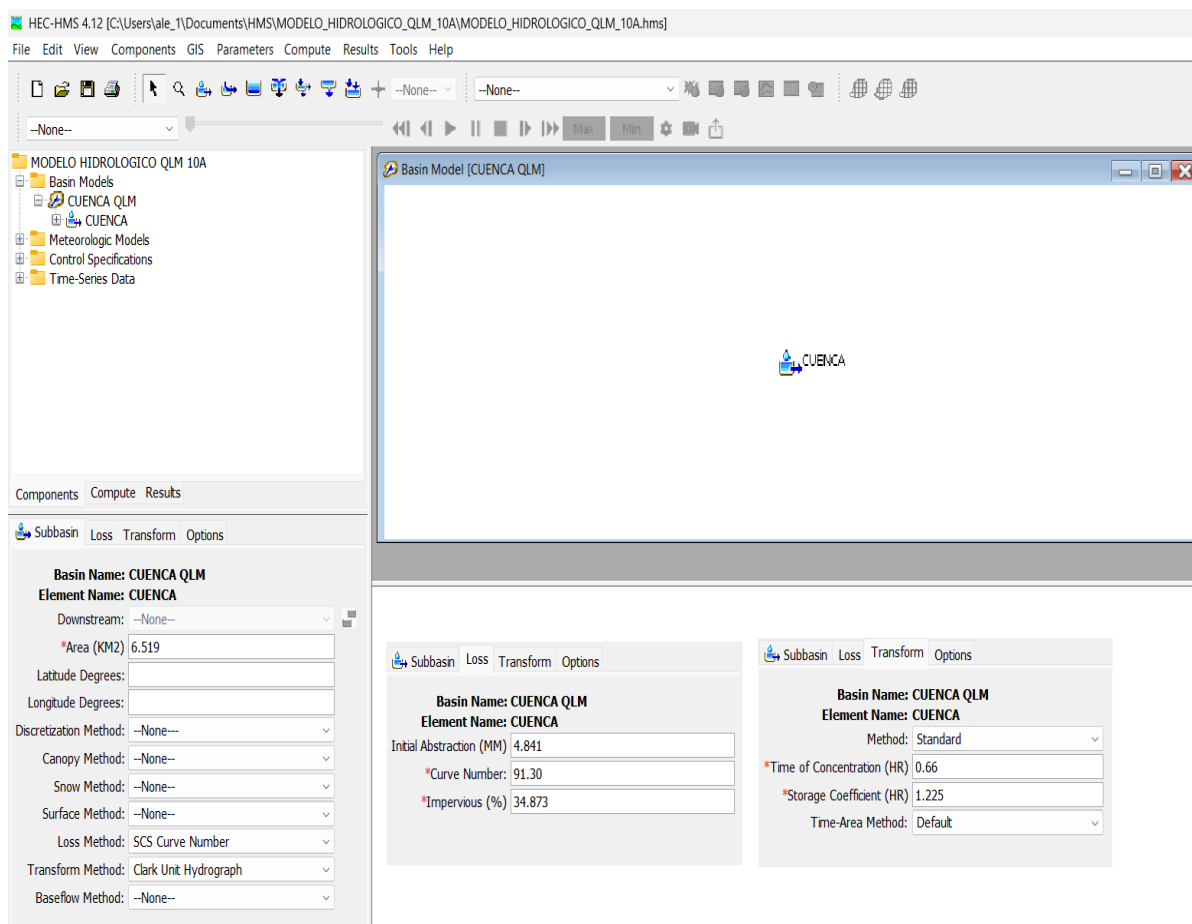


Figura 3.14 Modelación de componentes en HEC-HMS. Fuente: Elaboración propia.

- Componente Basin Models

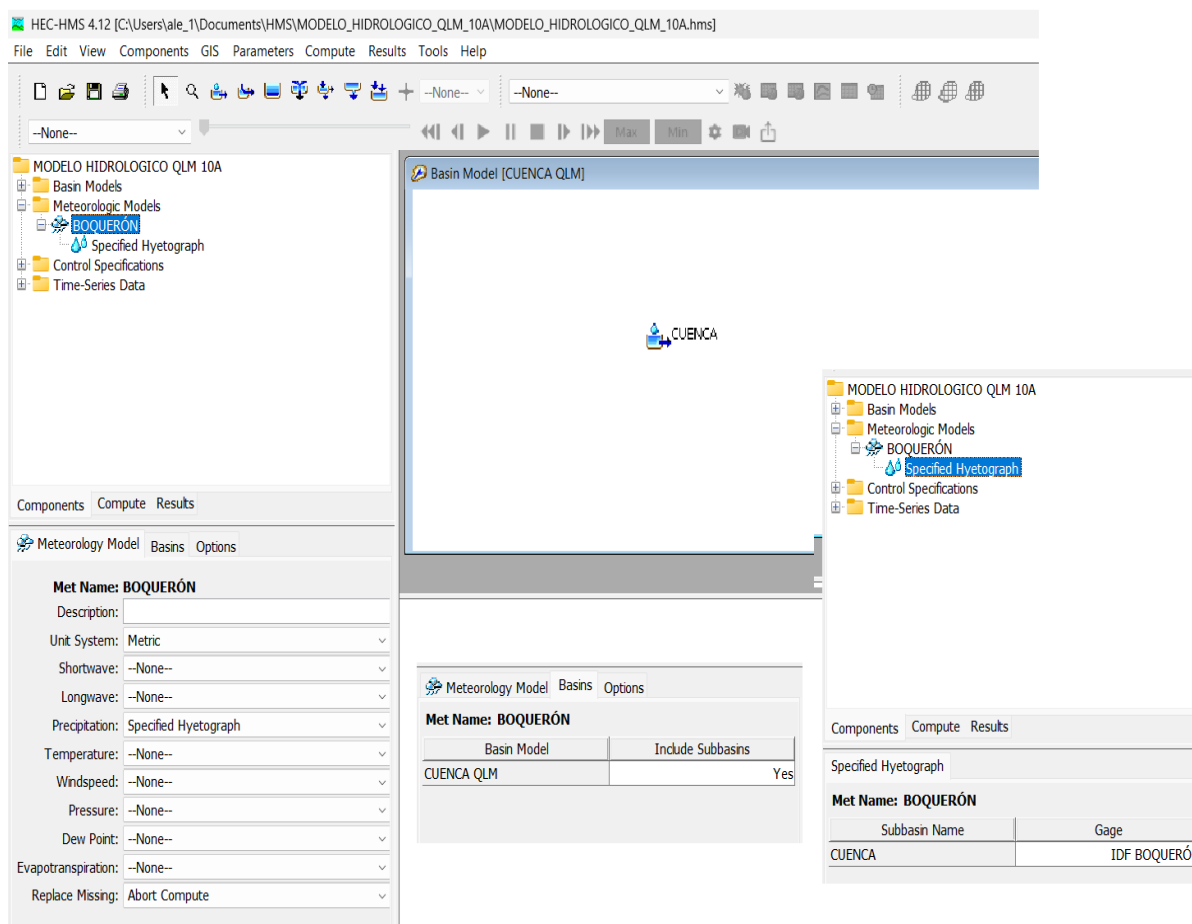
Modelo de Cuenca, es la representación hidrológica de la cuenca de estudio, donde se definen sus características físicas y los procesos hidrológicos que transforman la precipitación en escorrentía.



*Figura 3.15 Ingreso de datos de la cuenca en el modelo hidrológico QLM en el programa HEC-HMS.
Fuente: Elaboración propia.*

Los parámetros de ingreso en el modelo son: área, método de pérdida, método de transformación, abstracción inicial, número de curva, porcentaje de impermeabilización, Tc, y coeficiente de almacenamiento.

Los parámetros de ingreso se han calculado en el numeral 3.8.2 Método SCS, página 88



*Figura 3.16 Ingreso de datos para el modelo meteorológico del proyecto en el programa HEC-HMS.
Fuente: Elaboración propia.*

Para el modelo meteorológico, se especificó en la precipitación un hietograma y en la cuenca, se incluyó una subcuenca. En el Hietograma Específico se determina la lluvia a utilizar (Gage).

Para los datos de ingreso del hietograma se trabajó el método de bloque alterno, cálculos se evidencian en la página 90, 3.8.2.2 Hietograma.

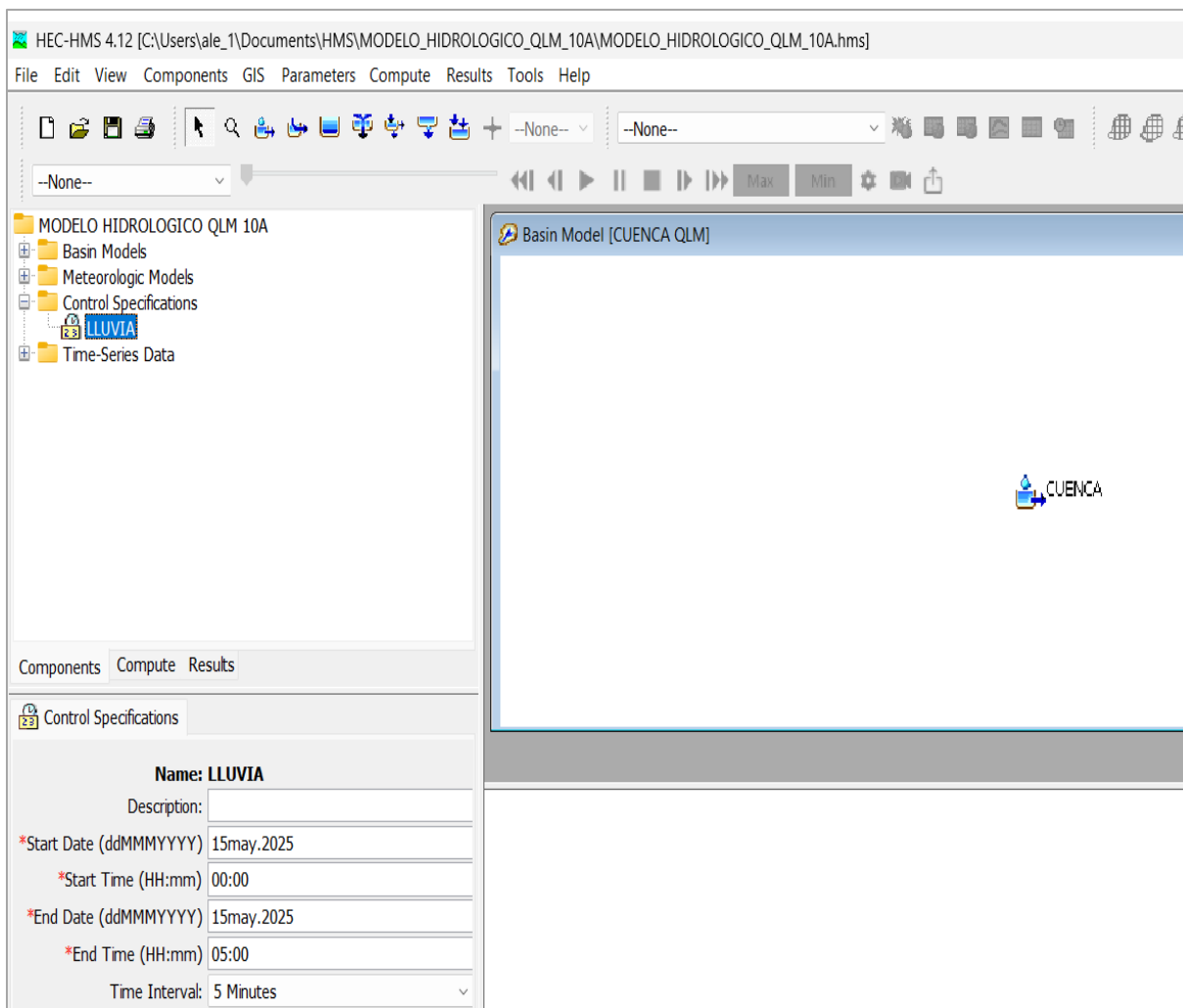


Figura 3.17 Ingreso de datos del tiempo de lluvias en el programa HEC-HMS. Fuente: Elaboración propia.

Se genera una especificación de control donde se configura el tiempo en que la lluvia estará afectando la cuenca. Se determinó el tiempo de inicio a las 00:00 horas y tiempo de finalización a las 05:00 horas, con un intervalo de tiempo de 5 minutos.

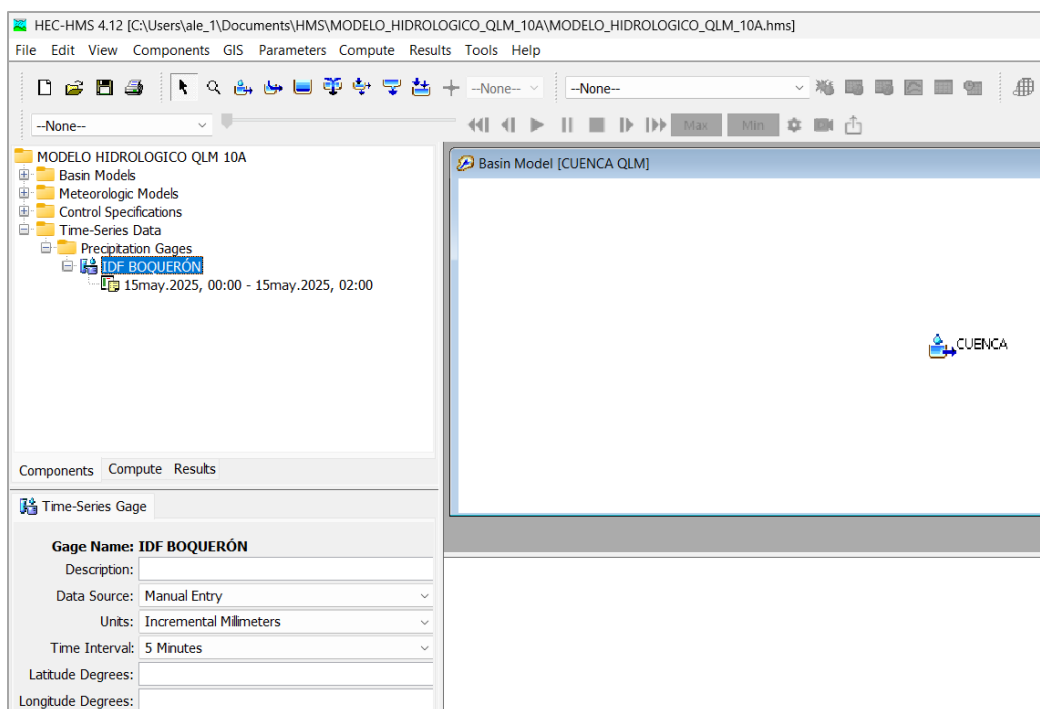


Figura 3.18 Ingreso de datos de la precipitación de acuerdo con la estación meteorológica en el programa HEC-HMS. Fuente: Elaboración propia.

En el componente Time-Series Data, se especifica la estación meteorológica con datos de la precipitación. La entrada de datos será manual para ingresar las precipitaciones obtenidas por el método de bloque alterno.

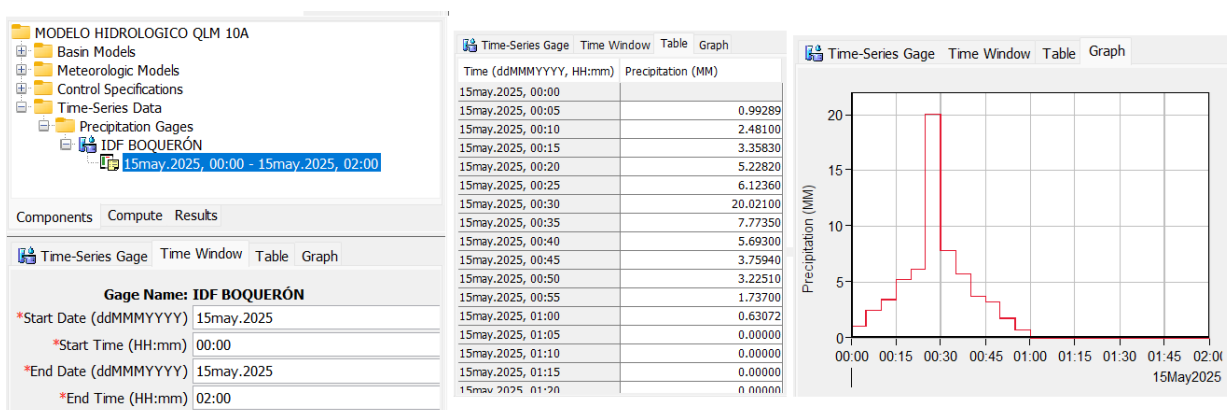


Figura 3.19 Ingreso de datos de la intensidad de lluvia en función del tiempo en el programa HEC-HMS. Fuente: Elaboración propia.

Los resultados del caudal de la cuenca de La Quebrada La Mascota con el modelado hidrológico en el programa HEC-HMS son los siguientes:

3.8.2.3.1. Resultado del caudal para un período de retorno de 10 años:

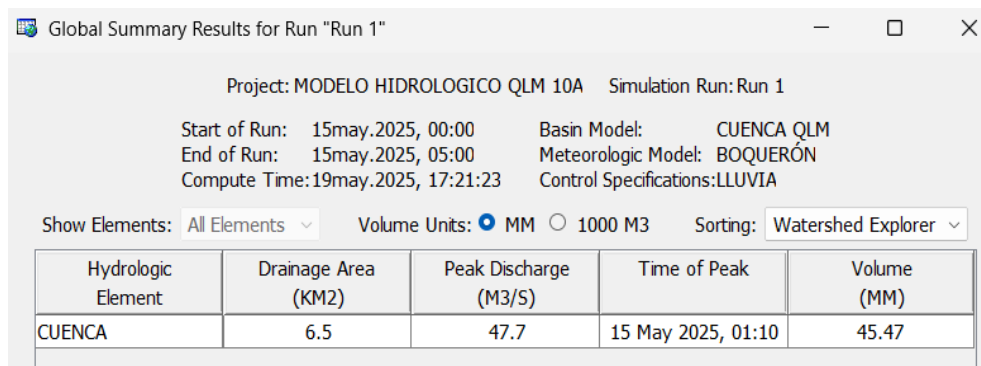


Figura 3.20 Resultados globales de la simulación hidrológica en HEC-HMS para el evento de diseño (período de retorno: 10 años). Fuente: Elaboración propia.

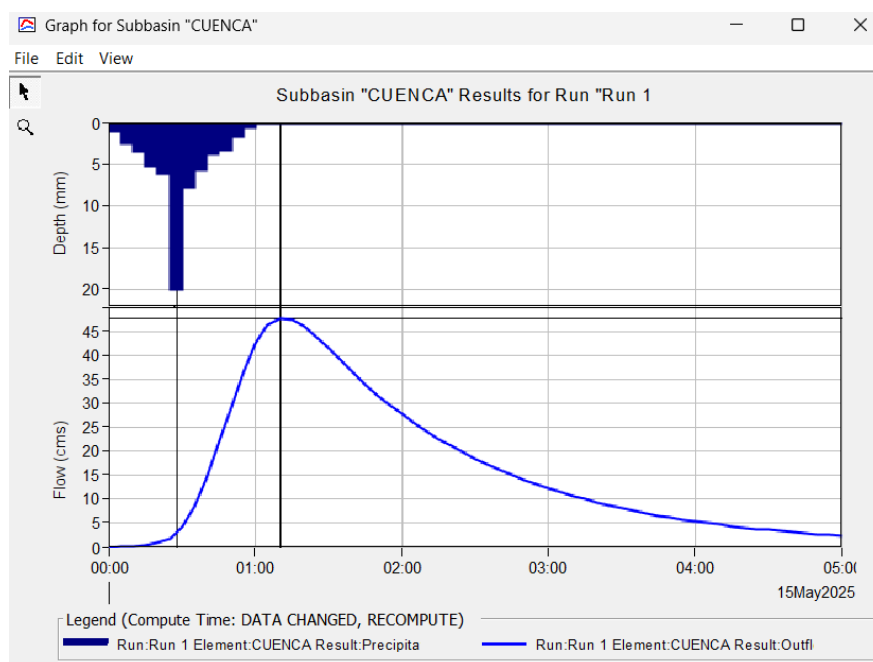


Figura 3.21 Hidrograma y hietograma generados en HEC-HMS para la subcuenca con período de retorno: 10 años. Fuente: Elaboración propia.

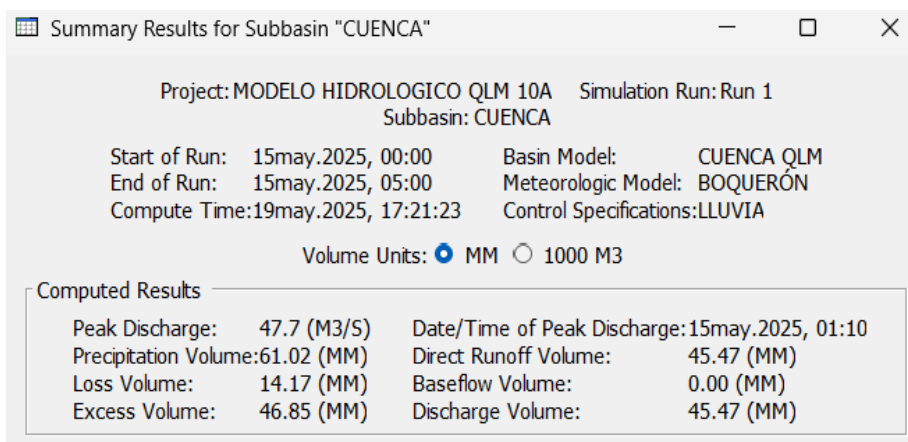


Figura 3.22 Resultados resumidos de la simulación hidrológica para el proyecto MODELO HIDROLOGICO QLM 10A. Fuente: Elaboración propia.

3.8.2.3.2. Resultado del caudal para un período de retorno de 25 años:

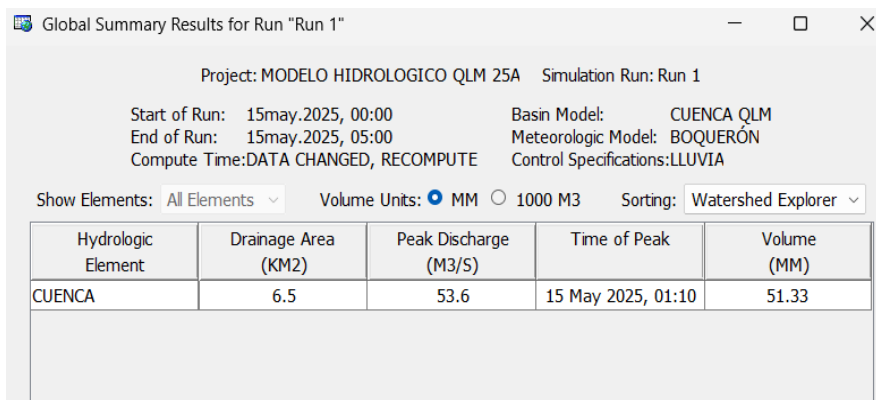


Figura 3.23 Resultados globales de la simulación hidrológica en HEC-HMS para el evento de diseño (período de retorno: 25 años). Fuente: Elaboración propia.

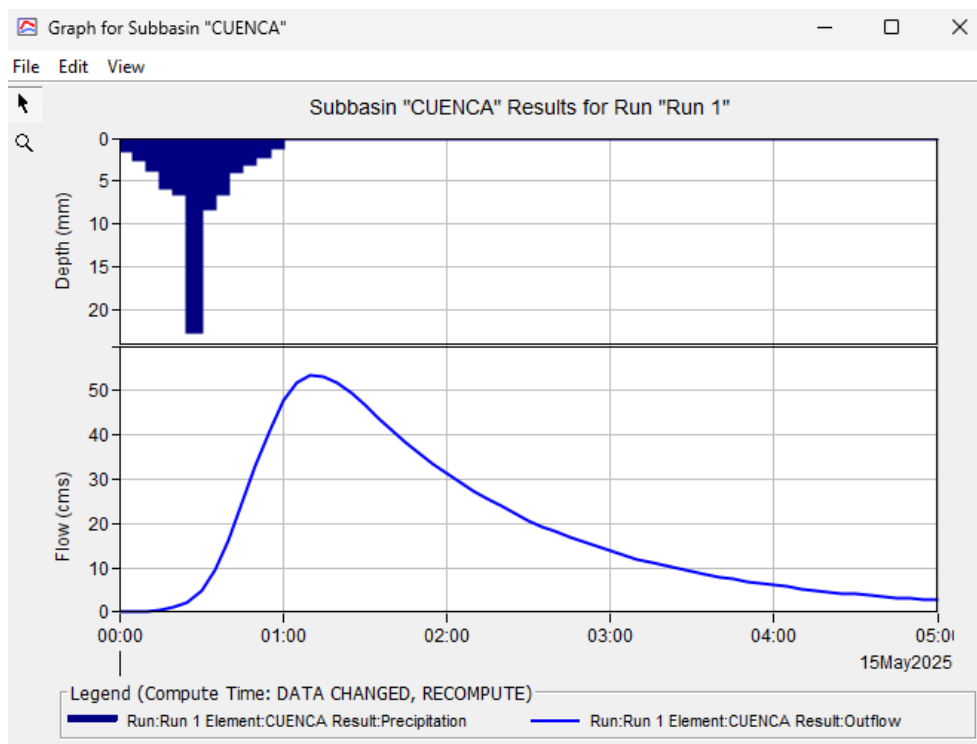


Figura 3.24 Hidrograma y hietograma generados en HEC-HMS para la subcuenca con período de retorno: 25 años. Fuente: Elaboración propia.

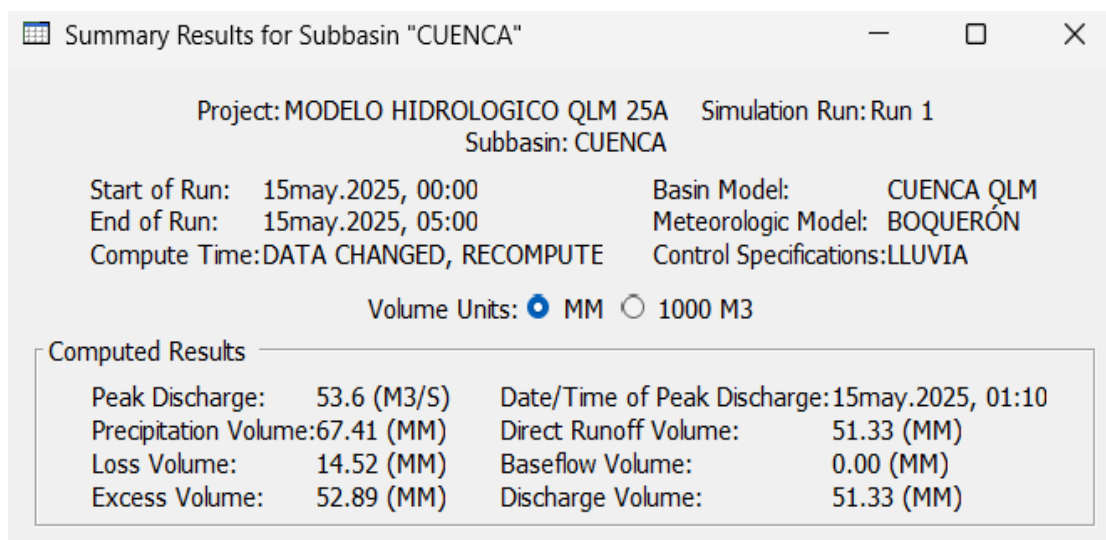


Figura 3.25 Resultados resumidos de la simulación hidrológica para el proyecto MODELO HIDROLOGICO QLM 25A. Fuente: Elaboración propia.

3.8.2.3.3. Resultado del caudal para un período de retorno de 50 años:

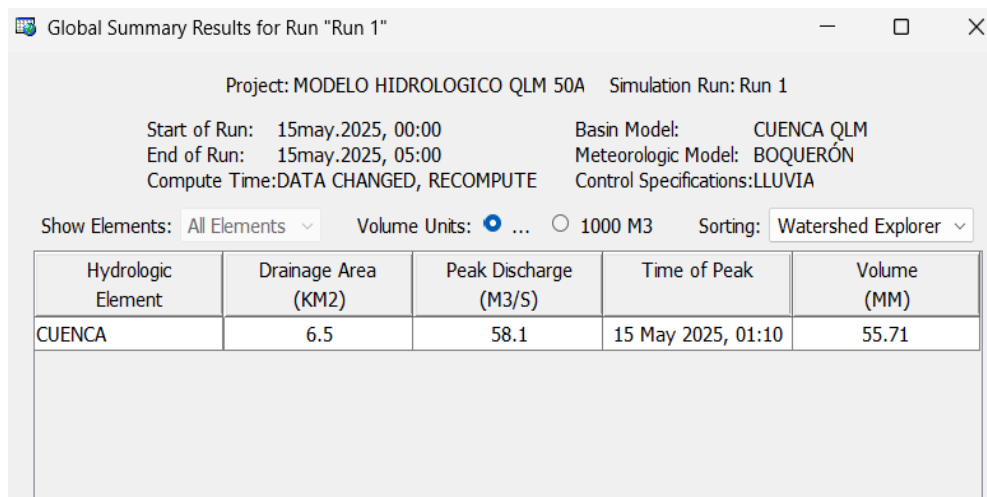


Figura 3.26 Resultados globales de la simulación hidrológica en HEC-HMS para el evento de diseño (período de retorno: 50 años). Fuente: Elaboración propia.

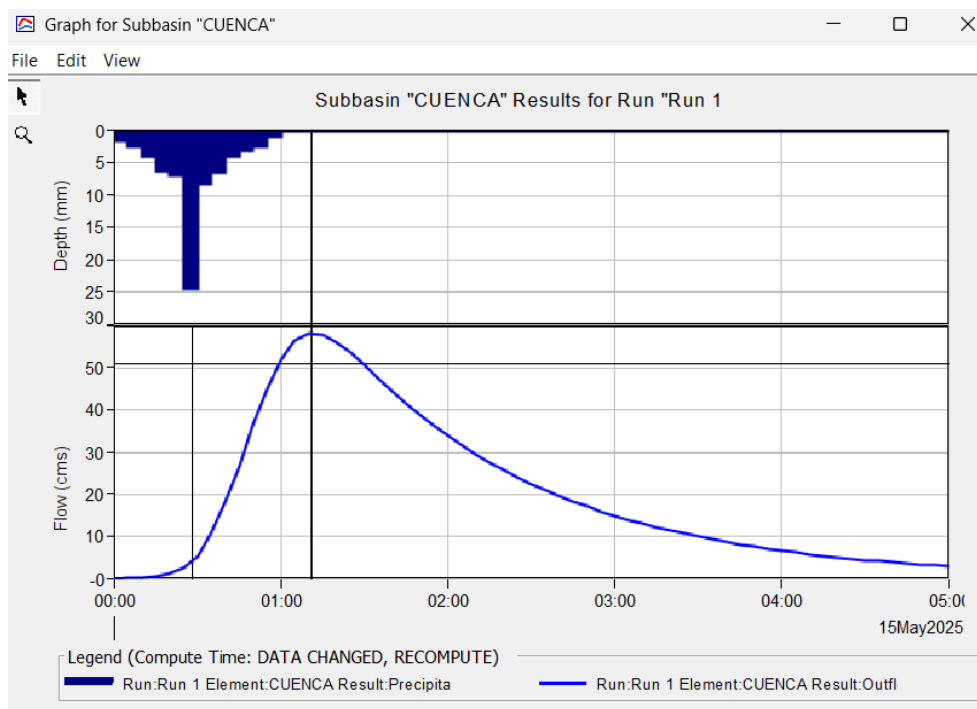


Figura 3.27 Hidrograma y hietograma generados en HEC-HMS para la subcuenca con período de retorno: 50 años. Fuente: Elaboración propia.

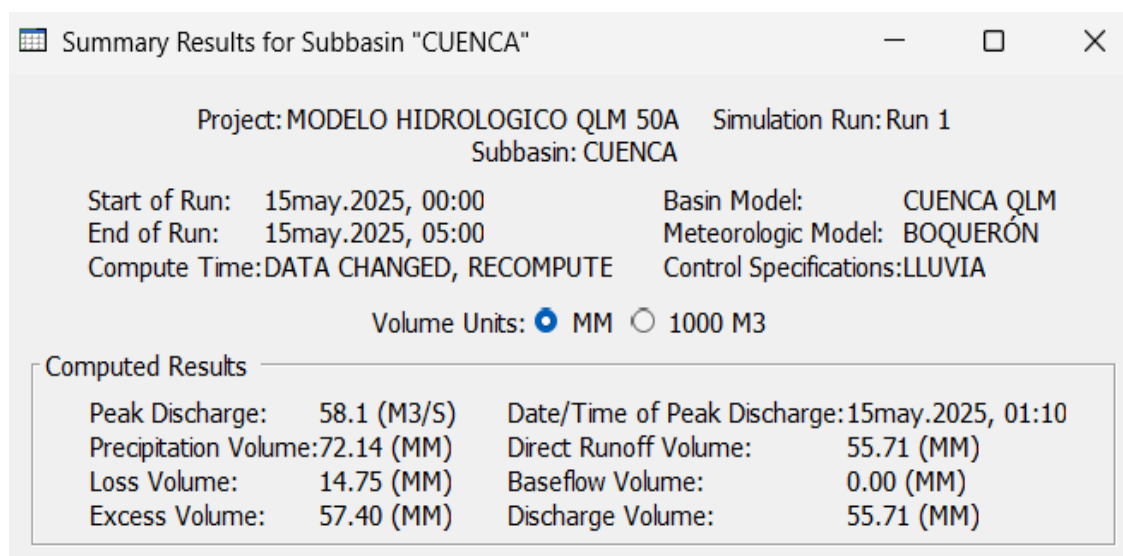


Figura 3.28 Resultados resumidos de la simulación hidrológica para el proyecto MODELO HIDROLOGICO QLM 50A. Fuente: Elaboración propia.

3.8.2.3.4. Resumen de resultados de caudales máximos con HEC-HMS

Los resultados de la modelación hidrológica en HEC-HMS permitieron estimar los caudales máximos asociados a diferentes períodos de retorno (10, 25 y 50 años), fundamentales para el diseño de infraestructuras resilientes. Estos valores reflejan la relación entre la intensidad de lluvia y la respuesta hidrológica de la cuenca, considerando parámetros como el Número de Curva (CN) y el tiempo de concentración.

Los caudales máximos obtenidos en HEC-HMS son los siguientes:

Tabla 3.15 Resultado de caudales máximos para distintos períodos de retorno en el programa HEC-HMS. Elaboración propia.

CAUDALES	
PR	HEC-HMS
10 años	47.7
25 años	53.6
50 años	58.1

3.9. Cálculo de caudal máximo teórico en la bóveda con fórmula de Manning

Como complemento al análisis realizado mediante modelación hidráulica en HEC-RAS, se estimó la capacidad máxima teórica de conducción de la bóveda aplicando la fórmula de Manning para canales. Este cálculo permite verificar, de manera independiente, si la estructura puede conducir el caudal pico bajo condiciones de flujo uniforme y superficie libre.

Es importante aclarar que esta metodología solo es válida cuando el flujo dentro de la bóveda no alcanza a llenarla completamente y no genera presurización. En otras palabras, debe tratarse de un flujo con superficie libre.

- Geometría de la Bóveda

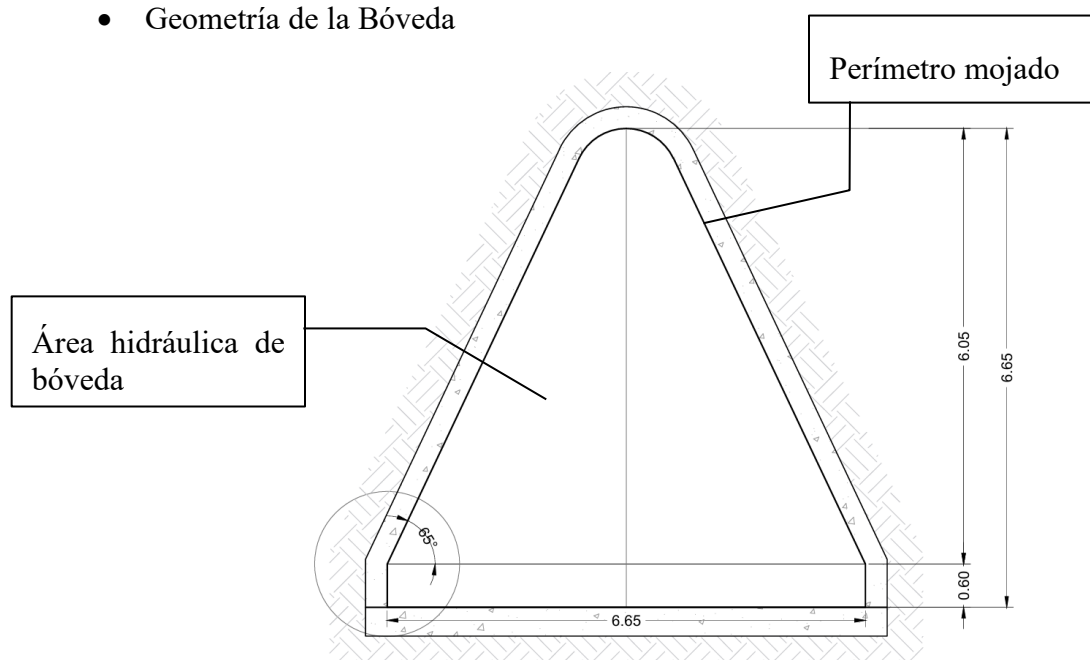


Figura 3.29 Sección de bóveda bajo la 79 Av. Sur. Elaboración propia.

- Geometría de la Bóveda Parabólica

La bóveda es simétrica y su sección transversal sigue la ecuación de una parábola con vértice en el origen (base de la bóveda):

$$y = a \cdot x^2 \quad (15)$$

Donde: y = altura de la bóveda en metros

x = posición horizontal desde el centro (m)

Tenemos los siguientes datos:

$$\text{base } b = 6.65 \text{ m}$$

$$\text{Altura total de la parábola } H = 6.65 \text{ m}$$

$$\text{Nivel de agua } h = 6.05 \text{ m}$$

$$\text{Como } y=H, \text{ el semi-ancho es } x_H = \frac{b}{2} \text{ tenemos } a = \frac{H}{x_H^2}$$

- Cálculo del Área Hidráulica (A)

$$\text{Área hidráulica} = A = \frac{4}{3} \left(\frac{h^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{a}} \right)$$

$$\text{Sustituyendo } a = \frac{H}{(b/2)^2} \text{ se simplifica } A = \frac{2}{3} b \left(\frac{h^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{H}} \right)$$

$$A = \frac{2}{3} 6.65 \left(\frac{6.05^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{6.65}} \right)$$

$$A = 25.583 \text{ m}^2$$

$$a = \frac{H}{(b/2)^2}$$

$$a = \frac{6.65}{(6.65/2)^2} = 0.6015$$

$$\text{Semi-ancho en el nivel de agua} = x = \sqrt{\frac{h}{a}} = 3.1714$$

- Cálculo del Perímetro Mojado (P)

El perímetro mojado es la longitud del contorno de la bóveda en contacto con el agua. Se calcula como:

$$P = b + 2s = b + x\sqrt{1 + (2ax)^2} + \frac{1}{2a} \operatorname{arsinh}(2ax)$$

$$a = 0.6015037594$$

$$x = \sqrt{h/a} = 3.17145471$$

$$P = b + 2s = 6.65 + 2(7.1059394252) = 20.8619m$$

$$P=20.8619m$$

- Cálculo del Radio Hidráulico (R)

El radio hidráulico se define como: $R = A / P$

$$R = \frac{25.583 \, m^2}{20.8619 \, m}$$

$$R = 1.2263 \, m$$

- Cálculo del Caudal con la Ecuación de Manning

La ecuación de Manning para el caudal en canales es:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Sustituyendo los valores:

$$Q = \frac{1}{0.014} \cdot 25.583 \cdot 1.226^{2/3} \cdot 0.01^{1/2}$$

$$Q \text{ teórico máximo} = 209.36 \, m^3/s$$

3.10. Determinación de la capacidad hidráulica de la bóveda en HEC-RAS.

Con el objetivo de evaluar si la bóveda ubicada en la Quebrada La Mascota, bajo la 79 Av. Sur, posee la capacidad hidráulica suficiente para transportar el caudal máximo estimado sin presentar condiciones de desbordamiento, se procedió a la modelación hidráulica de la estructura utilizando el software HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System), desarrollado por el US Army Corps of Engineers.

3.10.1. Geometría de la bóveda

La modelación hidráulica se llevó a cabo mediante la definición de secciones transversales representativas del cauce aguas arriba, dentro de la bóveda, y aguas abajo. Estas secciones fueron construidas en base a levantamientos topográficos y datos obtenidos en campo. La bóveda fue modelada como una estructura cerrada con forma y dimensiones equivalentes a las observadas durante la inspección in situ.

Se introdujeron los siguientes parámetros geométricos:

- Longitud total de la bóveda.
- Altura y ancho libre de la sección transversal.
- Pendientes del cauce a lo largo del tramo modelado.
- Radio hidráulico estimado.
- Relación entre secciones aguas arriba y aguas abajo.

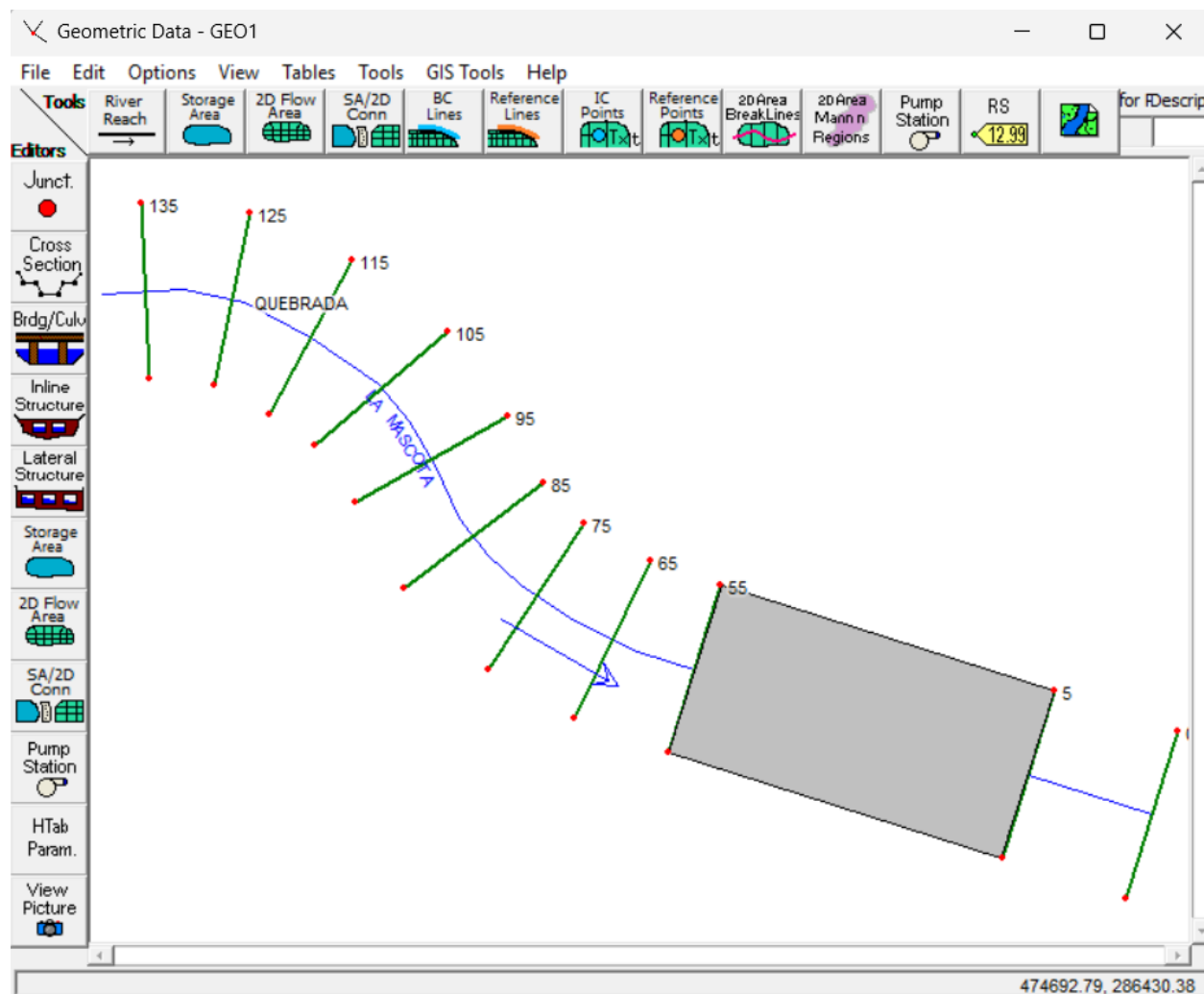


Figura 3.30 Data de geometría en programa HEC-RAS para bóveda 79 Av. Sur; Quebrada La Mascota. Fuente: Elaboración propia.

3.10.2. Parámetros hidráulicos

Para simular de manera realista el comportamiento del flujo dentro de la bóveda, se asignaron valores al coeficiente de rugosidad de Manning (n) según las características de los materiales presentes en el lecho y paredes de la estructura. En el caso de superficies de concreto en condiciones regulares, se adoptó un coeficiente de rugosidad de Manning de $n = 0.014$, de acuerdo con las recomendaciones del Manual de Hidrología del U.S. Army Corps of Engineers (USACE) y otras fuentes de literatura técnica especializada.

Este valor fue seleccionado en función de las condiciones observadas durante la visita de campo, donde se constató que tanto el recubrimiento del canal como el de la bóveda presentaban acabado en concreto moldeado, sin deterioros estructurales significativos ni presencia excesiva de vegetación o sedimentos que afectaran la rugosidad hidráulica.

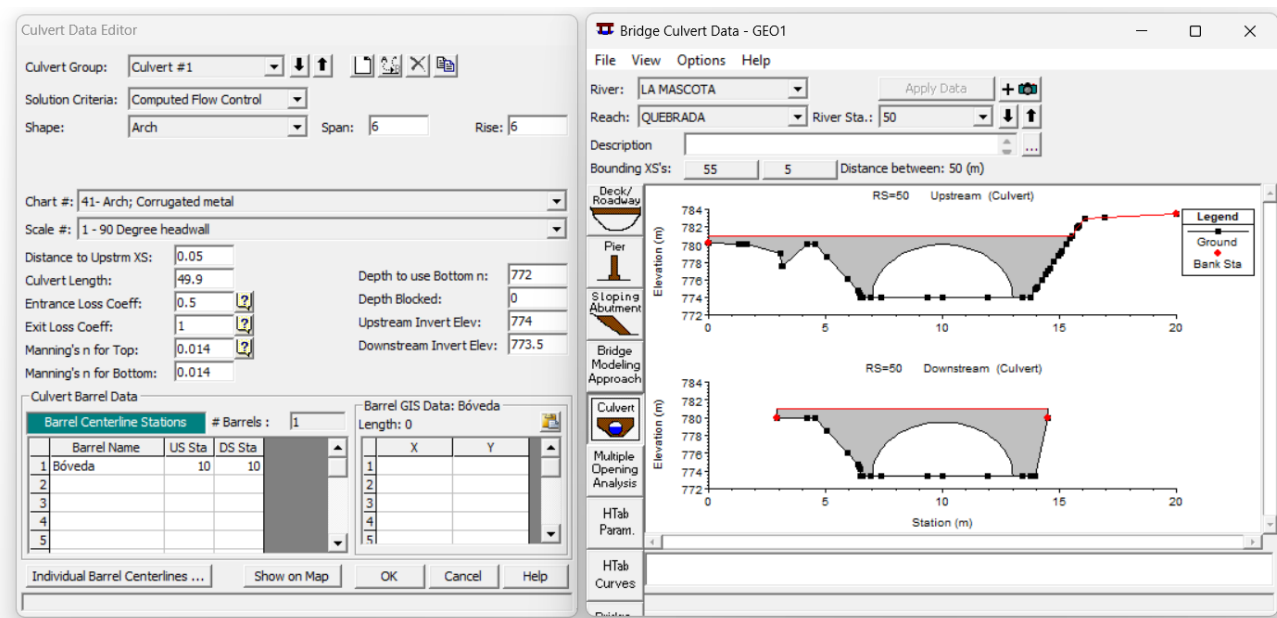


Figura 3.31 Ingreso de datos para la modelación de la sección de bóveda en el programa HEC-RAS.
Fuente: Elaboración propia.

Se consideraron las siguientes condiciones de borde:

Condición aguas arriba: Caudal de entrada correspondiente al caudal pico obtenido mediante modelación hidrológica en HEC-HMS para los períodos de retorno de 10, 25 y 50 años.

Condición aguas abajo: Nivel normal de flujo, determinado mediante análisis de pendiente del cauce y régimen de escurrimiento.

3.10.3. Simulación del flujo

La simulación se realizó bajo condiciones de flujo permanente (steady flow), dada la necesidad de evaluar la capacidad hidráulica de la bóveda bajo escenarios estáticos de caudal pico. El modelo permitió obtener perfiles de lámina de agua y evaluar la existencia de condiciones críticas, subcríticas o supercríticas a lo largo del tramo.

Steady Flow Data - FLUJO

File Options Help

Description : Ingreso del caudal máximo para 10, 25 y 50 años Apply Data

Enter/Edit Number of Profiles (32000 max): 3 Reach Boundary Conditions ...

Locations of Flow Data Changes

River: LA MASCOTA Add Multiple...

Reach: QUEBRADA River Sta.: 135 Add A Flow Change Location

Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates		
River	Reach	RS	PF 1	PF 2	PF 3
1 LA MASCOTA	QUEBRADA	135	47.7	53.6	58.1

Edit Steady flow data for the profiles (m3/s)

Figura 3.32 Ingreso del caudal máximo para 10, 25 y 50 años. Fuente: Elaboración propia.

Los resultados de la modelación de los perfiles de flujo en la infraestructura hidráulica se presentan mediante gráficos de perfil longitudinal, donde se identifican las siguientes curvas clave:

- WS (Water Surface): representa la línea de la lámina de agua calculada para el caudal ingresado.
- EG (Energy Grade Line): muestra la línea de energía total, que incluye la altura de presión y la energía cinética del flujo.

- Ground: corresponde al perfil del terreno o canal, reflejando la geometría base del cauce modelado.

Estas curvas permiten interpretar visualmente el comportamiento hidráulico del flujo a lo largo del tramo, facilitando la detección de zonas con posibles restricciones hidráulicas o transiciones abruptas en el régimen de flujo.

3.10.4. Evaluación de la capacidad

Se compararon los resultados del nivel de lámina de agua generados por el modelo con la altura libre disponible en la bóveda.

La información obtenida a partir del modelo fue fundamental para determinar si la infraestructura existente es capaz de manejar los caudales máximos calculados sin generar condiciones de inundación.

A continuación, se presentan los perfiles longitudinales del cauce de la Quebrada La Mascota, generados a partir de las simulaciones realizadas en el software HEC-RAS para los períodos de retorno de 10, 25 y 50 años (denominados Perfil PF1, PF2 y PF3, respectivamente).

Cada perfil ilustra la variación de la superficie libre del agua (WS) a lo largo del tramo modelado, que abarca tanto el canal natural como la estructura de la bóveda. Para cada escenario, se determinó el nivel de crecida correspondiente, lo que permitió cuantificar la altura del flujo en el acceso a la bóveda y en el tramo aguas arriba y aguas abajo.

3.10.4.1. Evaluación del comportamiento hidráulico para un Pr de 10 Años

En la Figura 3.33 y Figura 3.34, se observa que la cota de ingreso del flujo a la estructura es de 777.12 m, mientras que, una vez dentro de la bóveda, la superficie del agua desciende a una cota de 775.86 m. Esta disminución en el nivel del agua está asociada a un incremento en la velocidad del flujo al interior de la estructura, debido a la sección hidráulicamente más eficiente de la bóveda en comparación con el canal natural aguas arriba.

Este comportamiento confirma que, para el período de retorno de 10 años, no se presentan condiciones de inundación o desbordamiento en ningún punto del tramo modelado, demostrando que la estructura posee capacidad suficiente para conducir el caudal de diseño de manera eficiente y segura. Se muestra el perfil longitudinal con la superficie de agua en el canal natural y el tramo de la bóveda.

La cota de ingreso del caudal de 47.7 m³/s está en la 777.12 m y al ingresar a la bóveda la superficie de agua baja a la cota 775.86 m. El flujo dentro de la bóveda lleva una mayor velocidad por lo que bajo el nivel de agua sin tener problemas de inundaciones para el período de retorno de 10 años

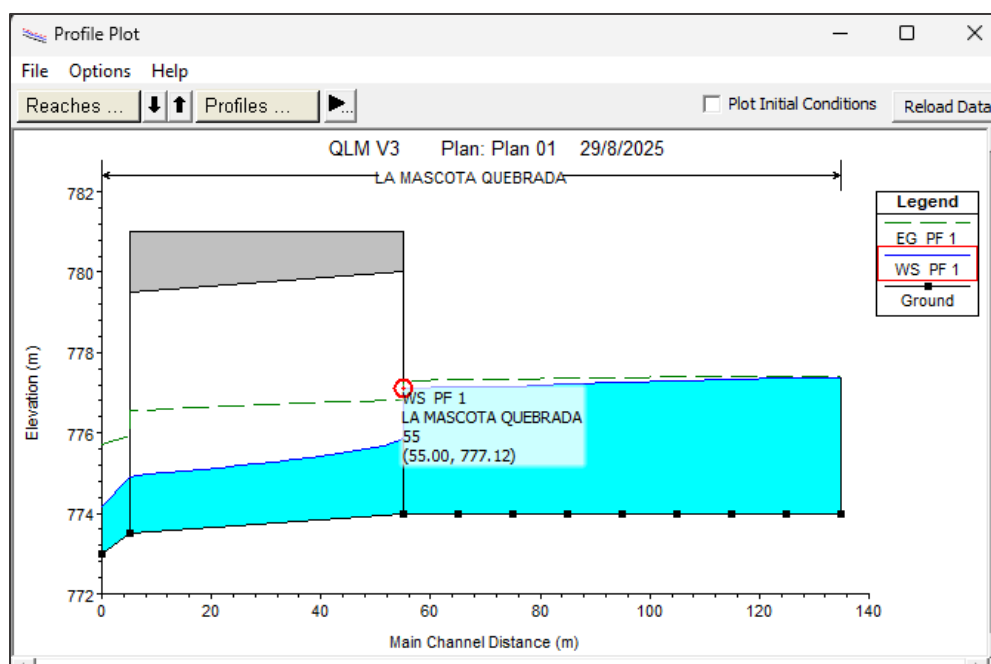


Figura 3.33 Perfil longitudinal con altura de agua en el tramo del canal de la quebrada La Mascota para 10 años. Fuente: elaboración propia.

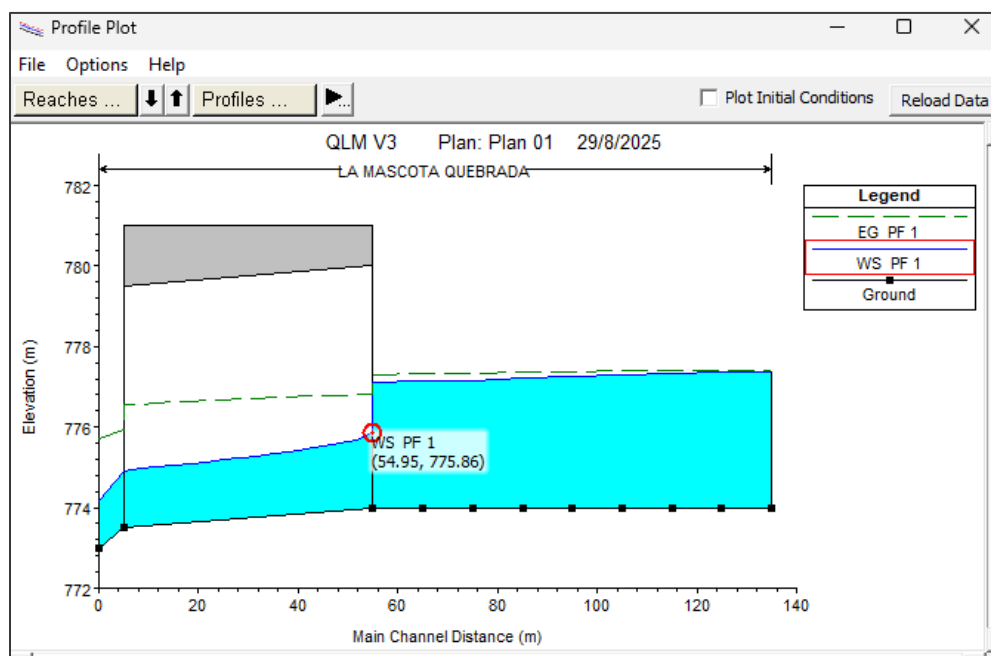


Figura 3.34 Perfil longitudinal con altura de agua en el tramo de la bóveda para 10 años. Fuente: elaboración propia.

3.10.4.2. Evaluación del comportamiento hidráulico para un Pr de 25 Años

En la Figura 3.35 y Figura 3.36, se presenta el perfil longitudinal correspondiente al período de retorno de 25 años (caudal de $53.6 \text{ m}^3/\text{s}$), donde se observa el comportamiento de la superficie de agua en el canal natural y el interior de la bóveda. Se identifica que la cota de ingreso del flujo a la estructura es de 777.38 m, mientras que al interior de la bóveda la superficie del agua descende a una cota de 776.01 m. Esta reducción en el nivel de agua responde al incremento en la velocidad del flujo al interior de la estructura, consecuencia de la mayor eficiencia hidráulica de la sección de la bóveda en comparación con el canal natural aguas arriba.

Este comportamiento confirma que, para el período de retorno de 25 años, no se generan condiciones de inundación o desbordamiento en ningún punto del tramo modelado, demostrando que la estructura mantiene capacidad suficiente para conducir el caudal de diseño de manera segura.

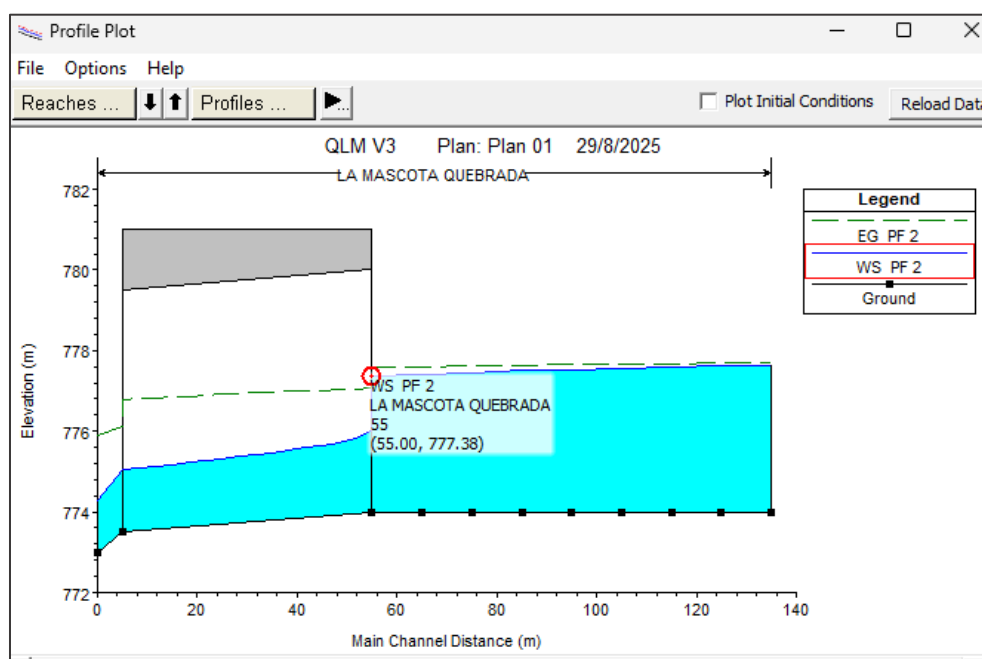


Figura 3.35 Perfil longitudinal con altura de agua en el tramo del canal de la quebrada La Mascota para 25 años. Fuente: elaboración propia.

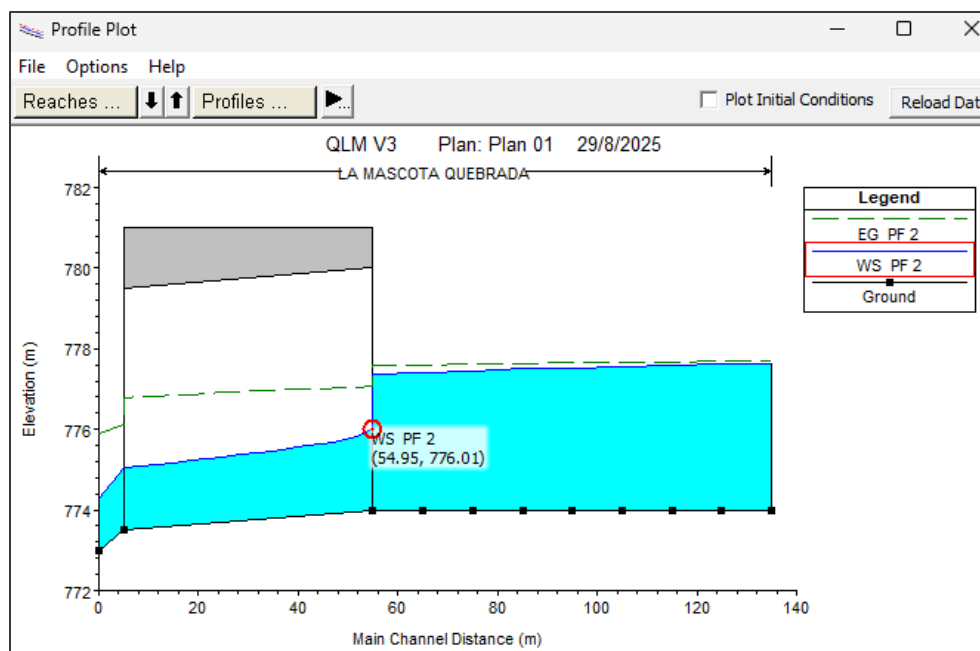


Figura 3.36 Perfil longitudinal con altura de agua en el tramo de la bóveda para 25 años. Fuente: elaboración propia.

3.10.4.3. Evaluación del comportamiento hidráulico para un Pr de 50 Años

En las Figura 3.37 y Figura 3.38, se muestra el perfil longitudinal asociado al período de retorno de 50 años (caudal de $58.1 \text{ m}^3/\text{s}$), ilustrando el comportamiento hidráulico tanto en el canal natural como en el tramo de la bóveda.

Se determina que la cota de ingreso del flujo a la estructura es de 777.59 m, mientras que dentro de la bóveda la superficie del agua disminuye a una cota de 776.12 m. Este descenso en el nivel libre del agua está asociado al aumento de velocidad que experimenta el flujo al ingresar a la estructura, debido a la sección hidráulicamente más eficiente de la bóveda. Este análisis confirma que, incluso para el período de retorno de 50 años, no se presentan condiciones de inundación o desbordamiento en el tramo estudiado, verificando que la estructura cuenta con la capacidad hidráulica necesaria para conducir el caudal de diseño bajo condiciones extremas.

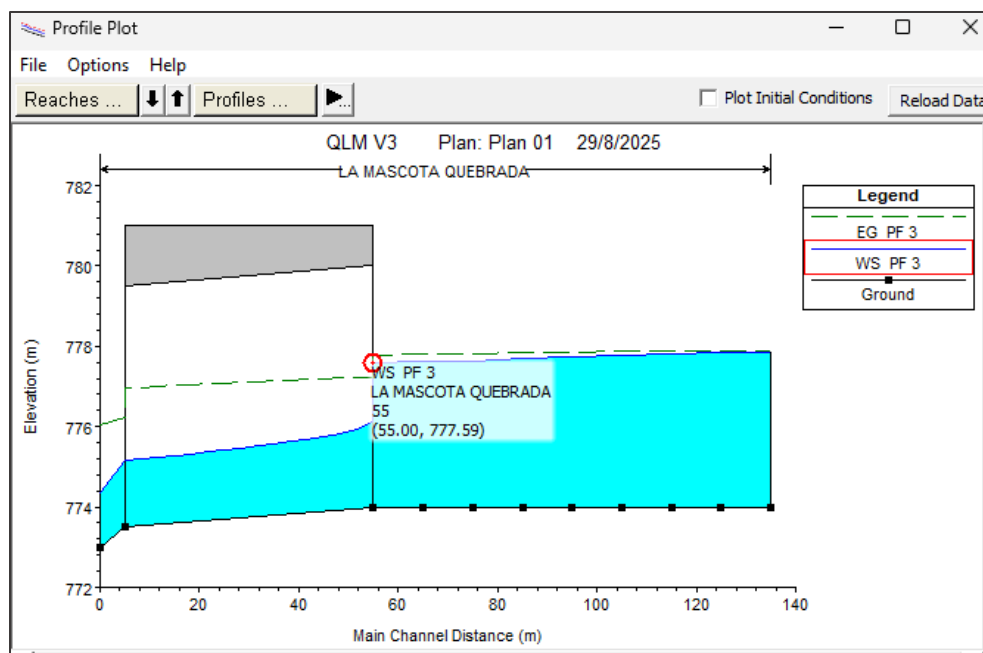


Figura 3.37 Perfil longitudinal con altura de agua en el tramo del canal de la quebrada La Mascota para 50 años. Fuente: elaboración propia

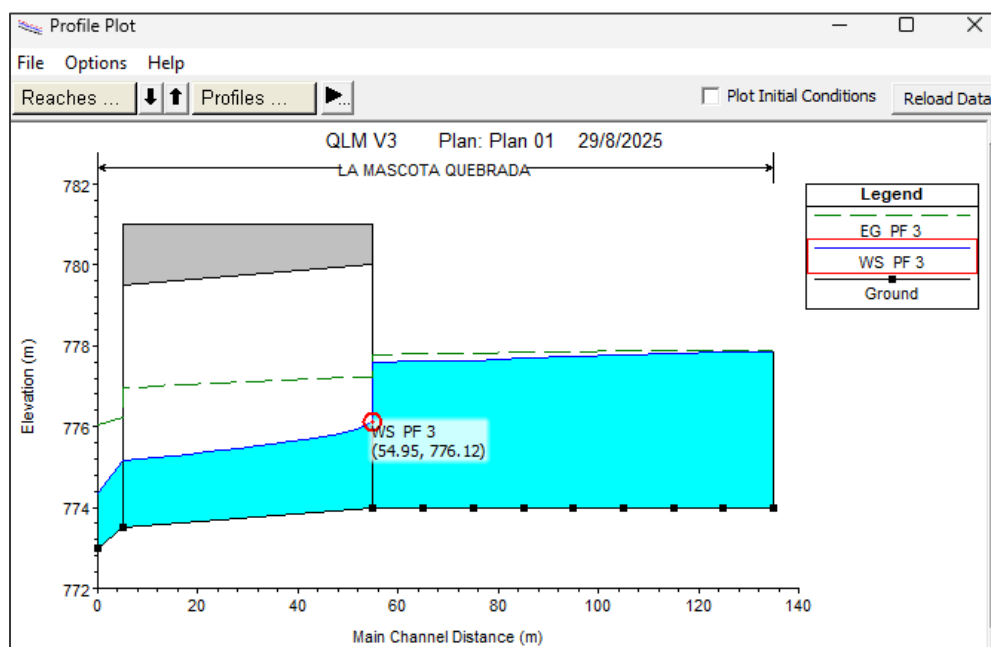


Figura 3.38 Perfil longitudinal con altura de agua en el tramo de la bóveda para 50 años. Fuente: elaboración propia.

3.10.4.4. Resumen de las crecidas máxima con distintos período de retorno (Pr)

En la Figura 3.39 muestra el perfil longitudinal del cauce principal junto con las superficies de agua proyectadas para los eventos de 10, 25 y 50 años de periodo de retorno. Se observa una correlación directa entre la severidad del evento (periodo de retorno) y la magnitud de la inundación. A mayor periodo de retorno, mayor es el caudal de diseño y, en consecuencia, se genera una lámina de agua de mayor altura sobre el nivel del cauce natural.

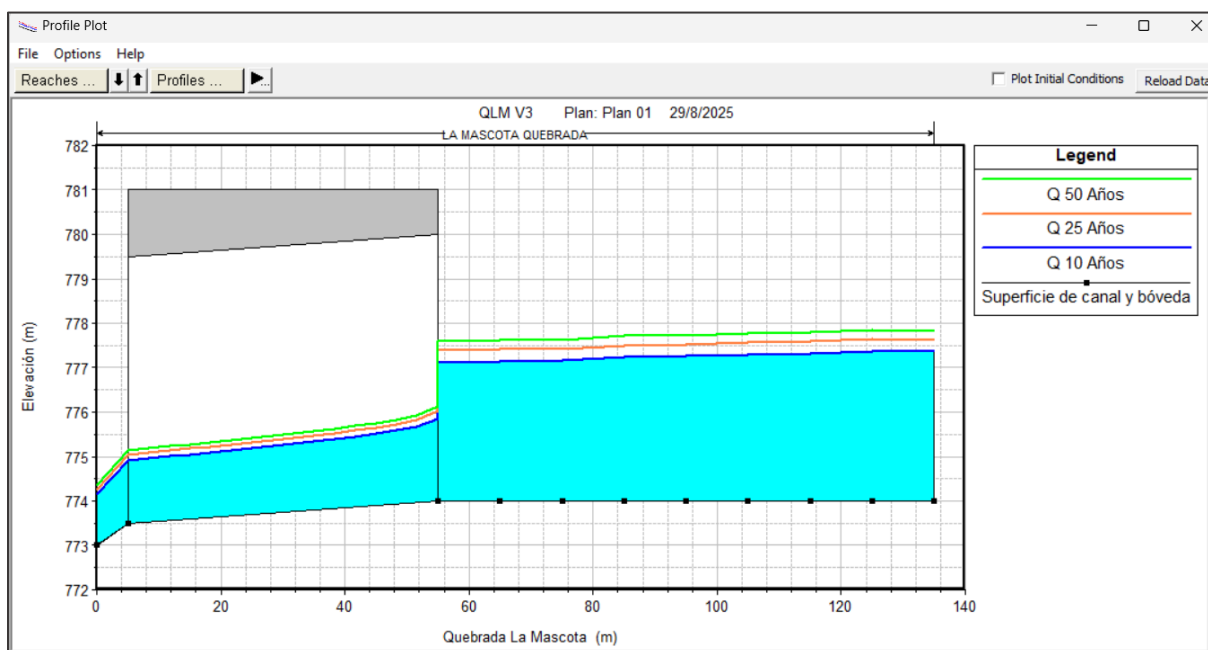


Figura 3.39 Perfil longitudinal con caudales para 10, 25 y 50 años. Fuente: Elaboración propia.

La siguiente Figura 3.40 muestra la visualización de datos obtenidos en los perfiles los cuales se han resumido en la Tabla 3.16:

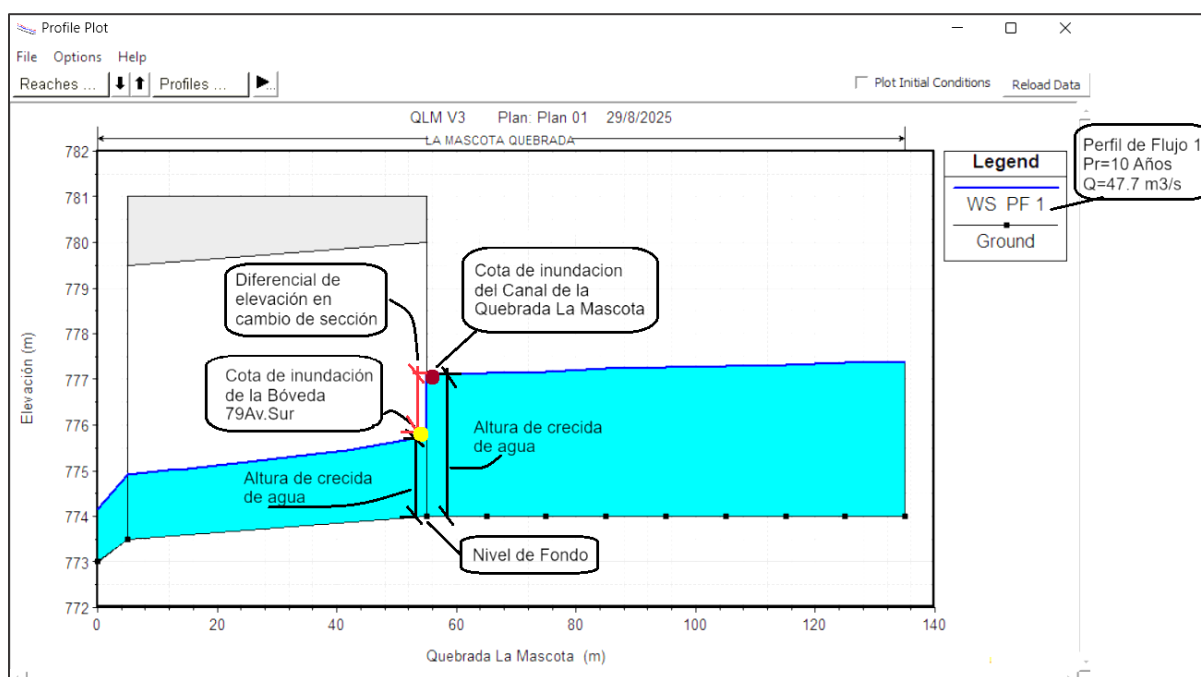


Figura 3.40 Visualización gráfica de datos obtenido de un perfil hidráulico en HEC-RAS. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.16 Resumen de altura de crecidas para 10, 25 y 50 años. Fuente: Elaboración propia.

Resumen de resultados obtenidos a partir de la modelación hidráulica de la bóveda 79 Av. Sur y Quebrada La Mascota							
Período de retorno (Pr) [años]	Caudal de diseño [m³/s]	Cota de Inundación [msnm]		Nivel de Fondo [msnm]	Altura de crecida de agua [m]		Diferencial de elevación en cambio de sección [m]
		Canal de Quebrada	Bóveda 79Av. Sur		Canal de Quebrada	Bóveda 79Av. Sur	
10	47.7	777.12	775.86	774	3.12	1.86	1.26
25	53.6	777.38	776.01	774	3.38	2.01	1.37
50	58.1	777.59	776.12	774	3.59	2.12	1.47

3.11. Determinación de la capacidad máxima y análisis por inundación

Para evaluar el margen de seguridad adicional de la bóveda más allá de los caudales de diseño, se realizó un análisis de capacidad máxima mediante iteraciones en el modelo HEC-RAS. El objetivo fue determinar el caudal límite en el cual la estructura colapsa hidráulicamente, es decir, cuando el flujo supera la altura libre de la bóveda y causa inundación aguas arriba.

El proceso consistió en los siguientes pasos:

- Incremento progresivo del caudal: Partiendo del caudal máximo calculado para el período de retorno de 50 años ($Q_{50} = 58.1 \text{ m}^3/\text{s}$), se incrementó gradualmente el caudal de entrada en el modelo HEC-RAS en pasos de $5 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Monitoreo de los niveles de agua: Para cada caudal incrementado, se simuló el perfil de flujo permanente y se observó el nivel de la lámina de agua (WS) en la sección crítica de la bóveda.
- Criterio de colapso: Se definió como condición de colapso el momento en que el nivel de agua superó la altura interna de la bóveda, indicando que la estructura ya no puede conducir el flujo sin desbordarse y generar inundación.
- Resultados de las iteraciones: El modelo mostró que, para un caudal aproximado de $136.5 \text{ m}^3/\text{s}$, la lámina de agua alcanzó el techo de la bóveda. Caudales superiores a este valor resultaron en inundación aguas arriba, confirmando la falla hidráulica de la obra de paso.

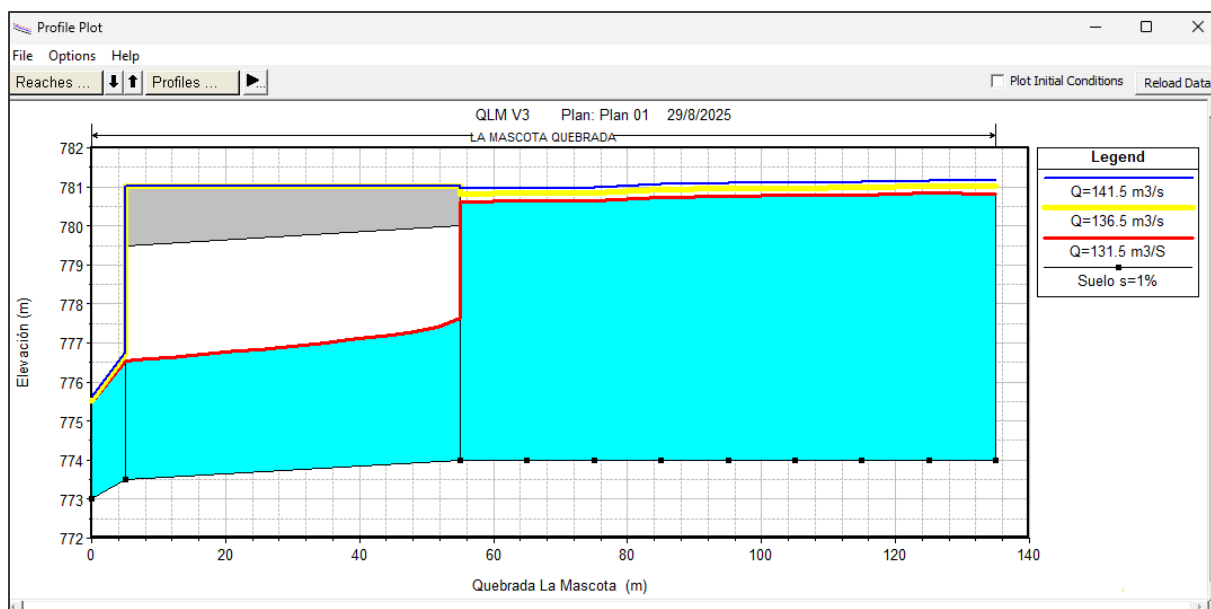


Figura 3.41 Perfil hidráulico con eventos extremos de caudales. Fuente: Elaboración propia.

El perfil hidráulico modelado permite analizar la respuesta de la bóveda ante caudales extremos. Para un caudal de $131.5 \text{ m}^3/\text{s}$ (línea roja), el nivel del agua alcanza la parte superior de la bóveda, aunque el flujo continúa ingresando y drenando adecuadamente a través de la estructura. Sin embargo, al aumentar el caudal a $136.5 \text{ m}^3/\text{s}$ (línea amarilla), se observa que el agua deja de ingresar completamente a la bóveda y comienza a desbordarse por encima de la estructura, lo que evidencia la aparición de condiciones de inundación aguas arriba. Con un caudal de $141.5 \text{ m}^3/\text{s}$ (línea azul), el desbordamiento es aún mayor y el sistema hidráulico en conjunto entra en condición de colapso.

No obstante, este comportamiento no necesariamente significa que la bóveda carezca de capacidad hidráulica suficiente. Por el contrario, la geometría de la estructura sugiere que, de estar acompañada de un canal de aproximación con mayor capacidad, podría transportar caudales incluso superiores a los $141.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

El colapso se produce debido a que el canal aguas arriba no cuenta con la capacidad de conducir y entregar adecuadamente el flujo hacia la entrada de la bóveda, generando un estrangulamiento hidráulico que limita la eficiencia de la obra de paso.

En consecuencia, el análisis confirma que la insuficiencia del sistema no radica exclusivamente en la bóveda, sino en el conjunto canal-bóveda, cuya interacción determina la condición de sobrecapacidad y el inicio del desbordamiento.

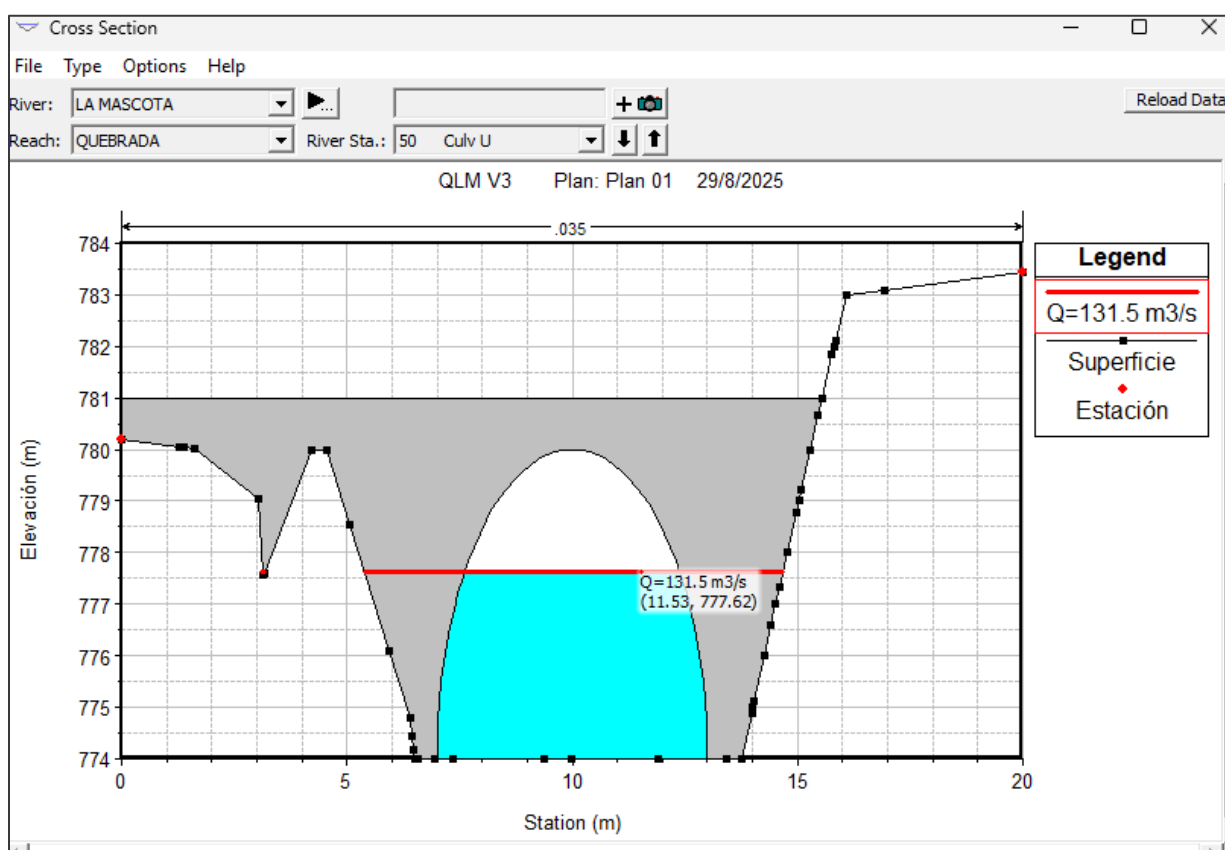


Figura 3.42 Perfil transversal en HEC-RAS con altura de crecida para un caudal de ingreso de 131.5 m³/s. Fuente: Elaboración propia

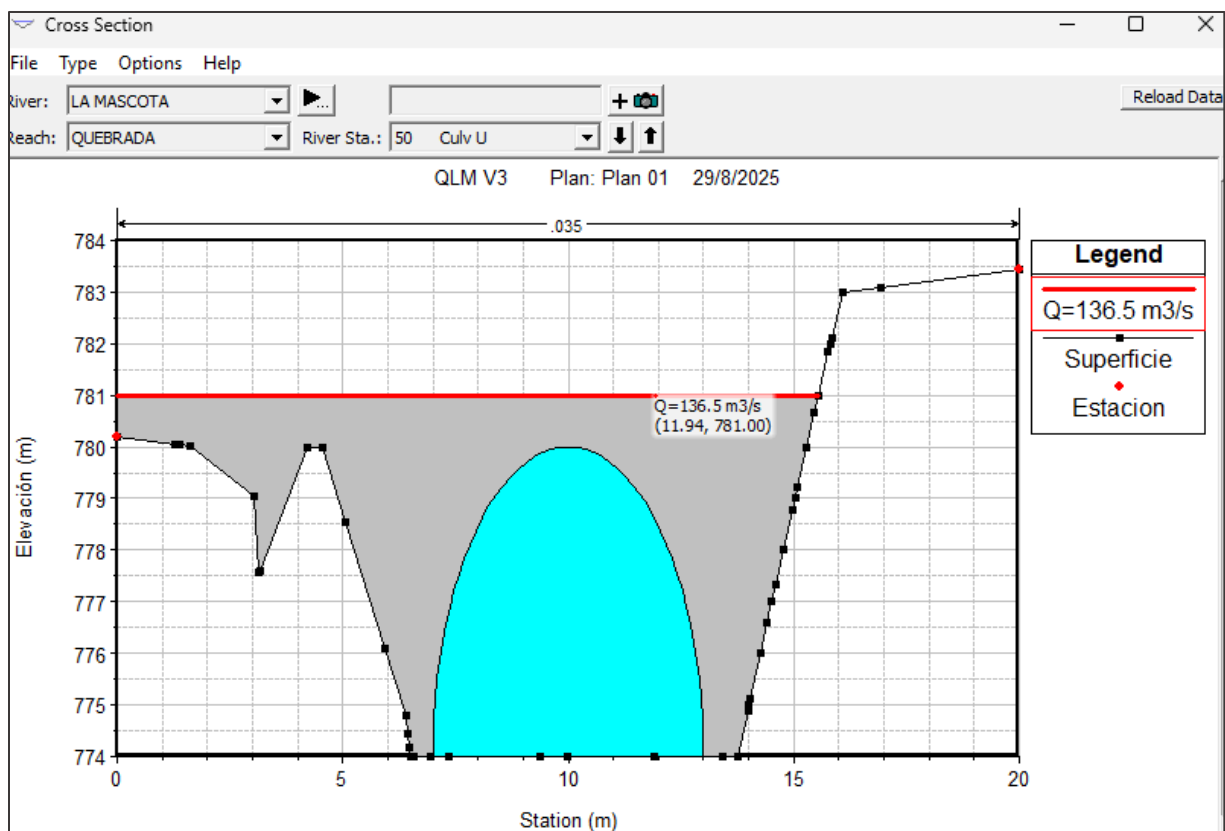


Figura 3.43 Perfil transversal en HEC-RAS con altura de crecida para un caudal de ingreso de 136.5 m³/s. Fuente: Elaboración propia

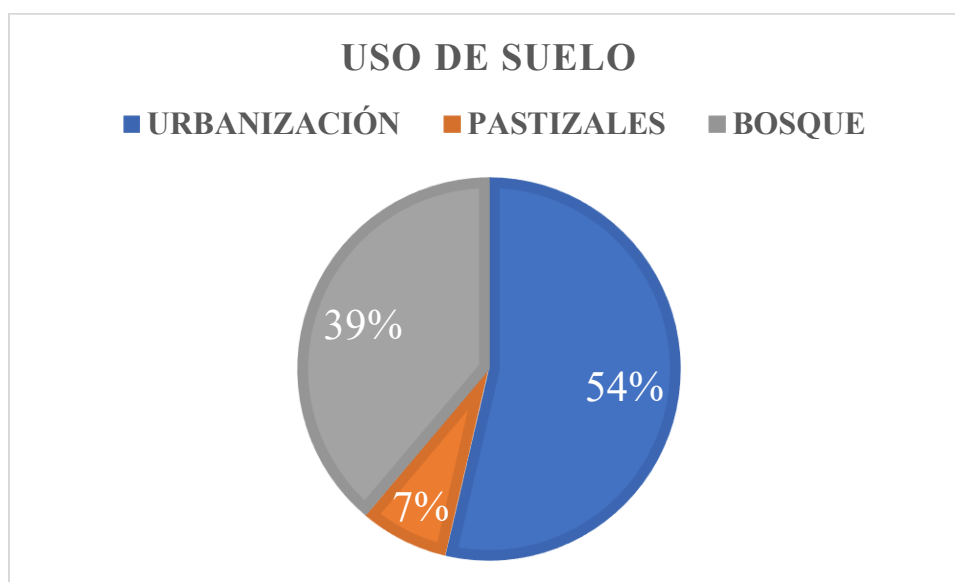
La Figura 3.42 Perfil transversal en HEC-RAS con altura de crecida para un caudal de ingreso de 131.5 m³/s. Fuente: Elaboración propia y la Figura 3.43 muestran las secciones transversal con distintos valores de caudales, con una diferencia de 5 m³/s entre sí. Se evidencia el colapso de la obra de paso con el caudal de 136.50 m³/s.

Capítulo 4. Análisis de resultados

Capítulo 4. Análisis de resultados

4.1. Análisis de las características físicas de la cuenca

La cuenca que alimenta la Quebrada La Mascota posee una superficie total de 6.519 km², y presenta una distribución heterogénea del uso del suelo. Según los datos recopilados y analizados mediante herramientas de sistemas de información geográfica SIG (GIS por sus siglas en inglés) presentados en la Tabla 3.1 Áreas de aporte de acuerdo con el uso de suelo. Fuente: Elaboración propia., la ocupación del territorio en porcentaje se divide de la siguiente manera:



Gráfica 4.1 Clasificación de uso de suelo para la cuenca La Mascota. Fuente: Elaboración propia.

Esta distribución indica que más de la mitad de la superficie se encuentra impermeabilizada o con limitada capacidad de infiltración, principalmente debido a la presencia de edificaciones, calles pavimentadas y otras superficies duras propias de zonas urbanas. Este grado de urbanización reduce considerablemente el tiempo de concentración del escurrimiento y favorece la generación de caudales pico elevados en cortos periodos de tiempo.

El 39 % del área ocupada por cobertura boscosa contribuye a mitigar parcialmente estos efectos, ya que las zonas forestadas permiten una mayor infiltración, almacenamiento temporal del agua en el follaje y una reducción de la velocidad de escorrentía. Sin embargo, dado el predominio de áreas urbanas, la respuesta hidrológica de la cuenca tiende a ser rápida e intensa, lo cual es consistente con los hidrogramas generados durante la modelación hidrológica.

Asimismo, la presencia marginal de pastizales (7 %) ofrece un aporte limitado en términos de infiltración y control de escorrentía, pero puede actuar como zona de transición entre las áreas naturales y las urbanas. Las características físicas observadas permiten clasificar esta cuenca como altamente impermeabilizada y con un comportamiento típicamente torrencial, en donde las lluvias intensas se traducen rápidamente en escorrentías concentradas, incrementando el riesgo de desbordamientos si la infraestructura hidráulica no cuenta con la capacidad adecuada.

4.2. Análisis de los tiempos de concentración

Se calcularon los tiempos de concentración utilizando tres métodos empíricos: Kirpich, Giandotti y California Highways. El promedio aritmético de los valores obtenidos fue de 41.03 minutos, con un rango entre el mayor (Giandotti: 43.75 min) y el menor (Kirpich: 39.60 min) de 4.15 minutos. Esta dispersión representa una variación del 10.1 % respecto al promedio.

El método de Giandotti, que incluye la elevación media como parámetro adicional, presentó el valor más alto, lo que sugiere una mayor sensibilidad a la morfometría de la cuenca. En contraste, el método de Kirpich resultó en un valor más conservador y fue adoptado como referencia conforme a la normativa nacional.

4.3. Análisis de intensidades de precipitación

Con base en las curvas IDF de la estación El Boquerón (L-18), el cual fue la estación pluviográfica seleccionada por normativa salvadoreña con relación a la ubicación más cercana al proyecto, se determinaron las intensidades de lluvia para períodos de retorno de 10, 25 y 50 años, asociados a una duración igual al tiempo de concentración (39.601 min). Las intensidades resultantes mostraron una progresión creciente conforme aumenta el período de retorno, en concordancia con el comportamiento esperado de eventos extremos. La tasa de incremento entre los períodos de 10 a 25 años fue superior al incremento entre los períodos de 25 a 50 años, lo que sugiere una atenuación relativa del riesgo marginal en eventos de retorno más largo.

4.4. Análisis de caudales máximos

Se estimaron caudales máximos utilizando el método Racional y el método Número de Curva SCS mediante simulación en HEC-HMS. Las diferencias observadas entre ambos enfoques fueron resultado de los supuestos de escorrentía, el nivel de detalle en la caracterización del uso de suelo y la incorporación de hietogramas sintéticos.

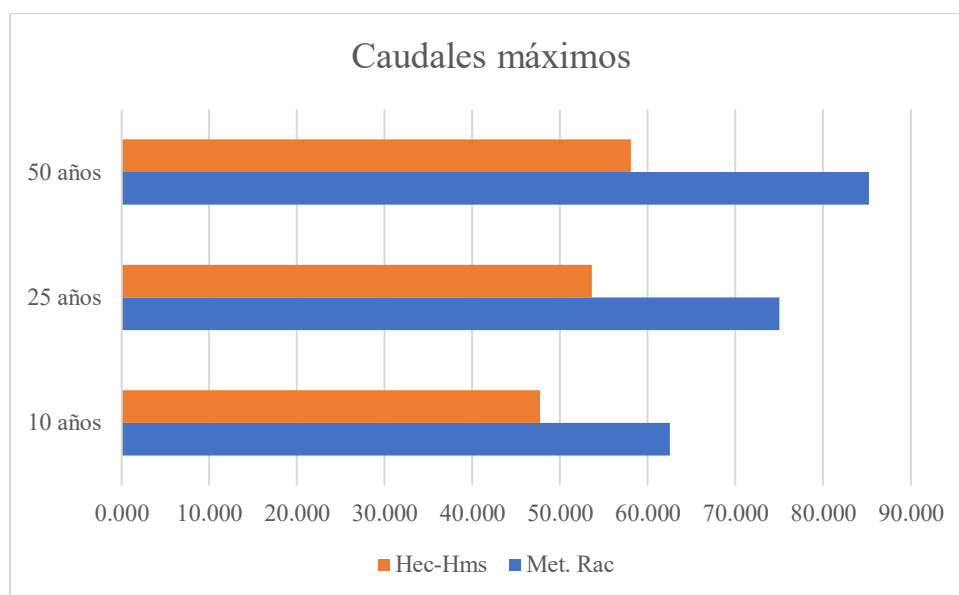
Los caudales máximos obtenidos del método racional se desarrollaron la página 87, 3.8.1 Método racional, donde se calcularon las caudales para los distintos tiempos de período de retorno, distintos coeficientes y una misma área.

Los valores de C (coeficiente de escorrentía) en los tres casos variaron debido a que se seleccionaron de acuerdo con (Chow, Maidment, & Mays, Applied Hydrology, 1988) donde el coeficiente de escorrentía varía de acuerdo del período de retorno y las características de la superficie.

Los caudales máximos obtenidos por medio del Método SCS y la modelación hidrológica en HEC-HMS se desarrollaron en el numeral 3.8.2 Método SCS, en la página 94 se presenta la modelación hidrológica para determinar el caudal para períodos de retorno de 10, 25 y 50 años. La Tabla 3.15 Resultado de caudales máximos para distintos períodos de retorno en el programa HEC-HMS. Elaboración propia. Muestra un resumen de los datos obtenidos de acuerdo con la modelación computacional en HEC-HMS, determinando asó el caudal máximo.

Tabla 4.1 Caudales máximos con método racional y HEC-HMS. Fuente: Elaboración propia.

CAUDALES		
PR	Met. Rac [m ³ /s]	SCS Hec-Hms [m ³ /s]
10 años	62.52	47.7
25 años	74.97	53.6
50 años	85.18	58.1



Gráfica 4.2 Caudales máximos del método racional y Método SCS para los tiempo de retorno aplicables a la cuenca de estudio. Fuente: Elaboración propia.

La gráfica de barras Gráfica 4.2, permite visualizar la diferencia sistemática entre ambos métodos. En todos los escenarios analizados, el método Racional arroja valores de caudal pico superiores a los obtenidos mediante el método SCS implementado en HEC-HMS. En promedio, los caudales máximos estimados por el método Racional son aproximadamente un 39 % mayores que los del método SCS, lo cual refleja una diferencia metodológica significativa.

Esta diferencia se puede explicar por los siguientes factores:

- El método Racional supone que toda la precipitación efectiva genera escorrentía de manera inmediata, lo cual tiende a sobrestimar los caudales en cuencas parcialmente urbanizadas o con heterogeneidad en el uso del suelo.
- El método SCS implementado en HEC-HMS considera el efecto de almacenamiento y pérdidas en función del número de curva (CN), lo cual conduce a estimaciones más conservadoras, especialmente bajo condiciones de humedad antecedente tipo III.

4.5. Análisis del hidrograma de salida

El hidrograma representa la respuesta de la cuenca ante un evento de lluvia intensa, mostrando cómo varía el caudal en el tiempo una vez que la precipitación comienza a generar escorrentía. Para esta investigación se generaron hidrogramas correspondientes a los períodos de retorno de 10, 25 y 50 años, utilizando el modelo HEC-HMS, en la Figura 3.21, Figura 3.24 y Figura 3.27.

En todos los casos, el hidrograma presenta una forma característica de “campana”, con un ascenso rápido del caudal seguido por una disminución gradual. Este comportamiento es típico de

cuencas urbanas o semiurbanas, donde el agua fluye rápidamente hacia el cauce debido a la limitada capacidad de infiltración del terreno.

Cada gráfico incluye en la parte superior la distribución de la lluvia a lo largo del tiempo (hietograma), mientras que en la parte inferior se muestra la respuesta de caudal (hidrograma). Se observa lo siguiente:

El caudal máximo se alcanza entre 60 y 70 minutos después de iniciado el evento de lluvia, lo cual está relacionado con el tiempo que tarda el agua en recorrer la cuenca desde los puntos más alejados hasta el cauce principal. Una vez alcanzado el caudal máximo, el descenso es más lento, debido a que el flujo proveniente de las zonas más altas continúa alimentando el sistema por un período prolongado. A mayor período de retorno (es decir, eventos más extremos), mayor es el pico de caudal observado.

4.6. Análisis del modelo hidráulico de la bóveda en HEC-RAS

El análisis hidráulico fue desarrollado mediante simulaciones en el software HEC-RAS. A través de los perfiles longitudinales generados, se evaluó el comportamiento del flujo en el interior de la bóveda, considerando el escenario correspondiente al caudal de diseño máximo.

Se observó que la lámina de agua (WS) se mantuvo en todo momento por debajo del techo de la bóveda para los caudales de diseño de 10, 25 y 50 años, indicando que el flujo se desarrolla bajo condiciones de flujo subcrítico y en régimen de superficie libre. Esto sugiere que la estructura opera por debajo de su capacidad máxima bajo el escenario modelado.

- Distribución espacial del flujo

Los resultados muestran que, conforme aumenta el periodo de retorno, se incrementa de manera progresiva tanto la cota de inundación como la altura de crecida de agua. Para un $Pr = 10$ años, la altura de crecida en el canal de la quebrada es de 3.12 m, mientras que en la bóveda alcanza 1.86 m sobre el nivel de fondo. En el caso de un $Pr = 25$ años, estos valores ascienden a 3.38 m y 2.01 m, respectivamente. Finalmente, para el $Pr = 50$ años, la altura de crecida alcanza 3.59 m en el canal y 2.12 m en la bóveda, lo que confirma una tendencia creciente con el aumento del caudal de diseño.

La pendiente hidráulica se mantuvo estable, sin evidencias de saltos hidráulicos, acumulaciones o zonas de remanso. Tampoco se observaron condiciones de flujo a presión para los caudales de diseño de 10,25 y 50 años.

- Variabilidad del tirante

En el tramo modelado, se estimó visualmente que el tirante medio del flujo (diferencia entre WS, es decir, la altura del agua entre la superficie libre de agua y el fondo del canal) osciló entre 1.0 y 1.5 metros a lo largo del perfil. Esta variabilidad es consistente con un régimen de flujo controlado, característico de secciones con geometría regular y sin obstrucciones.

4.7. Análisis del modelo hidráulico en evento de inundación

El comportamiento hidrodinámico observado en las simulaciones de HEC-RAS evidencia que la condición de inundación debido a un evento extraordinario se origina por una insuficiencia del sistema canal-bóveda en conjunto, más que por la sección de la bóveda en aislamiento.

Para los caudales de diseño ($Pr = 10, 25$ y 50 años), el tirante en el canal de aproximación se incrementa progresivamente y el diferencial de elevación en el cambio de sección (canal $\rightarrow$ bóveda) se mantiene en el rango $1.26\text{--}1.47$ m, señal de pérdidas localizadas significativas por contracción, rugosidad y transición geométrica.

En $Q = 131.5 \text{ m}^3/\text{s}$, la línea de agua (WS) alcanza la clave de la bóveda, pero el flujo aún ingresa y la estructura sigue drenando (régimen subcrítico con entrada no ahogada). Con $Q = 141.5 \text{ m}^3/\text{s}$, el desbordamiento es sostenido y la condición se consolida como falla hidráulica del sistema, aunque la geometría de la bóveda sugiere capacidad potencial mayor si la alimentación fuera hidráulicamente eficiente.

Capítulo 5. Conclusiones y recomendaciones.

Capítulo 5. Conclusiones y recomendaciones

5.1. Conclusiones

- Conclusión general (hipótesis principal). Con base en la modelación hidráulica en HEC-RAS y comparando los caudales de diseño con la capacidad teórica calculada por la fórmula de Manning, se rechaza la hipótesis nula H_0 (insuficiencia de capacidad) y se acepta la hipótesis alternativa H_1 : la bóveda de la Quebrada La Mascota presenta, en las condiciones y supuestos analizados, capacidad hidráulica suficiente para conducir los caudales de diseño calculados para los períodos de retorno de 10, 25 y 50 años. (Soporte: resultados HEC-RAS y evaluación del tirante; capacidad teórica Manning = $209.36 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_{50} \text{ (HEC-HMS)} = 58.1 \text{ m}^3/\text{s}$).
- Conclusión sobre la comparación metodológica (Hipótesis específica 1). Se confirma que las metodologías analizadas producen diferencias significativas en los caudales de diseño: el método racional entrega, en promedio, caudales $\approx 39 \%$ superiores a los obtenidos con SCS implementado en HEC-HMS para los mismos períodos de retorno (ej.: Q_{50} : $85.18 \text{ m}^3/\text{s}$ método racional vs $58.10 \text{ m}^3/\text{s}$ HEC-HMS). Por tanto, se rechaza H_0 (que no hay diferencias significativas) y se acepta H_1 : la elección del método influye de forma relevante en la valoración de la capacidad hidráulica. Esta conclusión subraya la necesidad de justificar metodológicamente la selección de la técnica de estimación de caudales en proyectos de evaluación y diseño.
- Conclusión sobre los coeficientes de escorrentía y número de curva (Hipótesis específica 2). El análisis hidrológico demostró que la elección de los valores de coeficiente de escorrentía (C) y número de curva (CN) tiene una incidencia directa sobre los caudales máximos calculados. En particular, el incremento en los valores de C y CN, asociado a

condiciones de mayor impermeabilización del suelo y humedad antecedente elevada, produjo caudales de diseño superiores en comparación con escenarios menos críticos. Esto confirma la sensibilidad del modelo hidrológico a dichos parámetros y la necesidad de caracterizarlos con precisión para evitar sobreestimaciones o subestimaciones del caudal de diseño. Por tanto, se rechaza la hipótesis nula (H_0) y se acepta la hipótesis alternativa (H_1): los coeficientes de escorrentía y el número de curva influyen significativamente en los caudales de diseño de la cuenca.

- Conclusión sobre la proporcionalidad entre el Período de retorno y caudal (Hipótesis específica 3). Con los tres pares Pr-Q calculados (10, 25 y 50 años) no se obtuvo evidencia robusta que respalde una relación de proporcionalidad lineal exacta entre el aumento del periodo de retorno y el incremento del caudal; las tasas de incremento no son constantes (por ejemplo, en HEC-HMS el incremento relativo de $Q_{10} \rightarrow Q_{25}$ difiere del incremento $Q_{25} \rightarrow Q_{50}$). Dado que en las hipótesis se definió H_1 como ‘sí existe proporcionalidad’ y H_0 como ‘no existe proporcionalidad’, no se encontró evidencia suficiente para rechazar H_0 ; por tanto, no puede afirmarse la existencia de una proporcionalidad lineal perfecta en los puntos analizados. Esta conclusión se toma con la salvedad de la limitada cantidad de puntos (solo tres períodos de retorno): con más pares Pr-Q (p. ej. 2, 5, 10, 25, 50, 100) podría evaluarse con mayor resolución la relación y su ajuste a una función lineal o no lineal.
- Se concluye que la bóveda de la Quebrada La Mascota, ubicada bajo la 79 Av. Sur, posee un comportamiento hidráulico adecuado frente a los eventos de diseño analizados (periodos de retorno de 10, 25 y 50 años): la lámina de agua se mantiene en régimen de superficie libre y por debajo del techo de la estructura en todos los escenarios modelados,

lo que indica que actualmente no se producen desbordamientos ni flujo presurizado dentro del tramo evaluado.

- Los parámetros hidrológicos y geométricos empleados (área de cuenca = 6.5192 km², tiempos de concentración calculados según métodos empíricos, porcentaje de impermeabilización, CN ponderado y curvas IDF de la estación El Boquerón) resultaron coherentes y suficientes para la estimación de caudales de diseño en HEC-HMS; la respuesta hidrológica (hidrogramas) muestra picos entre 60–70 minutos tras el inicio del evento, indicador de la dinámica real de la cuenca.
- La comparación metodológica reveló diferencias significativas: el método racional produjo caudales en promedio 39 % superiores respecto al método SCS aplicado, evidenciando la sensibilidad del resultado al método seleccionado. Para el caso extremo analizado, el caudal estimado para 50 años fue de 58.1 m³/s (HEC-HMS / método SCS), valor sensiblemente inferior a la capacidad teórica de la bóveda.
- La implementación del modelo hidrológico en HEC-HMS y del modelo hidráulico en HEC-RAS permitió transformar de forma coherente los hietogramas de diseño en hidrogramas de caudal y evaluar el comportamiento de flujo en la bóveda. Ambos modelos concordaron en que el régimen de flujo es subcrítico, sin presencia de saltos hidráulicos ni zonas de remanso en el tramo modelado para condición de período de retorno de 10, 25 y 50 años.
- El análisis del tirante hidráulico más crítico en la bóveda (periodo de retorno 50 años) arrojó un nivel de agua de 2.12 m sobre el fondo (cota WS $\approx$ 776.12 m frente a fondo 774.0 m), lo que representa aproximadamente 31.88 % de la altura total de la bóveda

(6.65 m); por tanto, la estructura mantiene un margen de seguridad operativo frente al escenario de 50 años.

- Aunque la bóveda dispone de capacidad libre—operando en torno al 27.75 % de su capacidad teórica máxima (209.36 m³/s) frente al caudal de 50 años—, la significativa proporción de superficie impermeabilizada en la cuenca (≈ 54 %) y la sensibilidad mostrada entre metodologías indican que futuras variaciones del uso de suelo o eventos extremos mayores a los modelados podrían reducir este margen y, por ende, deben ser consideradas en decisiones de gestión y planificación.
- La modelación llevada hasta el punto de inundación se observa a partir de $Q \approx 136.5$ m³/s, la geometría de la bóveda sugiere que en condiciones adecuadas de aproximación podría transportar caudales superiores a 141.5 m³/s, lo que confirma que el estrangulamiento hidráulico está condicionado principalmente por el canal aguas arriba y la transición de entrada, más que por la sección interna de la bóveda.

5.2. Recomendaciones

- Realizar modelaciones que incorporen escenarios de crecimiento urbano y aumento de impermeabilización, de modo que se cuantifique el efecto sobre caudales de diseño y se identifiquen necesidades de obra a futuro, debido a que el 54 % de la cuenca ya presenta cobertura impermeabilizada y un aumento de superficies pavimentadas podría incrementar significativamente los caudales de diseño y reducir el margen operativo de la bóveda.
- Comparar resultados de distintas metodologías y justificar la selección con base en el comportamiento real de la cuenca y la disponibilidad de datos con otras fuentes como registros de crecidas, no depender exclusivamente de un único enfoque metodológico, especialmente en cuencas urbanas, dado que se evidenció una diferencia promedio del 39 % entre los caudales estimados por el método Racional y el método SCS.
- Fomentar el uso combinado y secuencial de las herramientas de modelación (HEC-HMS, HEC-RAS u otras plataformas apropiadas) para futuras evaluaciones, asegurando una adecuada integración entre los modelos hidrológicos y los hidráulicos.
- Establecer un programa de inspección y limpieza periódica con las autoridades de la municipalidad (especialmente antes y durante la temporada de lluvias) para retirar sedimentos y residuos sólidos, con el fin de garantizar que la capacidad hidráulica efectiva no se reduzca por obstrucciones, azolvamientos o acumulación de material, lo cual podría disminuir el margen de seguridad calculado. La intervención continua garantizará que la bóveda opere en condiciones de capacidad de conducción adecuadas ante eventos de precipitación extrema.

- Extender el análisis hidráulico a tramos adicionales de la Quebrada La Mascota (aguas arriba y aguas abajo) para evaluar integralmente el comportamiento del sistema de drenaje, identificar posibles puntos críticos adicionales y priorizar intervenciones integradas que mitiguen riesgos a nivel de cuenca.
- Proponer la realización de un estudio patológico y estructural detallado de la bóveda (inspección visual, ensayos de materiales, sondajes, pruebas de carga y modelación estructural) para orientar una investigación futura con enfoque estructural. Esta recomendación se plantea con ánimo constructivo, ya que la presente tesis se centró en la evaluación hidráulica de capacidad y no incluyó análisis de integridad o resistencia estructural por limitaciones de alcance y recursos.
- Promover acciones dirigidas a las autoridades competentes, como el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN), con el propósito de actualizar las curvas de Intensidad–Duración–Frecuencia (IDF) utilizadas en los estudios hidrológicos e hidráulicos del país. Dichas curvas se basan en registros de precipitación comprendidos entre los años 1967 y 1983 para el caso de la estación El Boquerón, lo que limita su representatividad ante las condiciones actuales del clima y la variabilidad hidrometeorológica observada en las últimas décadas, debido al cambio climático.
- Considerar la actualización y generación de nuevas curvas IDF como una línea de investigación futura, orientada al procesamiento y análisis de datos pluviográficos recientes, en caso de que el MARN mantenga series históricas continuas. La obtención de curvas actualizadas permitiría mejorar la precisión de los modelos hidrológicos, optimizar el diseño de obras de drenaje y control de avenidas, y fortalecer la planificación de la infraestructura hidráulica frente a escenarios de cambio climático.

Capítulo 6. Bibliografía

Capítulo 6. Bibliografía

- Barraza, K. (2015). *Historia de la planificación urbana de San Salvador-ESV*. Retrieved from https://www.academia.edu/14500585/Historia_de_la_planificacion_urbana_de_San_Salvador_ESV
- Bonilla, G. (1992 (2a Edición)). *Estadística II: Métodos prácticos de inferencia estadística*. San Salvador, El Salvador: UCA Editores.
- Ching., F. D. (2021). *Diccionario Visual de Arquitectura*. México: Gustavo Gili, SA de CV.
- Chow, V. T. (1959). *Open-Channel Hydraulics*. United State of America: McGraw Hill Book Company Inc.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). *Applied Hydrology*. United States of America: McGraw-Hill, Inc.
- GEASIG. (2021, abril 7). *¿Qué es HEC-RAS y para qué sirve?* Retrieved from GEASIG: <https://www.geasig.com/que-es-hec-ras-y-para-que-sirve/>
- Gribbin, J. E. (2017). *Introducción a la hidráulica e hidrología con aplicaciones para la administración del agua pluvial, 4a Edición*. México: Cengage Learning Editores, S.A. de C.V.
- Ibáñez Asensio, S., Moreno Ramón, H., & Gisbert Blanquer, J. M. (2011). *Métodos para la determinación del tiempo de concentración (tc) de una cuenca hidrográfica*. Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Producción Vegetal. Retrieved from <https://riunet.upv.es/handle/10251/10779>
- Ing. A Aracely Quiteño, D. i. (08 de Enero de 2019). *Estado de las bóvedas de la carretera que conduce de Santa Ana a Ahuachapán*. Obtenido de Repositorio Académico de la Universidad Católica de El Salvador:

<https://repositoriounicaes.catolica.edu.sv/jspui/bitstream/123456789/239/1/07-Bo%CC%81vedas-AN2019.pdf>

Maldonado, J. (2023, Septiembre 20). *Reportan en San Salvador severas inundaciones tras tormenta torrencial*. Retrieved from Diario El Mundo:

<https://diario.elmundo.sv/nacionales/reportan-en-san-salvador-severas-inundaciones-tras-tormenta-torrencial>

Ministerio de Vivienda, G. (2009, 10 26). *Portal Ministerio de Vivienda*. Retrieved from <https://vivienda.gob.sv/2009/10/26/historia/>

RLDOT Decreto No18. (2022). *Diario Oficial, Tomo N° 434, Número 4*. Imprenta Nacional de El Salvador. República de El Salvador: Reglamento de la Ley de Desarrollo y Ordenamiento Territorial. Retrieved from

<https://imprentanacional.gob.sv/servicios/archivo-digital-del-diario-oficial/>

Ross, C. W., Prihodko, L., Anchang, J. Y., Kumar, S. S., Ji, W., & Hanan, N. P. (2018). Global Hydrologic Soil Groups (HYSOGs250m) for Curve Number-Based Runoff Modeling. ORNL DAAC Oak Ridge, Tennessee, USA. Retrieved from

<https://doi.org/10.3334/ORNLDAAAC/1566>

Sáenz, G. M. (1999). *Hidrología en la Ingeniería*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.

Sánchez San Román, F. J. (Marzo 2022). *Hidrología superficial y subterránea 2a Edición*. SafeCreative.

SNET, S. N. (n.d.). *Gobierno de El Salvador*. Retrieved from

<https://portafolio.snet.gob.sv/digitalizacion/pdf/spa/doc00245/doc00245-seccion%20c.pdf>

US Army Corps of Engineers, H. E. (s.f.). *Hydrologic Engineering Center*. Obtenido de
<https://www.hec.usace.army.mil/software/hech-hms/>

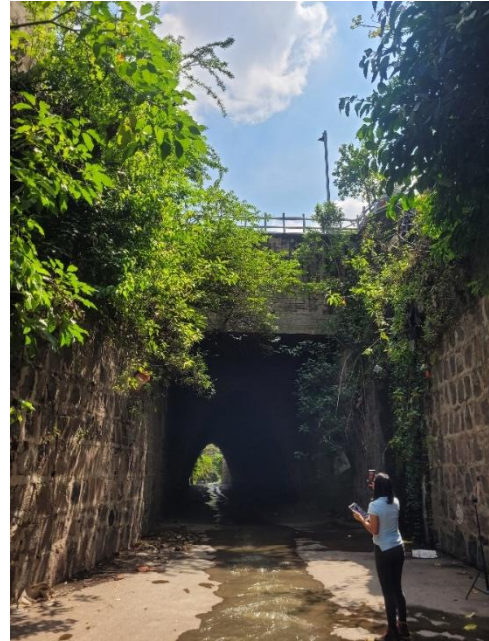
USDA, Natural Resources Conservation Service. (2004). *Chapter 10: Estimation of Direct
Runoff from Storm Rainfall in National Engineering Handbook: Part 630 – Hydrology*.
Washington, DC: USDA, NRCS. Retrieved from
<https://www.hydrocad.net/neh/630ch10.pdf>

ANEXOS

Anexo A. Visita de campo



1- Fotografía tomada en visita de campo, sentido de aguas arriba hacia aguas abajo



2- Entrada de flujo aguas arriba a bóveda 79 Av. Sur.



3- Fotografía de entrada aguas arriba de bóveda 79 Av. Sur.



4- Interior de bóveda parabólica 79 Av. Sur.



5- Fotografía de la salida del flujo de agua en la bóveda 79 Av. Sur. aguas abajo.

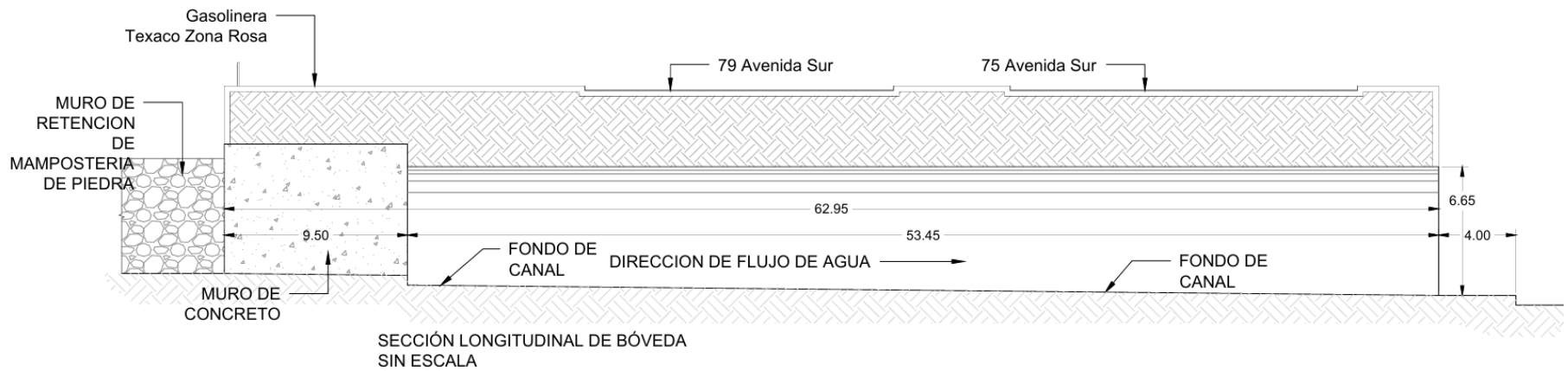
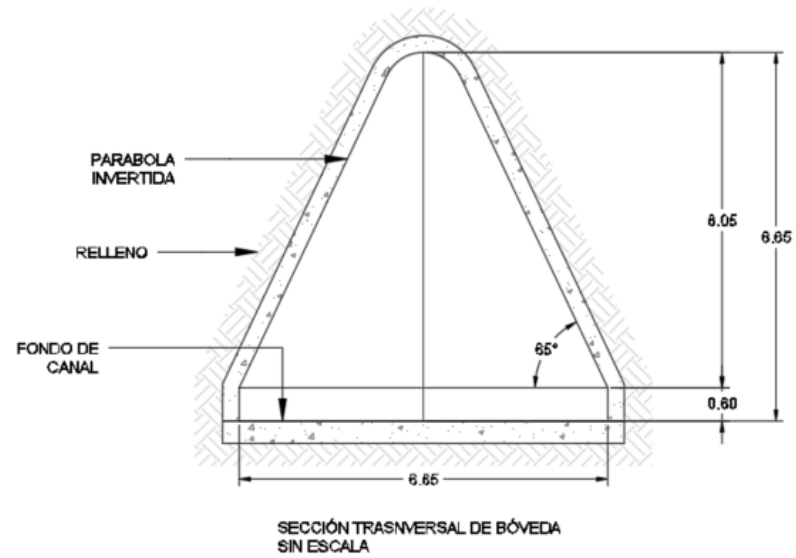


6- Fotografía de aguas abajo de bóveda 79 Av. Sur. Descarga de flujo.

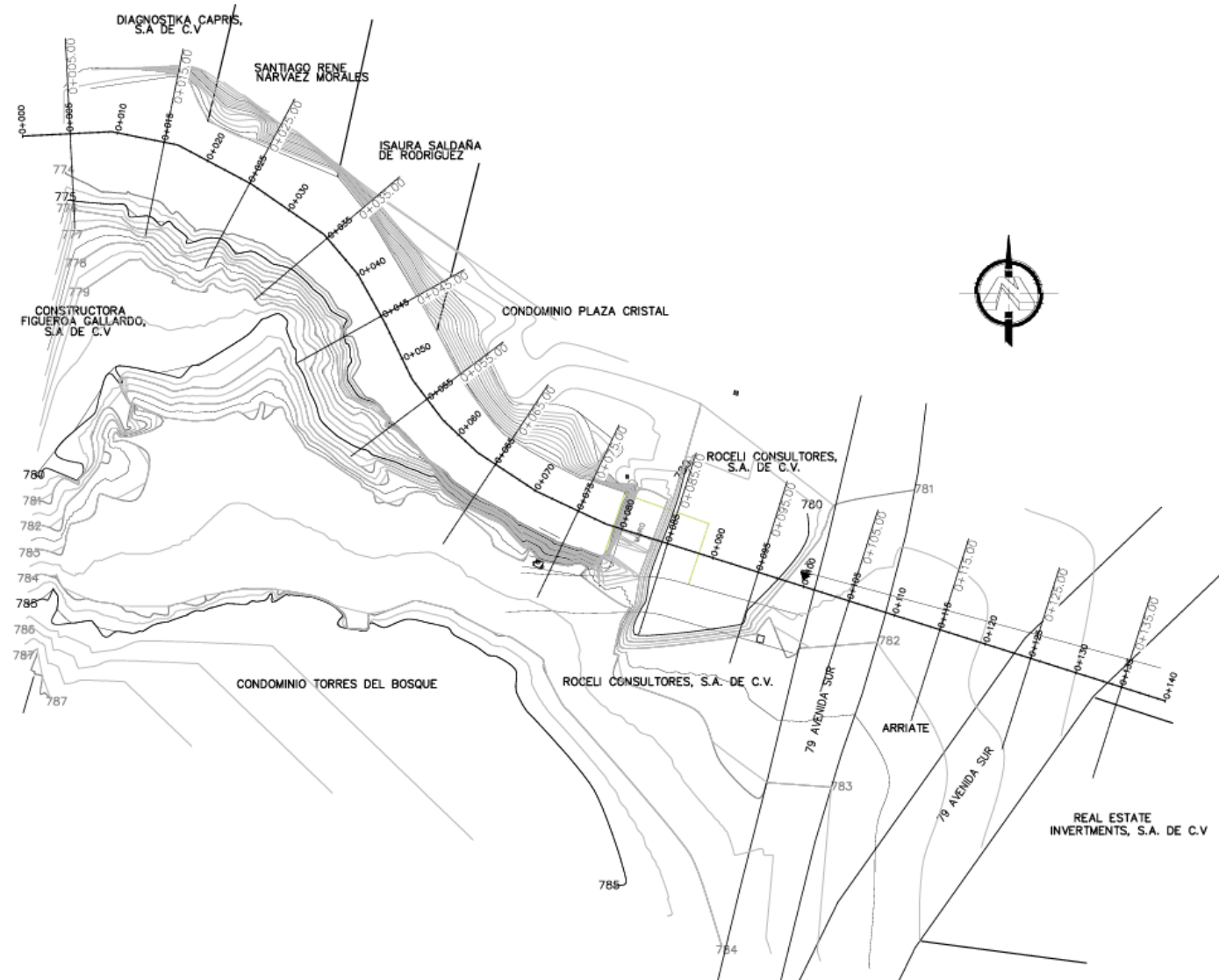


7- Registro fotográfico del autor durante la recolección de datos en campo.

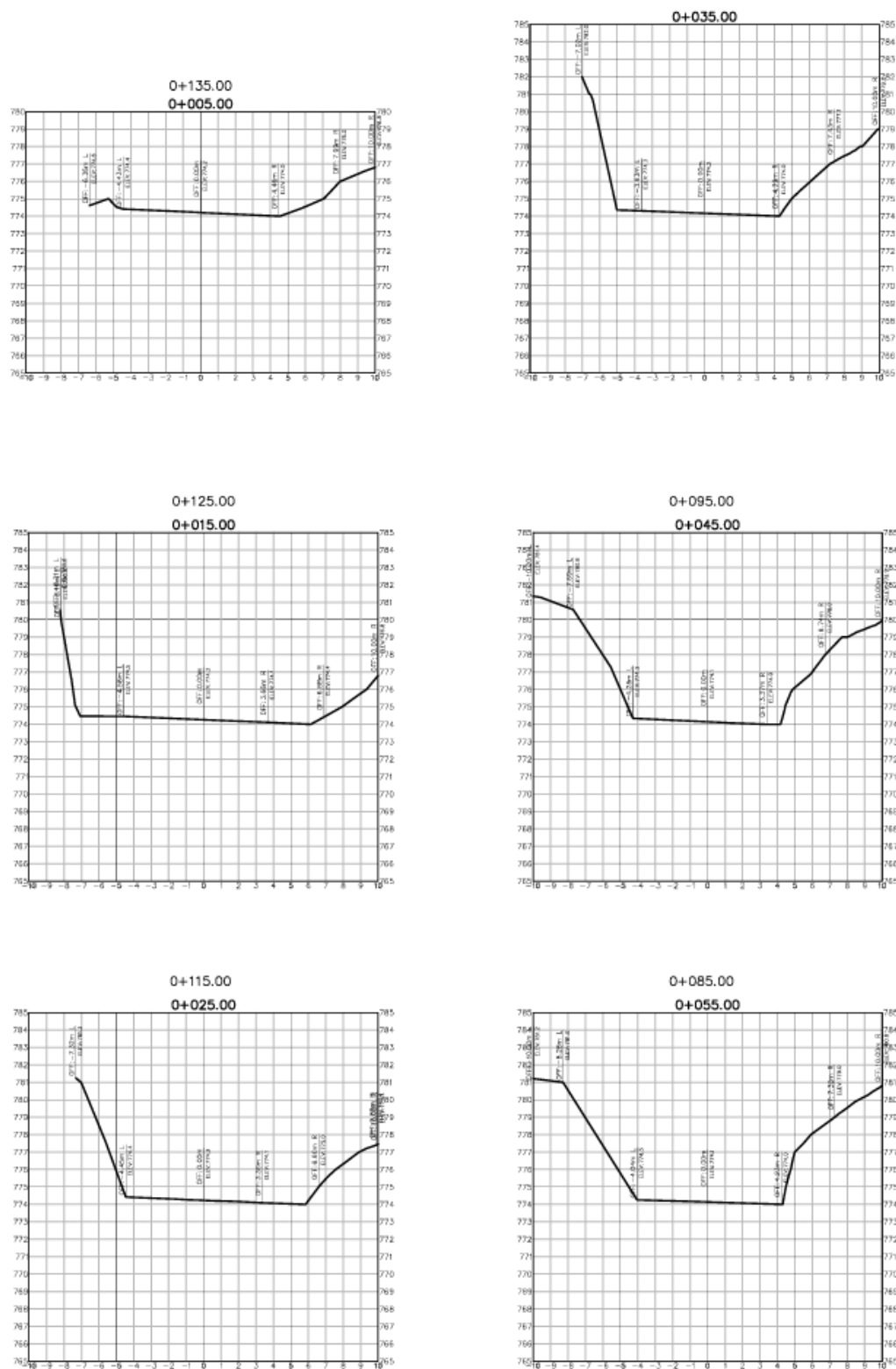
Anexo B. Mediciones de bóveda 79 Av. Sur tomadas en visita de campo.

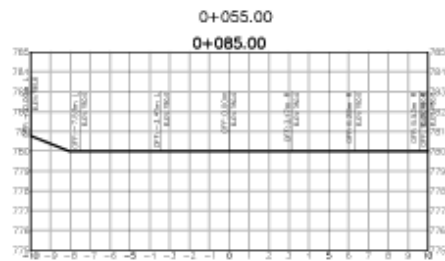
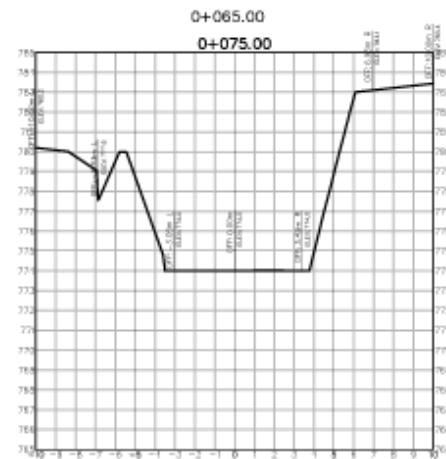
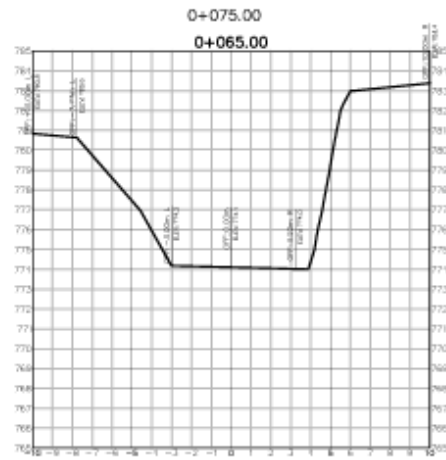


Anexo C. Levantamiento topográfico



Anexo D. Perfiles transversales de La Quebrada La Mascota





Anexo E. Hoja de cálculo de áreas

En el anexo se presentan todas las áreas obtenidas mediante la delimitación de polígonos en QGIS. Estas áreas fueron utilizadas para realizar el conteo y la clasificación correspondiente según las categorías establecidas en el estudio.

ÁREA DE LA CUENCA			6519201.4691 m ²	6.5192 km ²		
ÁREA DE URBANIZACIÓN						
id	area (km2)	perimeter	id	area (m2)	perimeter	
	0.651583011	5902.358318		651583.0111	5902.358318	
	0.781613685	5836.638934		781613.6855	5778.872891	
	0.682929604	4178.370937		682929.6042	4178.370937	
	0.319936039	3750.493827		319936.0389	3750.493827	
	0.118854332	2884.274272		118854.3318	2884.274272	
	0.015577595	882.1892478		15577.59538	882.1892478	
	0.041441493	1856.76823		41441.49338	1856.76823	
	0.013452849	1339.722223		13452.84931	1339.722223	
	0.110870445	3089.231316		110870.445	3089.231316	
	0.029534367	1010.650464		29534.36678	1010.650464	
	0.007850372	695.6896219		7850.372485	695.6896219	
	0.000292664	71.99254145		292.6637715	71.99254145	
	0.006131032	330.1451934		6131.031952	330.1451934	
	0.005720759	426.9428122		5720.75908	426.9428122	
	0.051673471	1851.429615		51673.47086	1851.429615	
	0.125632213	2520.993848		125632.2133	2520.993848	
	0.012453095	703.6895388		12453.09499	703.6895388	
	0.036925536	1219.667578		36925.53617	1219.667578	
	0.017821466	958.372381		17821.46584	958.372381	
	0.041345784	1485.770057		41345.7839	1485.770057	
	0.150171835	3621.091439		150171.8349	3621.091439	
	0.034592767	804.2635299		34592.76678	804.2635299	
	0.016404636	1169.765672		16404.6361	1169.765672	
	0.041847957	1863.823314		41847.95701	1863.823314	
	0.04422252	1524.910298		44222.52029	1524.910298	
	0.004500005	592.5498582		4500.004835	592.5498582	
	0.002411558	252.1756786		2411.55784	252.1756786	
	0.005370883	858.7153563		5370.883294	858.7153563	
	0.003521498	249.2633195		3521.497901	249.2633195	
	0.023606446	914.1019729		23606.44581	914.1019729	
	0.007637421	424.2044757		7637.421041	424.2044757	
	0.005755534	458.3921334		5755.533814	458.3921334	
	0.011246427	583.4593925		11246.42673	583.4593925	
	0.000689719	117.8167332		689.7188307	117.8167332	
	0.000535432	88.75726477		535.4320978	88.75726477	
	0.073373317	1339.254516		73373.31668	1339.254516	
	3.497527768			3497527.768		
ÁREA DE PASTIZALES						
id	area (km2)	perimeter	id	area (m2)	perimeter	
1	0.017047127	563.4225365	1	17047.1272	563.4225365	
2	0.168406218	2117.057979	2	168406.2183	2117.057979	
3	0.00340273	233.8331867	3	3402.730032	233.8331867	
4	0.061001034	1615.569675	4	61001.03359	1615.569675	
5	0.005319283	363.8863815	5	5319.283416	363.8863815	
6	0.010882826	514.9804999	6	10882.82589	514.9804999	
7	0.006138397	358.4714333	7	6138.397289	358.4714333	
8	0.012709099	537.1691329	8	12709.09854	537.1691329	
9	0.053967095	1653.786204	9	53967.09535	1653.786204	
10	0.013024108	511.4745828	10	13024.10784	511.4745828	
11	0.009276681	357.6033644	11	9276.681415	357.6033644	
12	0.020090707	808.2034482	12	20090.70699	808.2034482	
13	0.006666798	313.8620591	13	6666.797528	313.8620591	
14	0.002781688	241.0994585	14	2781.68762	241.0994585	
15	0.026445149	1227.916249	15	26445.14912	1227.916249	
16	0.003022933	253.1909337	16	3022.932874	253.1909337	
17	0.008598546	458.2253987	17	8598.545727	458.2253987	
18	0.015017989	466.448392	18	15017.98913	466.448392	
19	0.003908869	249.4690708	19	3908.869349	249.4690708	
21	0.041053353	1048.278954	21	41053.35326	1048.278954	
	0.48876063	13893.94894		488760.6304	13893.94894	
ÁREA DE BOSQUE						
ID	area (km2)	perimeter	ID	area (m2)	perimeter	
	2.532921126	70.8557772		2532921.126	70855.7772	

14	0.000599852	0.116904483
15	0.01998014	1.057500366
16	0.003022933	0.253190934
17	0.008598546	0.458225399
18	0.015017989	0.466448392
19	0.003886686	0.247125648
20	0.000458823	0.101451918
	0.39079844	11.17390128

ÁREA GRUPO C- BOSQUE

id	area (km2)	perimeter
	1.825871747	60.6655627

ÁREA GRUPO D-URBANIZACIÓN

id	area (km2)	perimeter
	0.0257823673	2.5734529466
	0.0913526088	1.9145960016
	0.0203880717	2.1138579731
	0.0386502528	1.7386741229
	0.0124495036	1.2988083150
	0.0971741753	2.5884763430
	0.0091712013	0.3765082424
	0.0062965370	0.5682125618
	0.0017284948	0.2264161022
	0.0057207591	0.4269428122
	0.0033286717	0.2362820082
	0.0808298921	2.6323250627
	0.0018327812	0.6747664143
	0.0145019068	1.1008422603
	0.0272443927	1.0097958766
	0.0045000048	0.5925498582
	0.0024115578	0.2521756786
	0.0029025791	0.2359338296
	0.0081763201	0.5994337871
	0.0071142562	0.3851409410
	0.0050075650	0.4103657096
	0.4665638992	21.9555568471

ÁREA GRUPO D-PASTIZALES

id	area (km2)	perimeter
	0.01559136	0.99110519
	0.00502686	0.37379717
	0.01010132	0.44559008
	0.00613840	0.35847143
	0.00133410	0.16831581
	0.00396733	0.27379449
	0.00653926	0.31081998
	0.00218184	0.19827685
	0.00646501	0.35504751
	0.00002218	0.02540452
	0.04059453	1.06549978
	0.09796	4.56612

ÁREA GRUPO D-BOSQUE

id	area (km2)	perimeter
	0.706954918	25.10391421

14	599.8515285	116.9044829
15	19980.14047	1057.500366
16	3022.932874	253.1909337
17	8598.545727	458.2253987
18	15017.98913	466.448392
19	3886.685736	247.1256477
21	458.8232654	101.4519178
	390798.4397	11173.90128

id	area (m2)	perimeter
	1825871.747	60665.5627

id	area (m2)	perimeter
	25782.3672726394	2573.4529466059
	91352.6087640465	1914.5960015858
	20388.0717411828	2113.8579730583
	38650.2527849823	1738.6741229067
	12449.5036261193	1298.8083150355
	97174.1752910921	2588.4763430037
	9171.2012875713	376.5082424064
	6296.5369976088	568.2125618129
	1728.4947740408	226.4161021860
	5720.7590798140	426.9428122248
	3328.6716941614	236.2820082230
	80829.8921211939	2632.3250627478
	1832.7811686522	674.7664143497
	14501.9067890682	1100.8422602634
	27244.3926963012	1009.7958765647
	4500.0048351102	592.5498581585
	2411.5578403827	252.1756785698
	2902.5790858660	235.9338296498
	8176.3201453789	599.4337870591
	7114.2562255785	385.1409410468
	5007.5650008386	410.3657096202
	466563.8992216290	21955.5568470787

id	area (m2)	perimeter
	15591.36	991.11
	5026.86	373.80
	10101.32	445.59
	6138.40	358.47
	1334.10	168.32
	3967.33	273.79
	6539.26	310.82
	2181.84	198.28
	6465.01	355.05
	22.18	25.40
	40594.53	1065.50
	97962.19	4566.12

id	area (m2)	perimeter
	706954.9182	25103.91421

ÁREA HYDROLOGIC SOIL GROUP-C

area (km2)	perimeter
5.247320768	26.97265334

area (m2)	perimeter
5247320.768	26972.65334

ÁREA HYDROLOGIC SOIL GROUP-D

ID	area (km2)	perimeter
A	0.113521629	1.479770225
B	0.030666011	0.822872338
C	0.776522065	7.034431993
D	0.01191272	0.497563836
E	0.004589749	0.327817287
F	0.190272067	1.715704018
G	0.144413473	2.089098514
	1.271897714	13.96725821

ID	area (m2)	perimeter
A	113521.6294	1479.770225
B	30666.01118	822.8723376
C	776522.0649	7034.431993
D	11912.72023	497.5638356
E	4589.748975	327.8172871
F	190272.0665	1715.704018
G	144413.4732	2089.098514
	1271897.714	13967.25821

ÁREA GRUPO C- URBANIZACIÓN

id	area (km2)	perimeter
	0.625939562	5.928870533
	0.781613685	5.778872891
	0.682929604	4.178370937
	0.22858343	3.942458676
	0.09846636	2.753062838
	0.015577595	0.882189248
	0.002683271	0.48308216
	0.001003346	0.22817519
	0.01369627	1.137219053
	0.020363165	0.80719073
	0.001553835	0.273191842
	0.000292664	0.071992541
	0.004402537	0.284284461
	0.051673471	1.851429615
	0.122303542	2.524324895
	0.012453095	0.703689539
	0.036925536	1.219667578
	0.017821466	0.958372381
	0.041345784	1.485770057
	0.069341943	2.086113276
	0.032760016	0.777797464
	0.016404636	1.169765672
	0.02734605	1.681339682
	0.01697813	1.20916558
	0.005370883	0.858715356
	0.000618919	0.215100553
	0.015430134	0.811457542
	0.000523165	0.095543118
	0.000747969	0.136336851
	0.010891494	0.550092545
	0.000689719	0.117816733
	0.000121494	0.042982055
	0.000535432	0.088757265
	0.000312703	0.073086783
	0.073373317	1.339254516
	3.031074222	46.74554016

id	area (m2)	perimeter
	625939.562	5928.870533
	781613.6855	5778.872891
	682929.6042	4178.370937
	228583.4302	3942.458676
	98466.35968	2753.062838
	15577.59538	882.1892478
	2683.270944	483.08216
	1003.345683	228.1751905
	13696.2697	1137.219053
	20363.16549	807.1907301
	1553.835487	273.1918421
	292.6637715	71.99254145
	4402.537178	284.2844606
	51673.47086	1851.429615
	122303.5416	2524.324895
	12453.09499	703.6895388
	36925.53617	1219.667578
	17821.46584	958.372381
	41345.7839	1485.770057
	69341.94273	2086.113276
	32760.016	777.7974645
	16404.6361	1169.765672
	27346.05022	1681.339682
	16978.13021	1209.16558
	5370.883294	858.7153563
	618.9188151	215.1005527
	15430.13393	811.4575422
	523.1648153	95.54311826
	747.9688131	136.3368507
	10891.49448	550.0925452
	689.7188307	117.8167332
	121.4935447	42.98205488
	535.4320978	88.75726477
	312.703357	73.08678323
	73373.31668	1339.254516
	3031074.222	46745.54016

ÁREA GRUPO C- PASTIZALES

id	area (km2)	perimeter
1	0.017047127	0.563422537
2	0.168406218	2.117057979
3	0.00340273	0.233833187
4	0.045409676	1.33154628
5	0.000292423	0.128398302
6	0.000781505	0.218880919
8	0.012709099	0.537169133
9	0.053967095	1.653786204
10	0.011690008	0.507928695
11	0.00530935	0.300775239
12	0.020090707	0.808203448
13	0.000127533	0.07205222

id	area (m2)	perimeter
1	17047.1272	563.4225365
2	168406.2183	2117.057979
3	3402.730032	233.8331867
4	45409.67579	1331.54628
5	292.4225904	128.3983023
6	781.5050461	218.8809185
8	12709.09854	537.1691329
9	53967.09535	1653.786204
10	11690.00792	507.9286954
11	5309.350067	300.775239
12	20090.70699	808.2034482
13	127.5331198	72.05222022

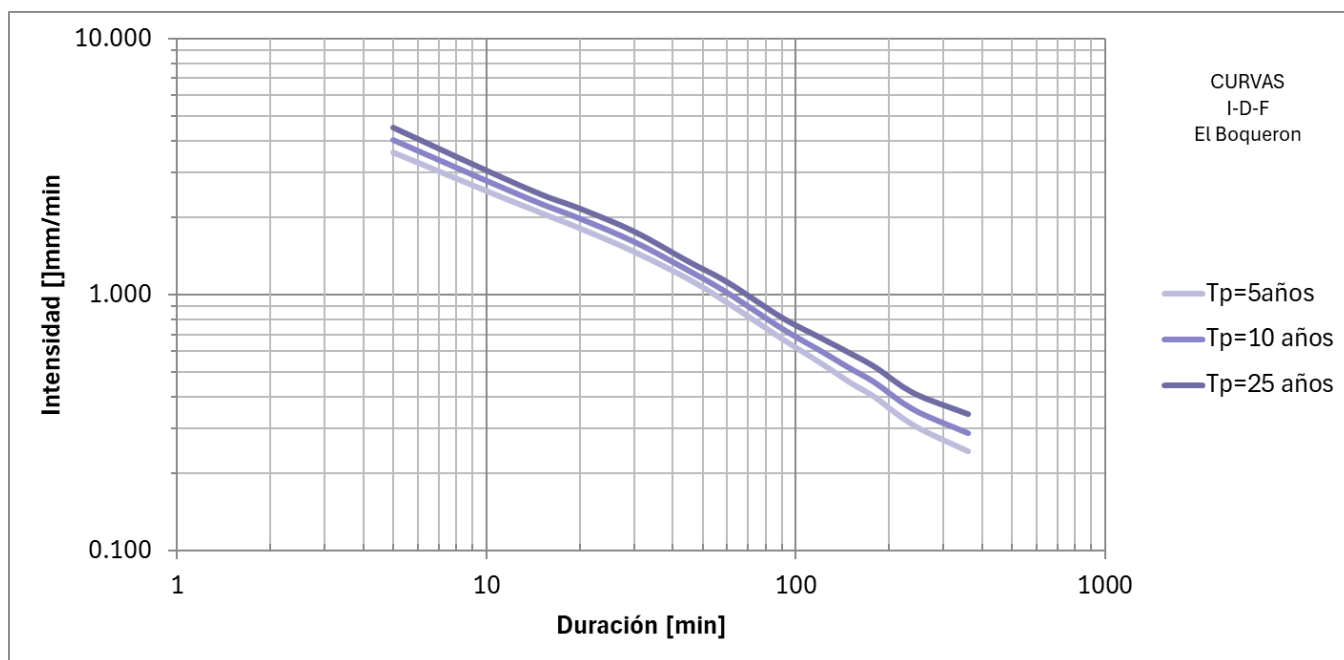
Anexo F. Curvas IDF estación El Boquerón

Intensidad de Precipitación máxima anual (absoluta) en mm/min para diferentes periodos.			
Estación	Boquerón		
Latitud		Indice:	L-18
Longitud			
Elevación	1,500 m.s.n.m	Fuente:	SNET

Duración (min)	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
Prom	3.105	2.266	1.883	1.629	1.315	1.045	0.829	0.599	0.469	0.381	0.331	0.254	0.193
σ	0.6890	0.3936	0.2902	0.2692	0.2238	0.1499	0.1439	0.1064	0.1038	0.1030	0.0940	0.0782	0.0732
máx	4.2	2.94	2.47	2.08	1.79	1.32	1	0.75	0.62	0.58	0.53	0.44	0.37
mín	1.94	1.47	1.28	1.03	0.84	0.68	0.5	0.3	0.19	0.13	0.11	0.1	0.09

IDF (intensidades en mm/min)	# años de registros	16
------------------------------	---------------------	----

Periodo de Retorno/ Tc min	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
5	3.601	2.549	2.091	1.823	1.476	1.153	0.933	0.676	0.543	0.455	0.399	0.310	0.245
10	4.004	2.779	2.261	1.981	1.607	1.240	1.017	0.738	0.604	0.515	0.454	0.356	0.288
15	4.232	2.909	2.357	2.069	1.680	1.290	1.065	0.773	0.638	0.549	0.485	0.382	0.312
20	4.391	3.000	2.424	2.132	1.732	1.324	1.098	0.798	0.662	0.573	0.507	0.400	0.329
25	4.514	3.070	2.476	2.180	1.772	1.351	1.123	0.817	0.681	0.591	0.523	0.414	0.342
50	4.891	3.286	2.635	2.327	1.895	1.433	1.202	0.875	0.738	0.648	0.575	0.457	0.383
75	5.111	3.412	2.727	2.413	1.966	1.481	1.248	0.909	0.771	0.680	0.605	0.482	0.406
50	4.891	3.286	2.635	2.327	1.895	1.433	1.202	0.875	0.738	0.648	0.575	0.457	0.383



Anexo G. Vista en 3D del modelo hidráulico de la bóveda de la Quebrada La Mascota.

