



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**EVALUACIÓN DE COSTOS EN EL DISEÑO DE LA
SUBESTRUCTURA DE UN PUENTE ESTÁNDAR BAJO
DIFERENTES ESCENARIOS DE PERÍODOS DE RETORNO
HIDROLÓGICO**

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:

Ingeniero Civil

Autores:

Jennifer Dayana Mora Parra

David Sebastián Solórzano Angamarca

Director:

Ing. José Vázquez Calero

Ecuador – Cuenca

Mayo – 2025

Dedicatoria

Este trabajo de tesis va dedicado a todas las personas que han sido parte fundamental de mi formación académica y personal. A mis padres, Olger y Guadalupe, quienes me han enseñado a ser resiliente ante las adversidades de la vida. A mi hermana Elizabeth, mi compañera de vida y mi escudo frente a las dificultades. A mi abuelita María, mi ángel querido que hoy me acompaña desde el cielo.

A mi querido compañero de tesis, que, entre el ruido de las abejas y el estrés de este proceso, estuvo presente cuando más lo necesite.

Quiero dedicar de manera especial este logro a mi otra familia, mi grupo de amigos, con quienes compartí momentos tanto alegres como difíciles. Sin duda, me demostraron que la vida universitaria es más llevadera con un grupo firme y sólido: Hugo, Cristopher, Laura, Gabriela y Javier.

(Jennifer Mora Parra)

Dedico este trabajo principalmente a mi familia, a mis padres, Maricela y Edizón, han sido mi principal apoyo, mi ejemplo a seguir durante toda mi vida, mi orgullo y felicidad. A mi hermana Micaela que me ha dado mi motivo para seguir con mi vida y esforzarme durante toda mi carrera universitaria. A mis tías Sandra y Cecilia y mis primos Xavier y Michelle que han cuidado de mi durante toda mi travesía como estudiante.

A mi abuelo Jorge que con sus consejos llenos de sabiduría han guiado mis acciones.

A mi querida compañera de tesis que ha sido un apoyo sustancial para completar este trabajo, le agradezco su paciencia y actitud ante las adversidades. Estoy muy agradecido de poder haber compartido todo este tiempo con ella.

A mis amigos de la universidad que han sabido hacer de esta aventura una familia llena de apoyo y risas, sin duda una experiencia inigualable. Les deseo las mejores de las suertes en sus futuros proyectos. (Dayana, Hugo Andrés, Christopher, Laura, Emanuel, David, Kristel y Mateo)

A mis hermanos de otra madre Cristian, Xavier, Diego y David V y sus familias, que me han sacado sonrisas cuando más lo necesitaba, han sido mi apoyo en situaciones de necesidad y me han acogido en sus hogares como otro miembro de su familia. Les estoy eternamente agradecido por su amistad.

(David Solórzano Angamarca)

Agradecimiento

Deseo expresar mi más sincero agradecimiento a nuestro tutor, José Vázquez, por su constante apoyo, guía y disposición durante el desarrollo de esta tesis. También agradezco a todos los docentes que, con dedicación y entusiasmo, compartieron sus conocimientos y estuvieron siempre dispuestos a brindarnos su ayuda. De manera especial, quiero agradecer a mi querida docente de inglés, Grace Mogollon, por su apoyo durante mi formación. Hace algunos años le prometí que estaría presente en mis agradecimientos, y hoy, con mucho cariño y gratitud, cumplo esa promesa.

(Jennifer Mora Parra)

Agradezco de forma especial a los profesores de la Universidad del Azuay por haber compartido sus conocimientos, experiencia y consejos para mi formación como profesional. De manera especial expreso mi agradecimiento al Ing. José Vázquez que con sus conocimientos ha sido una gran ayuda para la realización de este trabajo, así mismo por permitirme generar experiencia en su empresa, siendo esta una actividad que nutre mis conocimientos. De misma forma agradezco a la Ing. Belén Arizaga por haber sido una inspiración como profesional y ayuda constante durante mi formación. Al Ing. David Vélez que ha sido mi tutor durante toda mi carrera y un ejemplo de resiliencia universitaria.

(David Solórzano Angamarca)

Evaluación de costos en el prediseño de la subestructura de un puente estándar bajo diferentes escenarios de períodos de retorno hidrológico

Resumen

Esta investigación evalúa el impacto de distintos períodos de retorno hidrológico en los costos del prediseño de la subestructura de un puente tipo estándar, considerando que estos reflejan la realidad de la práctica constructiva en Ecuador. Se estimó la influencia de la socavación general utilizando los métodos de Maza y Levediev, optando por el primero debido a su carácter conservador. Con los resultados obtenidos, se procedió a cuantificar las alturas de los estribos, determinando que el estribo tipo muro en voladizo es el más adecuado para el predimensionamiento. Se mantuvo la posición de los estribos al comprobar que los cambios bruscos del caudal ocurrieron en las mismas abscisas de la curva de caudales y áreas hidráulicas acumuladas para todos los períodos de retorno analizados. A pesar de dichas fluctuaciones hidrológicas, el predimensionamiento de los estribos experimentó variaciones significativas, pero dentro de márgenes razonables. Posteriormente, se desarrolló un modelo en SAP2000 para verificar los requerimientos mínimos de esfuerzos y la armadura de acero. La comparación de costos evidenció que hubo diferencias entre escenarios, aunque sin representar incrementos desproporcionados.

Palabras clave: Período de retorno, Subestructura, Puente, Caudal, Socavación, Prediseño, Estribos.

Cost evaluation in the preliminary design of the substructure of a standard bridge under different scenarios of hydrological return periods

Abstract

This research evaluates the impact of different hydrological return periods on the preliminary design costs of the substructure of a standard bridge type, considering construction practices commonly applied in Ecuador. The influence of general scour was estimated using the methods of Maza and Levediev, with the former selected for its conservative nature. Based on the results, the abutment heights were quantified, determining that the cantilever wall-type abutment is the most suitable for preliminary design. The position of the abutments was maintained, as abrupt changes in flow rate occurred at the same stations along the flow and accumulated hydraulic area curves for all analyzed return periods. Despite these hydrological fluctuations, the preliminary design of the abutments showed significant but reasonable variations. Subsequently, a model was developed in SAP2000 to verify the minimum stress requirements and steel reinforcement. The cost comparison revealed differences between scenarios, though without disproportionate increases.

Keywords: Return period, Substructure, Bridge, Flow, Scour, Preliminary Design, Abutments.

ÍNDICE

Dedicatoria.....	i
Agradecimiento	iii
Resumen	v
Abstract.....	vi
Introducción.....	1
Antecedentes.....	2
Metodología.....	3
Objetivos.....	4
Objetivo general.....	4
Objetivos específicos	4
1. Capítulo 1: Marco teórico	5
1.1. Período de retorno	5
1.2. Socavación.....	5
1.3. Método racional.....	6
2. Capítulo 2: Análisis hidrológicos con topografías del Azuay	8
2.1. Recolección y evaluación topográfica de la cuenca	8
2.2. Análisis de los parámetros físicos de la cuenca de estudio	9
2.2.1. Área de drenaje.....	10
2.2.2. Pendiente	13
2.2.3. Densidad de drenaje.....	14
2.2.4. Longitud de la cuenca.....	17
2.2.5. Desnivel del cauce principal.....	18
2.2.6. Tiempo de concentración.....	21
2.2.7. Características relacionadas a la Forma.....	24
2.2.8. Cobertura vegetal.....	28
2.2.9. Clasificación por su tamaño	29
2.2.10. Tipo y uso del suelo.....	29
2.2.11. Período de retorno	30
2.3. Aplicación de método racional	30
2.3.1. Coeficiente de escorrentía (C).....	31
2.3.2. Información hidrometeorológica	34
2.3.3. Caudales estimados para diferentes períodos de retorno.....	35
3. Capítulo 3: Determinación de perfiles de socavación general y local	36
3.1. Determinación de la batimetría del cauce.....	36

3.2.	Aplicación del método directo: Manning para estimar el caudal máximo	36
3.2.1.	Coeficiente de rugosidad (n de Manning)	38
3.2.2.	Cálculo del caudal en sección llena y media	40
3.2.3.	Estimación del nivel de agua y caudales asociados para cada período de retorno hidrológico	43
3.3.	Determinación del nivel de remanso y ubicación óptima de los estribos.....	73
3.3.1.	Contracción del cauce.....	74
3.3.2.	Nivel de remanso en los períodos de retorno de 25, 50, 100 y 200 años .	76
3.4.	Determinación de socavación general por método de Maza y Levediev	94
3.4.1.	Socavación en suelos granulares y cohesivos.....	95
3.4.2.	Socavación por método de Maza.....	95
3.4.3.	Socavación por método de Levediev.....	123
3.5.	Estimación de socavación local en los estribos: Método de Artamonov.....	133
4.	Capítulo 4: Evaluación de costos en el prediseño de la subestructura en base a los diferentes períodos de retorno	145
4.1.	Predimensionamiento de la viga.....	145
4.2.	Predimensionamiento de la losa	149
4.3.	Predimensionamiento del estribo.....	151
4.3.1.	Estimación de altura y valores de predimensionamiento del estribo.....	152
4.3.2.	Criterios de carga para el predimensionamiento	162
4.3.3.	Determinación de actuantes de las cargas	166
4.3.4.	Determinación del empuje activo del suelo.....	167
4.3.5.	Determinación de la sobrecarga viva sobre el relleno.....	171
4.3.6.	Determinación de la sobrecarga por trasmito perpendicular al estribo ..	171
4.3.7.	Determinación de la carga vehicular	172
4.3.8.	Determinación de la carga muerta	172
4.3.9.	Modelo estructural.....	173
4.3.10.	Acero de refuerzo	175
4.4.	Análisis de precios unitarios.....	183
5.	Capítulo 5: Análisis e interpretación de los resultados en función de los diferentes períodos de retorno	188
5.1.	Resultados.....	188
5.2.	Conclusiones	198
5.3.	Recomendaciones.....	200
	Bibliografía.....	202
	Anexos.....	204

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Localización de la parroquia Quingeo	9
Figura 2.2: Delimitación de la cuenca Quesares	11
Figura 2.3: Superficie 3D de la cuenca Quesares.....	12
Figura 2.4: Información de la general de la Cuenca Quesares	12
Figura 2.5: Análisis de pendientes de la superficie de la cuenca Quesares.....	14
Figura 2.6: Calidad de drenaje.....	15
Figura 2.7: Cursos de agua presentes en la cuenca Quesares.....	16
Figura 2.8: Cause de agua principal de la cuenca Quesares.....	17
Figura 2.9: Alineación del cauce de agua principal de la cuenca Quesares	19
Figura 2.10: Perfil horizontal del cauce de agua principal de la cuenca Quesares.....	20
Figura 2.11: Análisis de altimetrías y determinación de la longitud axial en la cuenca Quesares	25
Figura 2.12: División de áreas en la cuenca Quesares para la determinación del coeficiente de escorrentía.....	33
Figura 3.1: Batimetría de la cuenca Quesares para los períodos de retorno 25, 50, 100 y 200 años.....	36
Figura 3.2: Batimetría de la cuenca Quesares dividida en zonas y tramos	39
Figura 3.3: Batimetría de la cuenca Quesares a sección llena.....	40
Figura 3.4: Batimetría de la cuenca Quesares a sección llena.....	42
Figura 3.5: Iteración 1 correspondiente al período de 200 años.....	45
Figura 3.6: Iteración 2 correspondiente al período de 200 años.....	46
Figura 3.7: Iteración 3 correspondiente al período de 200 años.....	47
Figura 3.8: Iteración 4 correspondiente al período de 200 años.....	48
Figura 3.9: Caudales y Áreas Hidráulicas Acumuladas en función de las Abscisas de la Batimetría del período de 200 años	51
Figura 3.10: Iteración 1 correspondiente al período de 100 años.....	52
Figura 3.11: Iteración 2 correspondiente al período de 100 años.....	54
Figura 3.12: Caudales y Áreas Hidráulicas Acumuladas en función de las Abscisas de la Batimetría del período de 100 años	56
Figura 3.13: Iteración 1 correspondiente al período de 50 años.....	58

Figura 3.14: Iteración 2 correspondiente al período de 50 años.....	59
Figura 3.15: Caudales y Áreas Hidráulicas Acumuladas en función de las Abscisas de la Batimetría del período de 50 años	61
Figura 3.16: Iteración 1 correspondiente al período de 25 años.....	63
Figura 3.17: Iteración 2 correspondiente al período de 25 años.....	64
Figura 3.18: Iteración 3 correspondiente al período de 25 años.....	65
Figura 3.19: Caudales y Áreas Hidráulicas Acumuladas en función de las Abscisas de la Batimetría del período de 25 años	68
Figura 3.20: Caudal estimado para el período de 25 años con su cota de agua	70
Figura 3.21: Caudal estimado para el período de 50 años con su cota de agua	70
Figura 3.22: Caudal estimado para el período de 100 años con su cota de agua	71
Figura 3.23: Caudal estimado para el período de 200 años con su cota de agua	71
Figura 3.24: Caudales y Áreas Hidráulicas Acumuladas en función de las Abscisas de la Batimetría de todos los períodos de retorno	72
Figura 3.25: Constricción de la corriente de un río	74
Figura 3.26: Nivel de remanso con ubicación óptima de los estribos en el período de retorno de 200 años	82
Figura 3.27: Nivel de remanso con ubicación óptima de los estribos en el período de retorno de 100 años	86
Figura 3.28: Nivel de remanso con ubicación óptima de los estribos en el período de retorno de 50 años	89
Figura 3.29: Nivel de remanso con ubicación óptima de los estribos en el período de retorno de 25 años	93
Figura 3.30: Perfil de socavación general para el período de retorno de 200 años	106
Figura 3.31: Perfil de socavación general para el período de retorno de 100 años	111
Figura 3.32: Perfil de socavación general para el período de retorno de 50 años	116
Figura 3.33: Perfil de socavación general para el período de retorno de 25 años	122
Figura 3.34: Perfil de socavación general para el período de retorno de 200 años	127
Figura 3.35: Perfil de socavación general para el período de retorno de 100 años	129
Figura 3.36: Perfil de socavación general para el período de retorno de 50 años	131
Figura 3.37: Perfil de socavación general para el período de retorno de 25 años	133
Figura 3.38: Factores de socavación en los estribos.....	135
Figura 3.39: Implantación del puente general	136

Figura 3.40: Estribos izquierdo y derecho con su cota de agua correspondiente al período de retorno de 200 años.....	139
Figura 3.41: Estribos izquierdo y derecho con su cota de agua correspondiente al período de retorno de 100 años.....	141
Figura 3.42: Estribos izquierdo y derecho con su cota de agua correspondiente al período de retorno de 50 años.....	142
Figura 3.43: Estribos izquierdo y derecho con su cota de agua correspondiente al período de retorno de 25 años.....	144
Figura 4.1: Esquema transversal de la distribución de las vigas	146
Figura 4.2: Detalle de viga I AASHTOO Tipo II	147
Figura 4.3: Grafica IB-1 del manual de diseño PCI Bridge Design Manual para vigas I AASHTO	147
Figura 4.4: Predimensionamiento de diferentes tipos de estribos	152
Figura 4.5: Perfiles de estribo para diferentes períodos de retorno	159
Figura 4.6: Emplazamiento de los estribos para un Tr:200 años.....	160
Figura 4.7: Emplazamiento de los estribos para un Tr:100 años.....	160
Figura 4.8: Emplazamiento de los estribos para un Tr:50 años.....	161
Figura 4.9: Emplazamiento de los estribos para un Tr:25 años.....	161
Figura 4.10: Representación de la distribución de cargas sobre la subestructura	167
Figura 4.11: Tipos de suelos en la parroquia Quingeo	168
Figura 4.12: Modelo 3D del estribo en el software SAP 200.....	175
Figura 4.13: Solicitudes de momento ultimo para el trasdós de la pantalla del estribo para un Tr: 25 años	176
Figura 4.14: Solicitudes de momento ultimo para la zapata del estribo para un Tr: 25 años	176
Figura 4.15: Disposición de armados para el estribo con un Tr: 25 años.....	178
Figura 4.16: Disposición de armados para el estribo con un Tr: 200 años.....	179
Figura 5.1: Relación del caudal de diseño y la socavación general en base al período de retorno.....	190
Figura 5.2 Relación del caudal de diseño y la velocidad en base al período de retorno	191
Figura 5.3: Relación del caudal de diseño y la altura del estribo en base al período de retorno.....	192

Figura 5.4: Relación de la socavación general y la altura del estribo en base al período de retorno	193
Figura 5.5: Relación de la socavación general y la velocidad en base al período de retorno	194
Figura 5.6: Relación del caudal de diseño y la longitud de zapata en base al período de retorno.....	195
Figura 5.7: Relación de la altura del estribo y la longitud de zapata en base al período de retorno.....	196
Figura 5.8: Relación del caudal diseño y el costo de la obra en base al período de retorno	197
Figura 5.9: Relación de la socavación general y el costo de la obra en base al período de retorno.....	197

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Área de drenaje de la cuenca Quesares	13
Tabla 2.2: Resultados densidad de drenaje	16
Tabla 2.3: Longitud de la cuenca Quesares	18
Tabla 2.4: Valores del desnivel del cauce de agua principal de la cuenca Quesares	21
Tabla 2.5: Valores para el cálculo del tiempo de concentración.....	23
Tabla 2.6: Resultados de los diferentes métodos para el cálculo del tiempo de concentración.....	23
Tabla 2.7: Parámetros de interpretación según características de forma de la cuenca ...	26
Tabla 2.8: Resumen de los datos necesarios para el cálculo de los factores de forma ...	27
Tabla 2.9: Resumen de los resultados obtenidos mediante la aplicación de las ecuaciones de los factores de forma.	27
Tabla 2.10: Coeficientes de escorrentía	31
Tabla 2.11: Resultado del coeficiente de escorrentía ponderado.....	33
Tabla 2.12: Ecuaciones de intensidad del INAMHI	34
Tabla 2.13: Valores de intensidad para diferentes períodos de retorno mediante la aplicación de la fórmula del INAMHI.....	35
Tabla 2.14: Caudales de diseño para diferentes períodos de retorno.....	35
Tabla 3.1: Valores de n para la ecuación de Manning	38
Tabla 3.2: Valores de n para cada zona de la batimetría.....	39
Tabla 3.3: Caudal máximo estimado mediante sección llena.....	41
Tabla 3.4: Caudal estimado para una sección media	42
Tabla 3.5: Interpolaciones para estimar la cota de agua para los diferentes períodos de retorno.....	43
Tabla 3.6: Interpolaciones para estimar la cota de agua para el período de retorno de 200 años.....	44
Tabla 3.7: Valor de caudal obtenido en la iteración 1: Período de 200 años	46
Tabla 3.8: Valor de caudal obtenido en la iteración 2: Período de 200 años	47
Tabla 3.9: Valor de caudal obtenido en la iteración 3: Período de 200 años	48
Tabla 3.10: Valor de caudal obtenido en la iteración 4: Período de 200 años	49
Tabla 3.11: Abscisas de los caudales acumulados del período de 200 años.....	50
Tabla 3.12: Interpolaciones para estimar la cota de agua para el período de retorno de 100 años.....	52

Tabla 3.13: Valor de caudal obtenido en la iteración 1: Período de 100 años	53
Tabla 3.14: Valor de caudal obtenido en la iteración 2: Período de 100 años	54
Tabla 3.15: Abscisas de los caudales acumulados del período de 100 años.....	55
Tabla 3.16: Interpolaciones para estimar la cota de agua para el período de retorno de 50 años.....	57
Tabla 3.17: Valor de caudal obtenido en la iteración 1: Período de 50 años	58
Tabla 3.18: Valor de caudal obtenido en la iteración 2: Período de 50 años	59
Tabla 3.19: Abscisas de los caudales acumulados del período de 50 años.....	60
Tabla 3.20: Interpolaciones para estimar la cota de agua para el período de retorno de 25 años.....	62
Tabla 3.21: Valor de caudal obtenido en la iteración 1: Período de 25 años	63
Tabla 3.22: Valor de caudal obtenido en la iteración 2: Período de 25 años	64
Tabla 3.23: Valor de caudal obtenido en la iteración 3: Período de 25 años	65
Tabla 3.24: Abscisas de los caudales acumulados del período de 25 años.....	67
Tabla 3.25: Resumen de caudales obtenidos por Manning con las cotas de agua por período de retorno.....	69
Tabla 3.26: Valores del factor de corrección por contracción del cauce	75
Tabla 3.27: Coeficiente de remanso (n).....	77
Tabla 3.28: Datos para el cálculo del nivel de remanso (período de retorno: 200 años)	80
Tabla 3.29: Interpolación 1 realizada en función de la luz del puente, correspondiente al período de retorno de 200 años.....	80
Tabla 3.30: Interpolación 2 realizada en función de la velocidad para el período de retorno de 200 años	81
Tabla 3.31: Cota real del nivel de remanso para el período de 200 años	81
Tabla 3.32: Estimación de caudal real: período de 200 años.....	82
Tabla 3.33: Datos para el cálculo del nivel de remanso (período de retorno: 100 años)	83
Tabla 3.34: Interpolación 1 realizada en función de la luz del puente, correspondiente al período de retorno de 100 años.....	84
Tabla 3.35: Interpolación 2 realizada en función de la velocidad para el período de retorno de 100 años	84
Tabla 3.36: Cota real del nivel de remanso para el período de 100 años	85
Tabla 3.37: Estimación de caudal real: período de 100 años.....	85
Tabla 3.38: Datos para el cálculo del nivel de remanso (período de retorno: 50 años).	87

Tabla 3.39: Interpolación 1 realizada en función de la luz del puente, correspondiente al período de retorno de 50 años.....	87
Tabla 3.40: Interpolación 2 realizada en función de la velocidad para el período de retorno de 50 años	88
Tabla 3.41: Cota real del nivel de remanso para el período de 50 años	88
Tabla 3.42: Estimación de caudal real: período de 50 años.....	89
Tabla 3.43: Datos para el cálculo del nivel de remanso (período de retorno: 25 años).	90
Tabla 3.44: Interpolación 1 realizada en función de la luz del puente, correspondiente al período de retorno de 25 años.....	91
Tabla 3.45: Interpolación 2 realizada en función de la velocidad para el período de retorno de 25 años	91
Tabla 3.46: Cota real del nivel de remanso para el período de 25 años	92
Tabla 3.47: Estimación de caudal real: período de 25 años.....	92
Tabla 3.48: Resumen de caudales de diseño de los períodos de retorno: 25, 50, 100 y 200 años.....	93
Tabla 3.49: Exponente de ajuste de profundidad de socavación para suelos granulares y cohesivos	98
Tabla 3.50: Coeficiente de concentración de sedimentos en suspensión	99
Tabla 3.51: Coeficiente de período de retorno	99
Tabla 3.52: Parámetros Iniciales para Socavación de Maza: Período de retorno 200 años	102
Tabla 3.53: Exponente de ajuste de profundidad de socavación: Período de retorno 200 años.....	103
Tabla 3.54: Interpolación 1 realizada en función de la luz del puente, correspondiente al período de retorno de 200 años.....	103
Tabla 3.55: Interpolación 2 realizada en función de la velocidad para el período de retorno de 200 años	104
Tabla 3.56: Coeficiente de período de retorno mediante interpolación.....	104
Tabla 3.57: Socavación general por Maza en estrato cohesivo (Período de retorno 200 años)	105
Tabla 3.58: Socavación general por Maza en estrato granular (Período de retorno 200 años)	106
Tabla 3.59: Parámetros Iniciales para Socavación de Maza: Período de retorno 100 años	108

Tabla 3.60: Exponente de ajuste de profundidad de socavación: Período de retorno 100 años.....	109
Tabla 3.61: Interpolación 1 realizada en función de la luz del puente, correspondiente al período de retorno de 100 años.....	109
Tabla 3.62: Interpolación 2 realizada en función de la velocidad para el período de retorno de 100 años	110
Tabla 3.63: Socavación general por Maza en estrato cohesivo (Período de retorno 100 años)	110
Tabla 3.64: Socavación general por Maza en estrato granular (Período de retorno 100 años)	111
Tabla 3.65: Parámetros Iniciales para Socavación de Maza: Período de retorno 50 años	113
Tabla 3.66: Exponente de ajuste de profundidad de socavación: Período de retorno 50 años.....	114
Tabla 3.67: Interpolación 1 realizada en función de la luz del puente, correspondiente al período de retorno de 50 años.....	114
Tabla 3.68: Interpolación 2 realizada en función de la velocidad para el período de retorno de 50 años	115
Tabla 3.69: Socavación general por Maza en estrato cohesivo (Período de retorno 50 años)	115
Tabla 3.70: Socavación general por Maza en estrato granular (Período de retorno 50 años)	116
Tabla 3.71: Parámetros Iniciales para Socavación de Maza: Período de retorno 25 años	118
Tabla 3.72: Exponente de ajuste de profundidad de socavación: Período de retorno 25 años.....	119
Tabla 3.73: Interpolación 1 realizada en función de la luz del puente, correspondiente al período de retorno de 25 años.....	119
Tabla 3.74: Interpolación 2 realizada en función de la velocidad para el período de retorno de 25 años	120
Tabla 3.75: Coeficiente de período de retorno mediante interpolación.....	120
Tabla 3.76: Socavación general por Maza en estrato cohesivo (Período de retorno 25 años)	121

Tabla 3.77: Socavación general por Maza en estrato granular (Período de retorno 25 años)	121
Tabla 3.78: Socavación general por Levediev en estrato cohesivo (Período de retorno 200 años)	125
Tabla 3.79: Socavación general por Levediev en estrato granular (Período de retorno 200 años)	126
Tabla 3.80: Socavación general por Levediev en estrato cohesivo (Período de retorno 100 años)	128
Tabla 3.81: Socavación general por Levediev en estrato granular (Período de retorno 100 años)	128
Tabla 3.82: Socavación general por Levediev en estrato cohesivo (Período de retorno 50 años)	130
Tabla 3.83: Socavación general por Levediev en estrato granular (Período de retorno 50 años)	130
Tabla 3.84: Socavación general por Levediev en estrato cohesivo (Período de retorno 25 años)	132
Tabla 3.85: Socavación general por Levediev en estrato granular (Período de retorno 25 años)	132
Tabla 3.86: Coeficiente que varía en función del ángulo formado entre el eje de la estructura y la dirección del flujo	137
Tabla 3.87: Coeficiente que varía de la relación entre el gasto interceptado por el estribo y el caudal total.....	137
Tabla 3.88: Coeficiente que depende del talud de los lados del estribo	138
Tabla 3.89: Cota de agua al pie de los estribos izquierdo y derecho correspondiente al período de retorno de 200 años.....	139
Tabla 3.90: Cota de agua al pie de los estribos izquierdo y derecho correspondiente al período de retorno de 100 años.....	140
Tabla 3.91: Cota de agua al pie de los estribos izquierdo y derecho correspondiente al período de retorno de 50 años.....	142
Tabla 3.92: Cota de agua al pie de los estribos izquierdo y derecho correspondiente al período de retorno de 25 años.....	143
Tabla 4.1: Tipos de vigas en función de la luz máxima vs espaciamiento	148
Tabla 4.2: Espesor mínimo tradicional para superestructuras de profundidad constante	149

Tabla 4.3: Cálculo del espesor preliminar de la losa	150
Tabla 4.4: Altura del estribo para el período de retorno de 200 años	153
Tabla 4.5: Altura del estribo para el período de retorno de 100 años	154
Tabla 4.6: Altura del estribo para el período de retorno de 50 años	154
Tabla 4.7: Altura del estribo para el período de retorno de 25 años	155
Tabla 4.8: Valores de predimensionamiento del estribo para un Tr: 200 años	156
Tabla 4.9: Valores de predimensionamiento del estribo para un Tr: 100 años	157
Tabla 4.10: Valores de predimensionamiento del estribo para un Tr: 50 años	157
Tabla 4.11: Valores de predimensionamiento del estribo para un Tr: 25 años	158
Tabla 4.12: Tipos de carga según AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.....	163
Tabla 4.13: Combinaciones de carga consideras para el prediseño.....	164
Tabla 4.14: Características de las cargas consideras para la subestructura	166
Tabla 4.15: Relación entre la densidad relativa y el ángulo de fricción en suelos sin cohesión	169
Tabla 4.16: Valores Ka según Coulomb $\delta = 2/3 \phi'$	170
Tabla 4.17: Datos para el cálculo del empuje activo del suelo.....	170
Tabla 4.18: Alturas equivalentes según la altura del estribo.....	171
Tabla 4.19: Datos para el cálculo de la sobrecarga vehicular por tránsito transversal al estribo	172
Tabla 4.20: Datos para el cálculo de la carga muerta	173
Tabla 4.21: Reacciones de carga viva y muerta.....	174
Tabla 4.22: Coeficientes de cargas laterales para el software SAP 2000	174
Tabla 4.23: Cantidad de acero según diferentes periodos de retorno	177
Tabla 4.24: Armado estribo para un Tr: 25 años.....	180
Tabla 4.25: Armado estribo para un Tr: 50 años.....	181
Tabla 4.26: Armado estribo para un Tr: 100 años.....	182
Tabla 4.27: Armado estribo para un Tr: 200 años.....	183
Tabla 4.28: Valor total de la obra para Tr: 200 años	184
Tabla 4.29: Valor total de la obra para un Tr: 100 años	185
Tabla 4.30: Valor total de la obra para un Tr: 50 años	186
Tabla 4.31: Valor total de la obra para un Tr: 25 años	187
Tabla 5.1: Características de la cuenca	188
Tabla 5.2: Resultados en base a los períodos de retorno: 25, 50, 100 y 200 años.....	189

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 2.1: Densidad de drenaje	15
Ecuación 2.2: Método de Kirpich para determinar el tiempo de concentración	22
Ecuación 2.3: Método de Tonini para determinar el tiempo de concentración	22
Ecuación 2.4: Método de Rowe para determinar el tiempo de concentración	22
Ecuación 2.5: Factor de forma de la cuenca.....	24
Ecuación 2.6: Índice de circularidad de la cuenca.....	25
Ecuación 2.7: Coeficiente de compacidad.....	26
Ecuación 2.8: Método racional.....	30
Ecuación 2.9: Coeficiente de esorrentía ponderando.....	32
Ecuación 3.1: Método de Manning.....	37
Ecuación 3.2: Radio hidráulico	37
Ecuación 3.3: Factor de corrección por contracción del cauce	74
Ecuación 3.4: Caudal de diseño.....	76
Ecuación 3.5: Relación de apertura	76
Ecuación 3.6: Altura de remanso (metodología soviética).....	77
Ecuación 3.7: Velocidad media del agua en sección 2	78
Ecuación 3.8: Velocidad media de la sección transversal	78
Ecuación 3.9: Socavación general para suelos granulares	96
Ecuación 3.10: Socavación general para suelos cohesivos	96
Ecuación 3.11: Coeficiente de carga hidráulica ajustado	97
Ecuación 3.12: Velocidad media del flujo	100
Ecuación 3.13: Probabilidad anual de que se presente el gasto de diseño Q_D	100
Ecuación 3.14: Profundidad media del flujo	100
Ecuación 3.15: Socavación general para suelos granulares	123
Ecuación 3.16: Socavación general para suelos cohesivos	124
Ecuación 3.17: Profundidad del agua al pie del estribo	134
Ecuación 4.1: Espesor mínimo para la losa según AASHTO.....	150
Ecuación 4.2: Altura del estribo	153
Ecuación 4.3: Longitud mínima de la cajuela	156

Introducción

La falta de estudios que analicen cómo los diferentes períodos de retorno de eventos hidrológicos afectan los costos de construcción de puentes en la provincia del Azuay es un problema crítico que limita la capacidad de los ingenieros para realizar estimaciones precisas de riesgos hidrológicos. Sin una comprensión clara de la frecuencia e intensidad de estos eventos, las estructuras pueden ser insuficientemente preparadas para resistir condiciones extremas, lo cual incrementa el riesgo de fallos estructurales y eleva los costos de mantenimiento y reparación (Helene & Pereira Fernanda, 2005). En este contexto, contar con un diseño detallado que integre análisis de períodos de retorno específicos para la región no solo mejora la resiliencia de los puentes, sino que también permite evitar decisiones apresuradas o adaptaciones durante la construcción, asegurando así infraestructuras más seguras y duraderas.

Las fallas en puentes tienen consecuencias significativas, e incluso catastróficas, para las comunidades, ya que pueden restringir el comercio, incomunicar ciudades, dificultar la movilidad social e implicar la pérdida de vidas humanas (Estes & Frangopol, 2001). Estas estructuras críticas requieren un diseño y mantenimiento rigurosos para asegurar su resistencia ante eventos extremos y minimizar el riesgo de interrupciones y daños severos. En este sentido, un análisis exhaustivo de los períodos de retorno de eventos hidrológicos resulta esencial, ya que permite prever la frecuencia de eventos extremos como crecidas o lluvias intensas y diseñar infraestructuras seguras y duraderas. Este tipo de análisis no solo contribuye a cumplir con los estándares de seguridad, sino que también reduce costos a largo plazo, evitando adaptaciones y reparaciones costosas debido a condiciones climáticas cambiantes. Además, es crucial considerar el impacto económico generado por una inadecuada planificación en la etapa a prefectibilidad, dado que las infraestructuras de transporte son esenciales para el desarrollo social y económico. Sin un análisis de costos adecuado, se pone en riesgo no solo la seguridad de las personas, sino también la eficiencia operativa de los servicios esenciales.

En la actualidad, no existen investigaciones previas en la provincia que aborden de manera específica la relación entre eventos hidrológicos y costos de construcción de puentes, lo que destaca la novedad y relevancia de este trabajo. Este vacío de información representa una oportunidad para llevar a cabo un estudio que beneficie a ingenieros y

planificadores para que tomen ciertos hallazgos para realizar evaluaciones más precisas y fundamentadas.

Se propone realizar un análisis exhaustivo de los períodos de retorno de eventos hidrológicos y su impacto en los costos de construcción, estableciendo lineamientos claros que guíen la planificación y diseño de estructuras más seguras y eficientes, contribuyendo así al desarrollo social y económico de la provincia del Azuay.

Antecedentes

El diseño de infraestructuras como puentes demanda un conocimiento detallado de las condiciones hidrológicas y geotécnicas del sitio donde serán construidas. En particular, los períodos de retorno de eventos hidrológicos juegan un papel crucial, ya que determinan la frecuencia y magnitud de eventos extremos como crecidas y precipitaciones intensas. Sin embargo, en la provincia del Azuay no se dispone de estudios que relacionen específicamente estos períodos con los costos de construcción de puentes, dejando un vacío significativo en la planificación y diseño de infraestructuras resilientes.

La literatura existente subraya que el diseño y mantenimiento de puentes deben considerar el impacto de eventos extremos para garantizar la seguridad estructural y minimizar costos a largo plazo. Según Helene & Pereira Fernanda (2005), la falta de estimaciones precisas sobre riesgos hidrológicos puede llevar a diseños insuficientes o excesivamente conservadores, lo que incrementa los costos y compromete la seguridad de las infraestructuras. Adicionalmente, Estes & Frangopol (2001) destacan que las fallas en puentes tienen consecuencias catastróficas para las comunidades, afectando el comercio, la movilidad y, en casos extremos, la vida humana.

En el contexto ecuatoriano, el impacto de los eventos hidrológicos extremos se intensifica debido a las condiciones geográficas y climáticas. Estudios como los de Toapaxi et al. (2015) y Guevara (2021) enfatizan que la socavación general y local son las principales causas de colapso de puentes, lo que resalta la necesidad de incluir análisis rigurosos de los períodos de retorno en las etapas de diseño. Además, la variabilidad en los tipos de suelo de la región, desde estratos granulares hasta cohesivos, influye directamente en la magnitud de la socavación, requiriendo métodos de análisis adaptados a estas características.

Metodologías como el método racional para determinar el caudal máximo de diseño y el uso del método de Manning para calcular el nivel de crecida de diseño han demostrado ser efectivas en la planificación de puentes en cuencas pequeñas y homogéneas (Campos-Aranda, 2008). Sin embargo, su aplicación en el contexto de la provincia del Azuay requiere adaptaciones que consideren la topografía y las dinámicas locales del cauce.

A pesar de la importancia de estos enfoques, no existen investigaciones previas en la provincia que aborden de manera integral la relación entre los eventos hidrológicos y los costos de construcción de puentes. Esto representa una oportunidad única para desarrollar un marco analítico que no solo contribuya al diseño de infraestructuras más seguras y eficientes, sino que también optimice la inversión en infraestructura de transporte, favoreciendo el desarrollo social y económico de la región.

Metodología

La presente tesis se estructura en tres partes, cada una enfocada en aspectos clave necesarios para evaluar cómo los diferentes períodos de retorno afectan a la subestructura.

Como primer punto se concentrará en los cálculos hidrológicos mediante la aplicación del método racional. A partir de los cuatro períodos de retorno proporcionados, se determinarán los caudales máximos de demanda, fundamentales para los análisis posteriores. La topografía de la provincia del Azuay se empleará para delimitar la cuenca y definir el tiempo de concentración, asegurando la coherencia entre los cálculos y las condiciones reales del área. Además, se seleccionarán coeficientes de escorrentía y se analizará la cobertura de uso del terreno para calcular caudales con mayor precisión. Para complementar este análisis, se utilizará el método de Manning, que permitirá mediante varias iteraciones ajustar los cálculos hasta obtener una batimetría adecuada que refleje con precisión el comportamiento del flujo en la cuenca, además de proporcionar la ubicación óptima de los estribos del puente.

En el segundo punto se enfocará en el análisis de la socavación general y local, procesos clave para garantizar la estabilidad del puente. La socavación general ocurre por la erosión uniforme del lecho del río debido a aumentos en el caudal durante eventos hidrológicos intensos, mientras que la socavación local se presenta alrededor de pilas y estribos, donde las turbulencias generadas por estas estructuras aumentan la capacidad del agua para

remover material del fondo del cauce. Para determinar la magnitud de la socavación, se realizarán cálculos en diferentes estratos del suelo, aplicando los métodos de Leviedev y Maza, asegurando un análisis preciso. Además, se presentarán figuras detalladas que ilustrarán las zonas analizadas y los resultados obtenidos de la socavación, lo que facilitará la identificación de las áreas más vulnerables.

El tercer punto se centrará en la comparación de los costos de construcción de las variantes de puentes estándar en función de los caudales asociados a los diferentes períodos de retorno. Como parte del análisis, se realizará un prediseño de la subestructura del puente para cada uno de los escenarios hidrológicos, considerando las variaciones en los estribos y cimentaciones necesarias para resistir los caudales proyectados. A partir de este prediseño, se calcularán los costos de construcción correspondientes, lo que permitirá establecer comparaciones precisas entre las alternativas sub - estructurales.

En cuanto a los equipos y herramientas, se utilizará Microsoft Excel para la realización de los cálculos relacionados con el caudal y la socavación, facilitando la manipulación y análisis de los datos. Para el diseño y la representación gráfica, se hará uso de SAP2000 para la modelación estructural del puente y las cantidades de obra de la subestructura.

Objetivos

Objetivo general

- Comparar técnica y económicamente puentes estándar bajo diferentes escenarios de períodos de retorno hidrológico, para cuantificar el incremento de las subestructuras.

Objetivos específicos

- Calcular el valor del caudal utilizando el método racional para cuatro períodos de retorno diferentes.
- Determinar la socavación general en los diferentes estratos del suelo para los casos de caudales correspondientes, con el fin de evaluar su impacto.
- Realizar una comparación de los costos de la construcción de las variantes de puentes estándar en relación con los caudales asociados a los diferentes períodos de retorno identificados, además, aspectos técnicos inherentes.

Capítulo 1: Marco teórico

1.1. Período de retorno

El período de retorno es uno de los principales criterios que se debe considerar al momento de realizar los cálculos hidrológicos de un puente. Este valor corresponde a la probabilidad de que un evento esperado ocurra por primera vez en un lapso. Para nuestro caso la investigación se concentra en un evento simple, es decir aquel que ocurre una vez sin repetirse periódicamente, como las crecidas máximas anuales. Existe una relación directa entre la probabilidad de excedencia (P) y el período de retorno (T), esto se expresa con la fórmula: $T=1/P$, lo que indica que el período de retorno es el inverso que un evento específico ocurra en un año determinado (Fernández et al., 2015). Cuando el período de retorno de un evento hidrológico aumenta, significa que el puente debe diseñarse para resistir flujos y caudales más intensos, que ocurren con menor frecuencia, pero tienen mayor magnitud, esto genera varios efectos sobre el diseño y los costos de la estructura.

1.2. Socavación

El aumento de la crecida genera que el flujo del agua se vuelve más turbulento, lo que intensifica su capacidad para erosionar las orillas y el fondo del cauce. Esta mayor energía del agua permite que se arrastren partículas y sedimentos con mayor facilidad, aumentando la cantidad de material transportado río (Toapaxi et al., 2015). Esto puede afectar negativamente las estructuras hidráulicas, debido que la acumulación de sedimentos puede alterar el flujo del agua y la erosión excesiva puede comprometer la estabilidad de los cimientos del puente. La principal causa del colapso de los puentes es debido a la socavación que se produce alrededor de pilas y estribos.

Existen dos tipos de socavación: General y local, la general ocurre cuando el lecho del río se erosiona de manera uniforme debido al aumento en la fuerza del flujo durante crecidas. Esto se debe a un desequilibrio entre los sedimentos que el agua puede arrastrar y la cantidad de material que es removido del cauce. Puede desarrollarse rápidamente durante eventos intensos o de forma lenta a lo largo de varios años, dependiendo de las características hidrológicas y las dinámicas del río.

La socavación local es un proceso de erosión concentrada que ocurre en áreas específicas del cauce de un río debido a la presencia de obstáculos como curvas, estrechamientos o estructuras, como los estribos y pilas de un puente. Estas obstrucciones generan un aumento en la velocidad del flujo, causando turbulencias, remolinos que intensifican la capacidad del agua para remover el material del lecho (Toapaxi et al., 2015). Esta socavación toma en cuenta el efecto de las crecientes puntuales lo que provoca que el efecto sea a corto plazo a diferencia de la general.

El tipo de suelo influye directamente en la magnitud de la socavación, para suelos granulares el efecto se observará en un período corto de tiempo a consecuencia de la falta de cohesión de las partículas. En los estratos cohesivos la resistencia a la socavación es mayor y depende de las fuerzas electromagnéticas y electrostáticas (Guevara, 2021), esta avanza de manera lenta y tiene mayor resistencia a la erosión, pero una vez que se da una ruptura en su estructura es difícil de controlar.

1.3. Método racional

Para determinar la socavación en un cauce, es esencial conocer el caudal máximo de demanda, por lo que se aplicará el método racional. Este método describe el proceso lluvia-escorrentía utilizando las intensidades máximas de precipitación y se limita a áreas menores a 500 hectáreas (5 km²) (Campos Aranda, 2008). La fórmula utilizada es $Q = CIA/360$, donde Q corresponde al caudal máximo (m³/s), C es el coeficiente de escorrentía, que depende del tipo de cobertura vegetal y las características del suelo, I es la intensidad de precipitación (mm/h) correspondiente al período de retorno y al tiempo de concentración de la cuenca, y A es el área de la cuenca en hectáreas. Para obtener estos valores, es necesario delimitar la cuenca mediante el uso de la topografía de la provincia del Azuay, lo que permite identificar las áreas de aporte y calcular el tiempo de concentración. El método racional es práctico en cuencas pequeñas y homogéneas, especialmente para el diseño de infraestructuras hidráulicas como puentes, ya que facilita la estimación del caudal máximo.

Para determinar las condiciones óptimas del flujo del caudal, se deben analizar tres parámetros fundamentales: el Nivel de Crecida de Diseño (NCD), la altura de remanso y la profundidad de socavación. El cálculo del NCD se realizará mediante el método de

Manning, considerando que el cauce presenta irregularidades en su pendiente y sección transversal. Por esta razón, es necesario aplicar la fórmula en tramos individuales, porque al evaluar toda la sección completa podría generar errores en la estimación del caudal real que fluye.

Una vez definido el caudal de diseño (QD), se procede a calcular el nivel del agua, aunque este valor no puede determinarse directamente. Para obtenerlo, se aplicará un método de tanteos, bajo la suposición de que el lecho del cauce no se modifica por la socavación (Suárez Díaz, 2001). El número de subsecciones (m) se define considerando las zonas con cambios en el coeficiente de rugosidad (n_i) y las variaciones en la pendiente de la sección transversal del lecho del río. Esto permitirá simplificar el cálculo del área y perímetro mojado utilizando formas básicas (triángulos, rectángulos o trapecios), asumiendo que cada subsección tiene un perfil lineal.

Capítulo 2: Análisis hidrológicos con topografías del Azuay

2.1. Recolección y evaluación topográfica de la cuenca

Para definir la cuenca hidrográfica, se utilizaron las topografías históricas de la provincia del Azuay, disponibles en el repositorio de la Universidad del Azuay. El análisis topográfico se realizó mediante el software Civil 3D, lo que permitió una evaluación detallada del relieve y la delimitación de la cuenca. Se examinaron las extensiones y características morfológicas de las cuencas en cada parroquia de la provincia, con el fin de identificar la más adecuada para el estudio.

Las cuencas de mayor tamaño captan una mayor cantidad de precipitación a diferencia de las pequeñas, lo que provoca que crecidas más intensas. Sin embargo, al presentar una mayor extensión, el tiempo que toma en producir el aumento máximo del caudal es más largo. Se conoce que el caudal asociado a la tormenta permanece por más tiempo en las cuencas grandes en comparación con las pequeñas, lo que significa que el agua fluye durante un período más prolongado antes de retornar a niveles normales (Ibisate González, 2004).

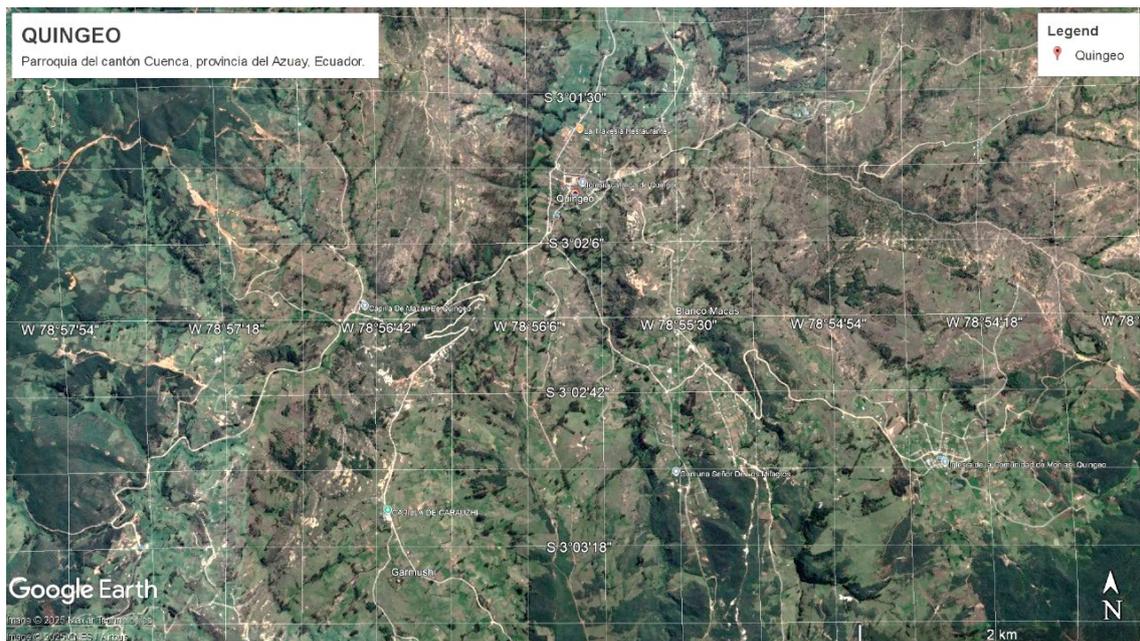
La selección de la parroquia de Quingeo tuvo como base varios criterios clave. En primer lugar, su relieve abrupto y la distribución de sus caudales se ajustaban idóneamente a la extensión máxima de 500 hectáreas permitida por el método racional. A pesar de ser una parroquia de extensión mediana, su terreno presenta una alta probabilidad de escorrentía debido a la pendiente pronunciada, lo que la convierte en un campo de estudio interesante para el análisis de la socavación y su impacto en diferentes períodos de retorno. Este factor resulta fundamental, puesto que permite evaluar cómo las condiciones topográficas. Adicionalmente, se consideraron factores relevantes que influyen en la determinación de las pendientes, tales como el tipo de suelo, la cobertura vegetal y el uso del suelo.

Otro aspecto determinante en la elección fue la calidad de la información topográfica disponible. Aunque la mayoría de las opciones presentaban inconsistencias en las líneas de nivel, la parroquia de Quingeo fue la que mostró menos fallos, lo cual facilitó el procesamiento de datos. No obstante, se requirió una extensa corrección en Civil 3D para mejorar la precisión del modelo y garantizar resultados confiables. En resumen, la

selección de esta cuenca se basó en tres aspectos principales: La combinación de su compleja geomorfología, el potencial para el estudio de la socavación y la disponibilidad de datos detallados que permiten un análisis hidrológico más preciso. Para una representación de la ubicación de la parroquia de Quingeo se realizó una ortofoto que se muestra en la Figura 2.1.

Figura 2.1:

Localización de la parroquia Quingeo



Nota. La imagen representa la ubicación en los meridianos y paralelas en la ubicación global de la parroquia Quingeo.

Fuente. Tesistas

2.2. Análisis de los parámetros físicos de la cuenca de estudio

Es fundamental realizar un análisis detallado de los parámetros físicos de la cuenca, debido a su influencia directa sobre el comportamiento hidrológico y el nivel del caudal. Se debe tomar en consideración el área de drenaje, la pendiente, la longitud de la cuenca, el tiempo de concentración, la cobertura vegetal, el uso del suelo y el período de retorno. Para la aplicación del método racional, es imprescindible precisar estos parámetros, los cuales permiten definir con mayor exactitud la capacidad de retención y escurriente del agua, lo que es esencial para estimar de manera precisa el caudal de diseño.

2.2.1. Área de drenaje

El área de drenaje es uno de los principales parámetros físicos en el análisis de una cuenca hidrográfica, dado que determina la cantidad de agua captada por la cuenca y su distribución hacia puntos de salida. A mayor extensión del área de drenaje, mayor será el volumen de agua recolectado a partir de las precipitaciones lo que afecta directamente la disponibilidad hídrica en la cuenca.

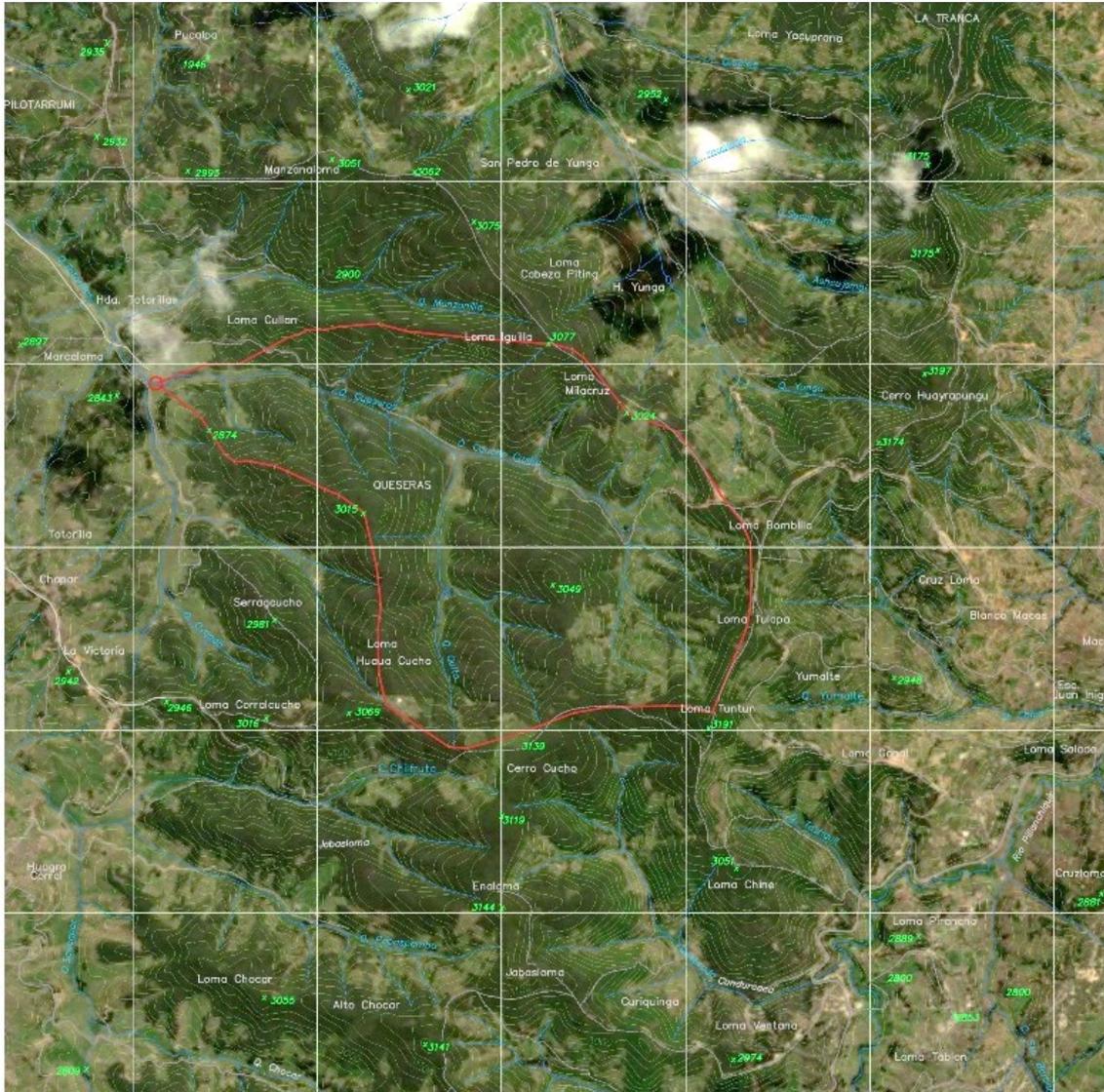
El área de drenaje se obtuvo a partir de una topografía base utilizando el software Civil 3D. Durante el proceso, se corrigió la topografía debido a una pequeña anomalía en las líneas de nivel lo que permitió garantizar la coherencia de los datos topográficos empleados. Para el proceso de estudio, se seleccionó una cuenca hidrográfica correspondiente a la parroquia de Quingeo, asegurando que no fuera de gran extensión, para facilitar su análisis. A continuación, se definió un punto de cierre, que corresponde al punto donde convergen los flujos de agua de toda la cuenca y hasta el cual se estudiara respuesta hidrológica del área del drenaje.

El trazado del área de drenaje se llevó a cabo delimitando la cuenca y siguiendo los puntos de mayor elevación que rodean el área seleccionada. Este proceso permite establecer el límite de la cuenca y determinar la dirección del flujo superficial del agua, marcando la línea de división de aguas o línea divisoria de cuencas, lo que define el área que contribuye al drenaje hacia el punto de cierre. El uso de las líneas de mayor elevación garantiza que se delimite correctamente el área de drenaje.

A continuación, se presentan los resultados gráficos correspondientes a la cuenca delimitada denominada Quesares. En la figura, se visualiza la línea divisoria de aguas, marcada en color rojo, que indica los límites de la cuenca de estudio. Además, se muestra el punto de cierre, también marcado en rojo, el cual es clave para el análisis hidráulico. El caudal que se analizará a lo largo de este trabajo se encuentra dentro de la cuenca delimitada por la línea divisoria, y está representado en color azul, lo que permite identificar claramente el área de interés en la Figura 2.2.

Figura 2.2:

Delimitación de la cuenca Quesares



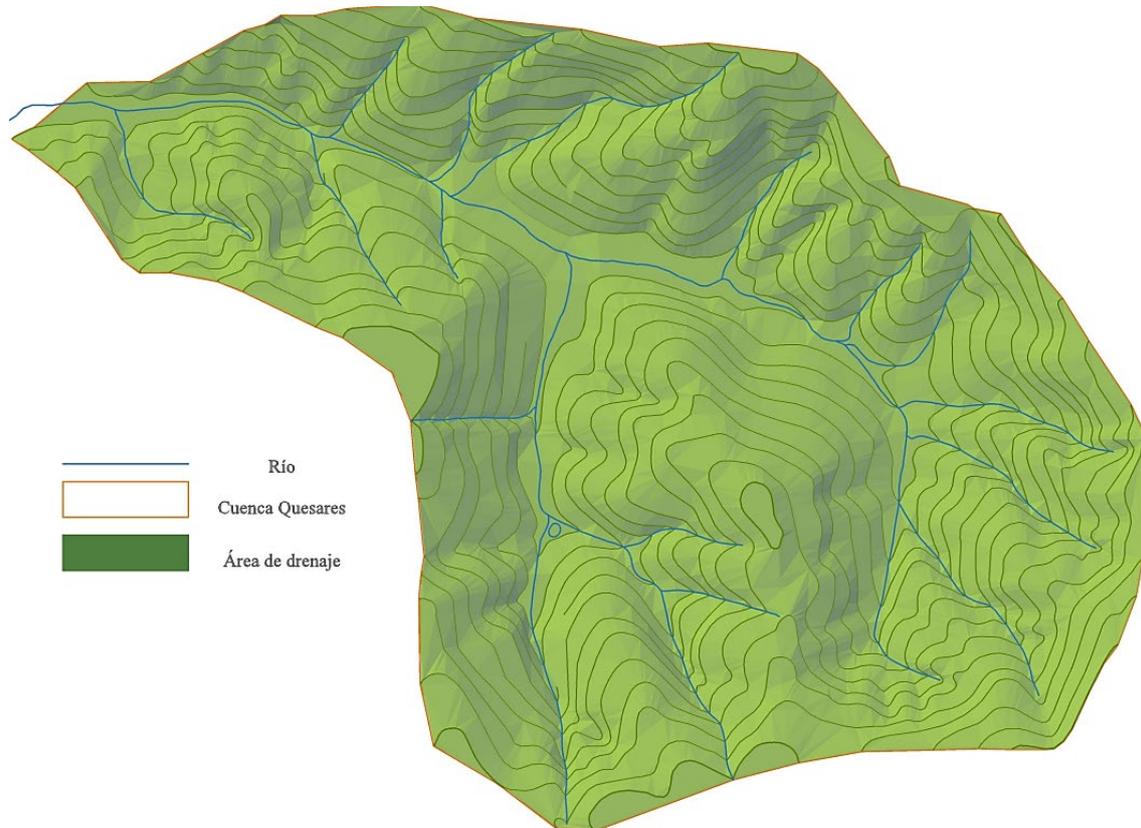
Nota. La figura muestra la superposición del polígono que delimita el área de la cuenca Quesares y la superficie que recubre el terreno.

Fuente: Tesistas

Para calcular el caudal de la cuenca hidrológica, fue necesario determinar sus características físicas para comprender el comportamiento de la escorrentía y su aporte a los afluentes de los ramales secundarios y principales. Partiendo de un punto de fuga, se utilizó la herramienta Civil 3D para integrar la información de las elevaciones obtenidas a partir de las curvas de nivel como se muestra en la Figura 2.3. A partir de esta superficie, se recopilaron datos clave, incluyendo el área total de la cuenca como se muestra en la Figura 2.4 obtenida del software.

Figura 2.3:

Superficie 3D de la cuenca Quesares



Nota. La figura, basada en datos topográficos recolectados, representa un modelo espacial casi completo. La pérdida de información es mínima y no afecta significativamente la precisión de los cálculos, por lo que se considera una representación fiel del terreno y sus características.

Fuente: Tesistas

Figura 2.4:

Información de la general de la Cuenca Quesares

A screenshot of a software window titled 'Surface Properties - CUENCA QUESARES'. The window has tabs for 'Information', 'Definition', 'Analysis', and 'Statistics'. The 'Statistics' tab is active, displaying a table with two columns: 'Statistics' and 'Value'. The table is organized into sections: 'General', 'Extended', and 'TIN'. The 'Extended' section contains five rows of data.

Statistics	Value
General	
Extended	
2D surface area	434.23hectares
3D surface area	477.72hectares
Minimum grade/slope	0.00%
Maximum grade/slope	243.73%
Mean grade/slope	43.02%
TIN	

Nota. La figura muestra datos clave, como las pendientes máximas y mínimas, así como el área de la cuenca. Es importante destacar que esta área no coincide exactamente con la delimitada, ya que no se recopilieron

datos topográficos en una sección específica. Como resultado, la superficie representada es menor que la utilizada en los cálculos, la cual se indica en la Tabla 2.1.

Fuente: Tesistas.

El área utilizada en los cálculos corresponde a la obtenida mediante la delimitación topográfica, siguiendo la metodología explicada para el trazado. Para mayor practicidad, se redondeó a múltiplos de 5, y la superficie de drenaje resultante se presenta en la Tabla 2.1. Este valor se mantiene dentro del límite de 500 hectáreas establecido por el método racional, lo que garantiza que los cálculos del caudal tengan mayor precisión.

Tabla 2.1:

Área de drenaje de la cuenca Quesares

Área (Ha):	440
-------------------	-----

Nota. La tabla muestra el área utilizada para los cálculos correspondientes.

Fuente: Tesistas.

2.2.2. Pendiente

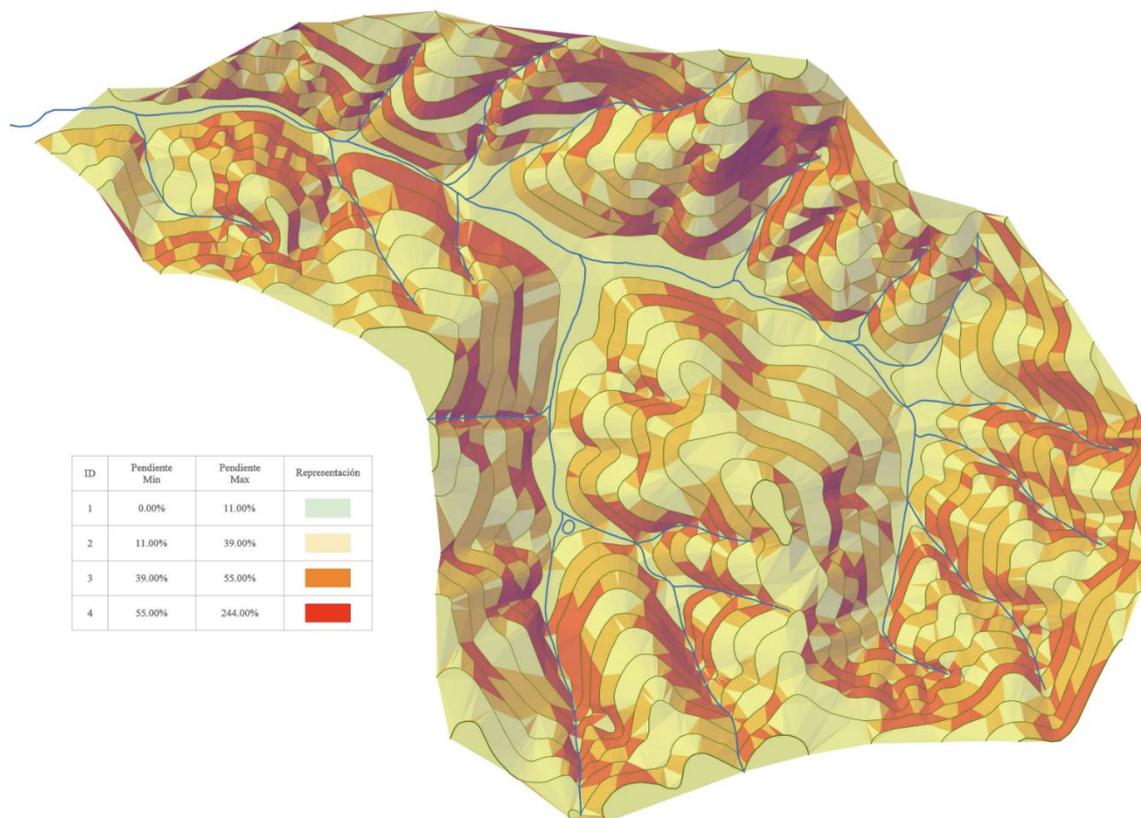
La pendiente es el factor principal que influye en la velocidad de la escorrentía en una cuenca hidrográfica. Existe una relación directa entre el nivel de pendiente y el aumento de la escorrentía: a medida que la pendiente se incrementa, el agua fluye más rápidamente, lo que impide su infiltración en el suelo y acelera el proceso de escorrentía. Esta escorrentía expedita provoca que una mayor cantidad de agua llegue a los arroyos, ríos, lagos, entre otros, lo que resulta en un aumento significativo del caudal.

Las cuencas alargadas presentan una respuesta más difusa a las tormentas en comparación con las cuencas compactas, que generan respuestas más rápidas y concentradas en cuanto al caudal. Esto se debe a que, en las cuencas compactas, el drenaje del agua es más uniforme desde todos los puntos hacia el colector principal, debido a que las distancias desde los distintos sectores son similares, lo que permite que el agua llegue simultáneamente y en menor tiempo. En las cuencas alargadas, el agua recorre distancias mayores desde las zonas altas hasta la salida, lo que retarda su desplazamiento y provoca una escorrentía menos concentrada. Así, la forma de la cuenca y la configuración de la red de drenaje inciden en el tamaño y la forma de los picos de crecida, afectando el comportamiento del caudal en el punto de salida de la cuenca (Ibisate González, 2004).

Se realizó un análisis de pendientes sobre la superficie de la cuenca utilizando la herramienta Civil 3D, clasificándolas en cuatro categorías de rango. La cuenca presenta una topografía de altiplano, caracterizada por superficies semi planas y pendientes pronunciadas provenientes de colinas circundantes a las corrientes de agua. Las pendientes máximas llegan a ser de entre 244% al 55% y las mínimas entre el 11% al 39%, entre las dos se presenta una pendiente media del 43.02%. La superficie presenta varias zonas de deslave debida a su altimetría escarpada. Para su representación se realizó un mapa de pendientes como se muestra en la Figura 2.5

Figura 2.5:

Análisis de pendientes de la superficie de la cuenca Quesares



Nota. El Grafico representa las pendientes de la superficie de la cuenca. La pendiente media de toda la superficie es del 43.02%.

Fuente: Tesistas.

2.2.3. Densidad de drenaje

La densidad de drenaje es uno de los factores más relevantes en el estudio de una cuenca hidrográfica. Este valor permite predecir características clave del área, como la tendencia

a inundaciones, erosión y acumulación de agua. Estos factores pueden influir en el incremento del nivel de socavación en la región. Se estima que “La densidad de drenaje se define como la relación entre la longitud total de los cursos de agua de una cuenca y su área total”. (Vásconez et al., 2019).

Ecuación 2.1:

Densidad de drenaje

$$D_d = \frac{\Sigma L}{A}$$

Donde:

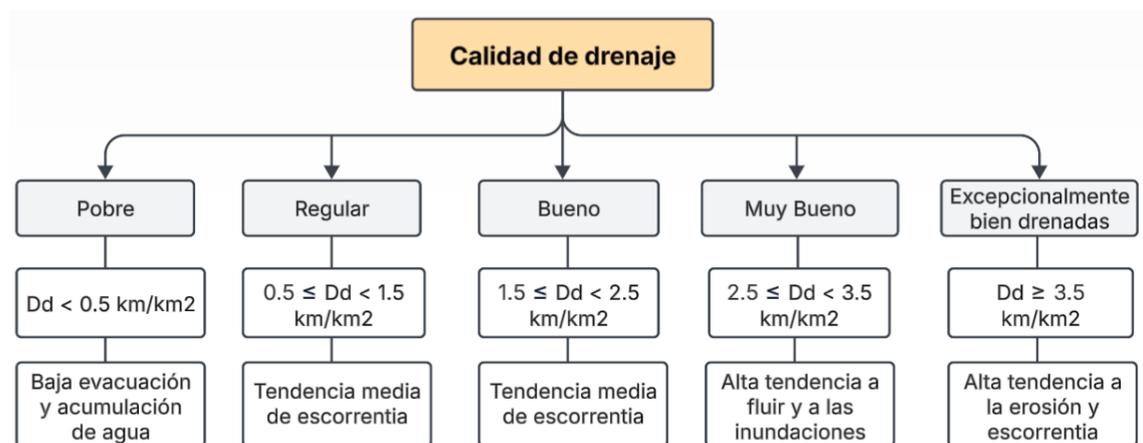
ΣL = Longitud total de los cursos de agua [km]

A = Área total de drenaje [km²]

En la Figura 2.6, se presenta las calidades de drenaje, desde un drenaje pobre hasta un drenaje excepcionalmente bien drenado.

Figura 2.6:

Calidad de drenaje



Fuente: Tesistas.

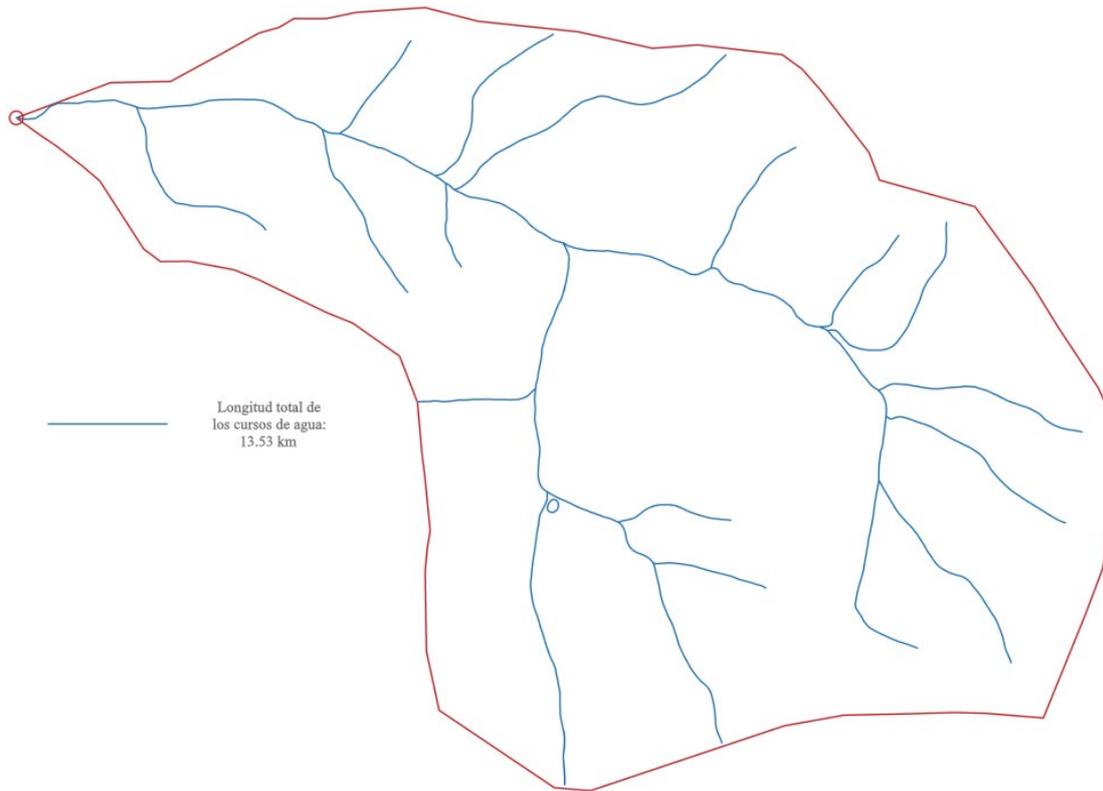
Con el apoyo del programa Civil 3D, se determinó la longitud de todos los cursos de agua de la cuenca Quesares. Además, se utilizó el dato previamente obtenido sobre el área de drenaje, que corresponde a 435 hectáreas.

Para los fines matemáticos, y considerando que la fórmula requiere las unidades en km/km², se realizó la conversión de hectáreas a kilómetros del área de drenaje, obteniendo un resultado de 4.40 km². Adicionalmente se aclara que la medida de los cursos de agua

se encuentra en km, lo que dio un total de 13.52 km. El resultado de la densidad de drenaje se muestra en la Tabla 2.2. En la Figura 2.7 se aprecia los cursos de agua que existe en dentro del área delimitada de la cuenca Quesares.

Figura 2.7:

Cursos de agua presentes en la cuenca Quesares



Nota. En la figura se presenta los cursos de agua sin embargo no se considera para la longitud total la pequeña concentración de agua debido a que su caudal no aporta al punto de desagüe.

Fuente: Tesistas

Tabla 2.2:

Resultados densidad de drenaje

Área	Longitud	Densidad de drenaje
(km ²)	(km ²)	(km ² /km)
4,35	13,52	0,32

Nota. Densidad de drenaje de la cuenca Quesares haciendo uso del Área y longitud del cauce principal.

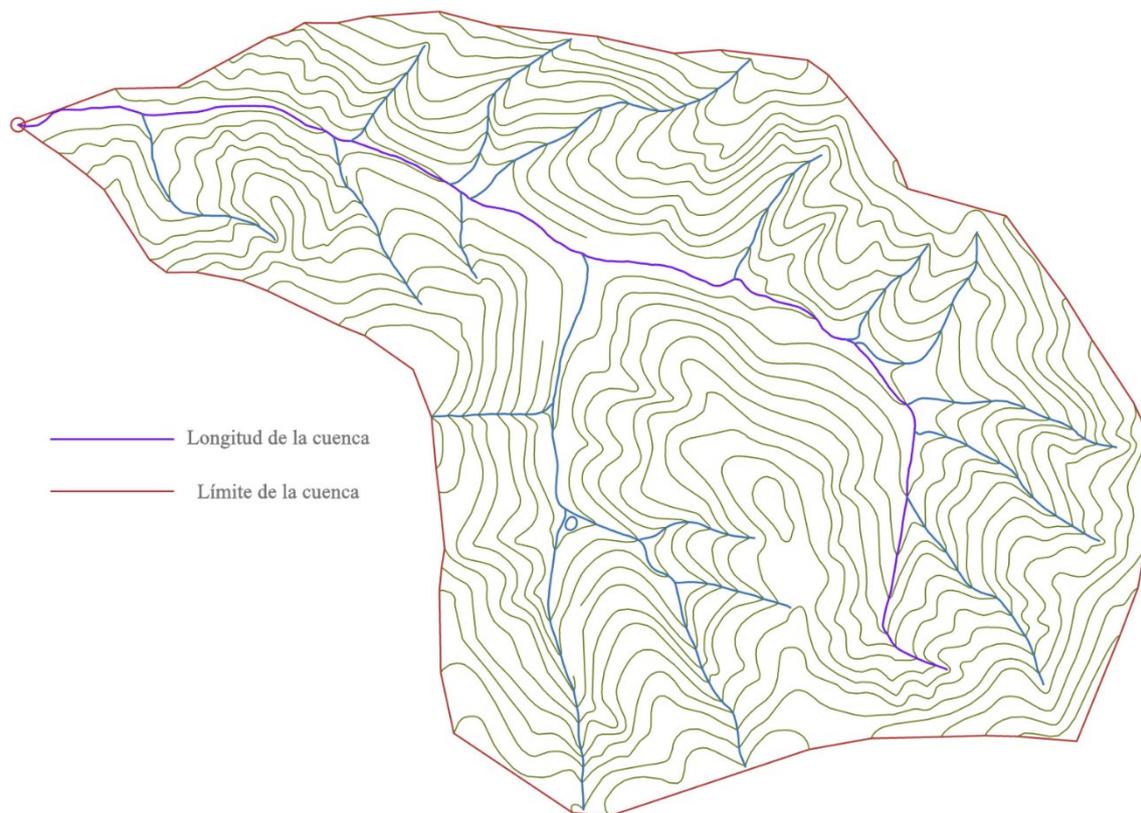
Fuente: Tesistas.

Se determinó que el drenaje es de 0.32 km/km², lo que, según la Figura 2.6, corresponde a un valor de drenaje pobre. Esto significa que la cuenca tendrá una menor capacidad de evacuación del agua, lo que provocará mayores niveles de saturación del suelo. Como consecuencia, la velocidad del flujo superficial disminuirá. Además, habrá una menor escorrentía, lo que reducirá el transporte de sedimentos. Sin embargo, un aspecto negativo de esta condición es que, al tener una mayor saturación del suelo, en el momento de una lluvia intensa el agua se desplazará con mayor velocidad, lo que podría generar un aumento repentino del caudal del río. Esto intensifica la socavación local y generalizada, aumentando el riesgo de erosión en las estructuras cercanas.

2.2.4. Longitud de la cuenca

Figura 2.8:

Cause de agua principal de la cuenca Quesares



Nota. La figura presenta el cauce de agua principal siendo la de mayor longitud en comparación a las demás.

Fuente: Tesistas.

La longitud de la cuenca se define como la distancia medida a lo largo del cauce principal de drenaje, desde la salida de la cuenca hasta la divisoria de aguas, el punto de mayor altitud. Esta medición no se realiza en línea recta, sino siguiendo la trayectoria del cauce principal, considerando las variaciones topográficas y la morfología del terreno. Este parámetro es fundamental en la hidrología dada a su gran influencia en el tiempo de concentración. En el caso de la cuenca Quesares, la longitud fue medida con ayuda del programa de Civil 3D como se muestra en la Figura 2.8.

La longitud de la cuenca Quesares corresponde a un valor de 3.73 km como se observa en la Tabla 2.3 y Figura 2.8 representada de color morado.

Tabla 2.3:

Longitud de la cuenca Quesares

Longitud (km):	3.73
-----------------------	------

Fuente: Tesistas.

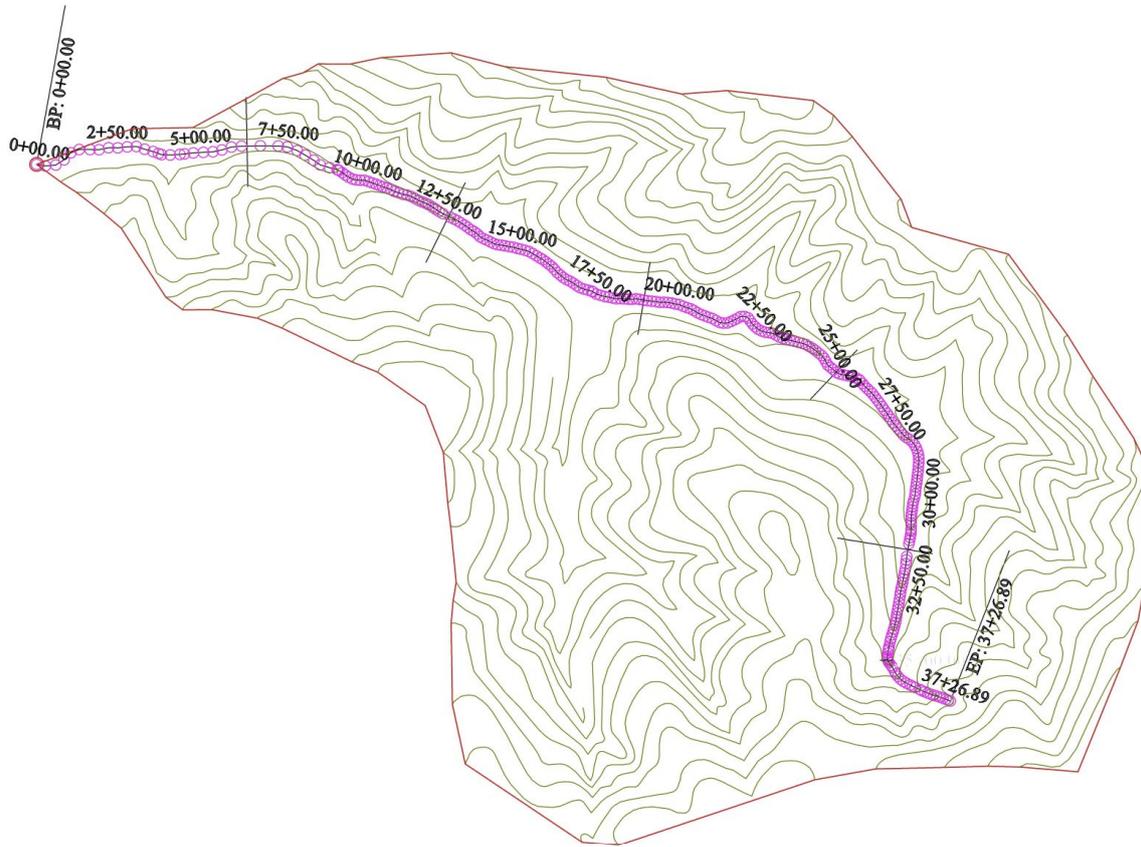
2.2.5. Desnivel del cauce principal

El desnivel del cauce principal es otro de los parámetros principales para el análisis morfológico de la cuenca Quesares. Este valor se refiere a la diferencia de altura entre los puntos de inicio y final del cauce principal, como se muestra en la Figura 2.9. El análisis abarca desde el punto de origen del cauce hasta la salida de este hacia otro cuerpo de agua. El desnivel es un factor crucial, ya que influye directamente en la velocidad de flujo del agua y en la capacidad del río para transportar sedimentos. Un mayor desnivel generalmente implica un mayor flujo y velocidad del agua, lo que puede potenciar procesos de erosión y facilitar el arrastre de sedimentos, modificando la forma del cauce a lo largo del tiempo. A continuación, en la Figura 2.10 se presenta los datos obtenidos de los desniveles del cauce principal mediante una sección de perfil horizontal entre la alineación del cauce principal presentada en la Figura 2.9 y la superficie presentada en la Figura 2.3.

Figura 2.10

Figura 2.9:

Alineación del cauce de agua principal de la cuenca Quesares



Nota. En la figura se presenta el punto de inicio y el punto final del cauce principal.

Fuente: Tesistas.

La Figura 2.10 muestra el recorrido en perfil horizontal del cauce principal de la cuenca Quesares, como se presenta en la Figura 2.8, junto con sus respectivas elevaciones. Es importante considerar que, debido a la pérdida de información en el modelo 3D de la cuenca, durante los primeros 100 metros la elevación no presenta cambios. Esto se debe a la imposibilidad de superponer el recorrido sobre los datos altimétricos de la topografía. Sin embargo, esta limitación no genera un error en el cálculo, dado que la altura del punto de fuga, desde donde parte el cauce principal, está determinada.

En la Tabla 2.4 siguiente se muestra el valor del desnivel del cauce, tomando en cuenta que el punto de origen se encuentra a 200 m de altura, mientras que el punto final tiene una altura de 560 m. Al realizar el correspondiente resto entre estos dos valores, se obtiene un desnivel de 360 m.

Tabla 2.4:

Valores del desnivel del cauce de agua principal de la cuenca Quesares

Desnivel de la cuenca	
Punto de origen (m)	2800
Punto final (m)	3038,601
Desnivel del cauce (m)	238,6

Nota. Puntos específicos de la cuenca (Origen y final) para determinar el desnivel del cauce principal.

Fuente. Tesistas.

2.2.6. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es una característica física de la cuenca hidrográfica que representa el tiempo necesario para que, después de una lluvia uniforme, el flujo de agua de toda la cuenca alcance el punto de desagüe (Vélez & Botero, 2011). Habitualmente, se asocia el tiempo de concentración con el tiempo que tarda una gota en viajar desde el punto más alejado de la cuenca hasta el desagüe. Sin embargo, esta afirmación no es siempre correcta, debido a que la gota más distante no necesariamente tiene el mayor tiempo de recorrido (Vélez & Botero, 2011). Este tiempo varía en función de las características de la cuenca, entre ellas la pendiente, la vegetación, el tipo de suelo y el grado de saturación. El tiempo de concentración no es un valor constante. Cuando la lluvia tiene baja intensidad, el suelo presenta una mayor capacidad de absorción, lo que prolonga el tiempo de concentración. En contraste, una lluvia intensa genera un aumento en el caudal, lo que permite un flujo más rápido del agua y una reducción en el tiempo de concentración.

Para hallar el tiempo de concentración existen varias ecuaciones conocidas:

- **Método de Kirpich:**

Ecuación 2.2:

Método de Kirpich para determinar el tiempo de concentración

$$T_c = 0.87 * \left(\frac{L}{H}\right)^{0.385}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración [horas]

L = Longitud del cauce principal [km]

H = Desnivel del cauce principal [m]

- **Método de Tonini:**

Ecuación 2.3:

Método de Tonini para determinar el tiempo de concentración

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 L}{0.825 * \sqrt{H}}$$

T_c = Tiempo de concentración [horas]

A = Área de aporte [km²]

L = Longitud del cauce principal [km]

H = Desnivel del cauce principal [m]

- **Método de Rowe:**

Ecuación 2.4:

Método de Rowe para determinar el tiempo de concentración

$$T_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$$

T_c = Tiempo de concentración [min]

L = Longitud del cauce principal [m]

H = Desnivel del cauce principal [m]

Con estas fórmulas se obtuvo el tiempo de concentración en base a los datos recopilados, posteriormente se selecciona el resultado mayor obtenido de entre los métodos de Kirpich, Tonini y Rowe. A continuación, en la Tabla 2.5 se presenta las principales características del cauce principal y de la cuenca Quesares necesarios para el cálculo de los tiempos de concentración:

Tabla 2.5:

Valores para el cálculo del tiempo de concentración

Datos		
L (km)	H (m)	A (km ²)
3,73	238,6	4,40

Nota. Los valores de la longitud del cauce principal, Altura del cauce principal y el Área de la cuenca.

Fuente. Tesistas.

Los resultados obtenidos mediante los tres métodos se presentan en la Tabla 2.6, expresados en horas y minutos.

Tabla 2.6:

Resultados de los diferentes métodos para el cálculo del tiempo de concentración

Método	Resultado	
	Horas	Min
Kirpich	0,18	10,53
Tonini	1,10	65,85
Rowe	0,53	31,62

Nota. Valores de tiempo de concentración por los 3 métodos: Kirpich, Tonini y Rowe.

Fuente. Tesistas.

Para el estudio de esta cuenca se adopta el tiempo de concentración hallado por el método de Tonini de 65.85 minutos, al ser el mayor de los tres. Es importante hacer uso del tiempo de concentración más alto para considerar el escenario más crítico y tener una perspectiva conservadora para evitar el riesgo de desbordamientos e inundaciones.

2.2.7. Características relacionadas a la Forma

Las características relacionadas con la forma de la cuenca son fundamentales, pues determinan su configuración, la cual puede ser circular o alargada. Una cuenca de forma circular presenta un mayor riesgo de inundaciones debido a la rápida concentración del agua de lluvia en el cauce principal, lo que reduce significativamente el tiempo de concentración. En contraste, una cuenca alargada favorece un escurrimiento más gradual, disminuyendo la posibilidad de crecidas repentinas (F. Cerignoni & Rodrigues, 2015). Además, esta configuración contribuye a la conservación del medio ambiente, reduce la erosión del terreno y minimiza el impacto en la fertilidad del suelo.

A continuación, se presentan las ecuaciones relacionadas con la forma de la cuenca:

- **Factor de forma**

Ecuación 2.5:

Factor de forma de la cuenca

$$F_f = \left(\frac{A}{L^2} \right)$$

Donde:

F_f = Factor de forma

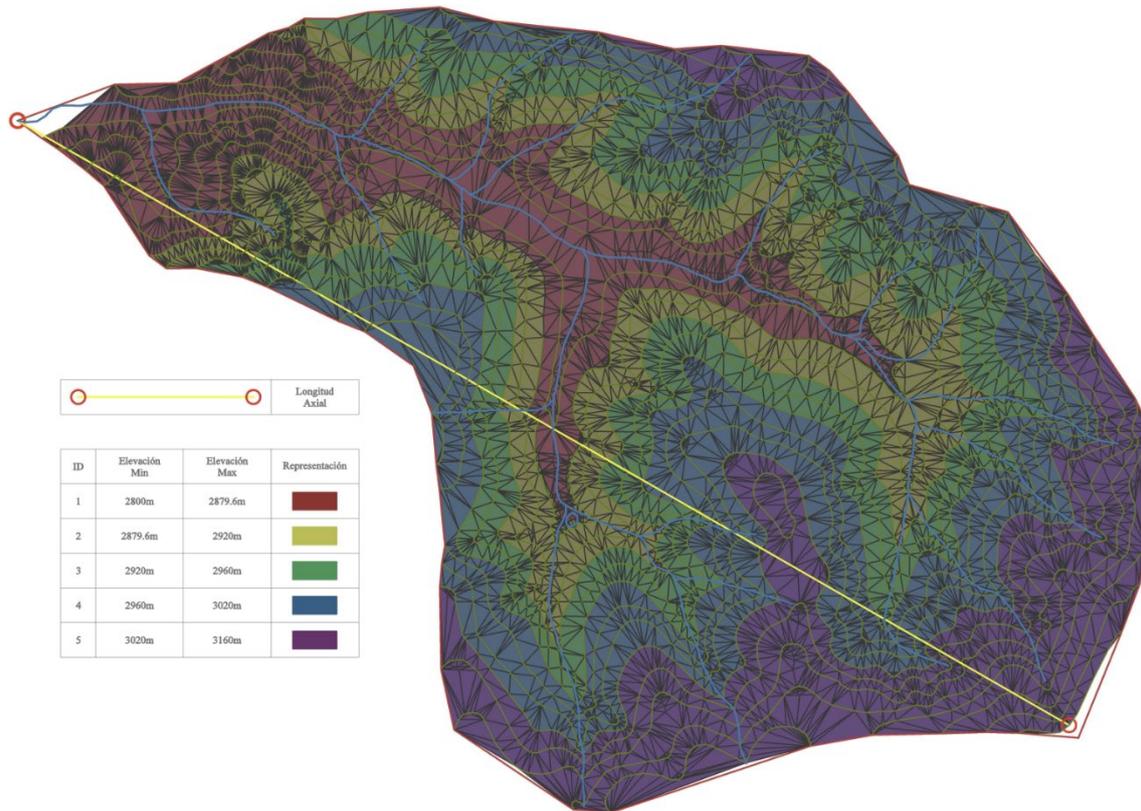
A = Área de drenaje [km²]

L = Longitud axial de la cuenca [km]

Para determinar la longitud axial de la cuenca, se realizó un análisis altimétrico en cinco rangos sobre la superficie mostrada en la Figura 2.3, utilizando la herramienta Civil 3D. El objetivo fue identificar las elevaciones más altas dentro del rango de 3020 m a 3160 m, procurando que estuvieran alejadas del punto de fuga. Una vez identificado este punto, se trazó una línea recta entre los puntos seleccionados, de manera que su longitud representara la longitud axial de la cuenca. La metodología empleada se ilustra de manera más detallada en la Figura 2.11.

Figura 2.11:

Análisis de altimetrías y determinación de la longitud axial en la cuenca Quesares



Nota. La figura representa el proceso para la determinación de la longitud axial de la cuenca Quesares.

Fuente. Tesistas.

- **Índice de circularidad**

Ecuación 2.6:

Índice de circularidad de la cuenca

$$Ic = 12.57 * \left(\frac{A}{p^2} \right)$$

Donde:

Ic = Índice de circularidad

A = Área de drenaje [km²]

p = Perímetro de la cuenca [km]

- **Coefficiente de compacidad**

Ecuación 2.7:

Coefficiente de compacidad

$$Kc = 0.28 * \left(\frac{P}{\sqrt{A}} \right)$$

Donde:

Kc = Coeficiente de compacidad

A = Área de drenaje [m²]

P = Perímetro de la cuenca [m]

En la Tabla 2.7, elaborada por Cerignoni & Rodrigues (2014), se presentan la interpretación y los resultados de las ecuaciones de cada uno de los factores de forma. La cuenca puede clasificarse como circular, ovalada, oblonga o alargada.

Tabla 2.7:

Parámetros de interpretación según características de forma de la cuenca

Ff	Ic	Kc	Formato de la Cuenca	Interpretación Ambiental
1.00 - 0.75	1.00 - 0.8	1.00 - 1.25	Circular	Alta tendencia a inundaciones
0.75 - 0.50	0.8 - 0.6	1.25 - 1.50	Ovalada	Mediana tendencia a inundaciones
0.50 - 0.30	0.6 - 0.40	1.50 - 1.70	Oblongo	Baja tendencia a la inundación
> 0.30	> 0.40	> 1.70	Largo	Cuenca propensas a la conservación

Nota. Los valores y la interpretación de los resultados en cuanto a: factor de forma (Ff), el índice de circularidad (Ic) y el coeficiente de compacidad (Kc).

Fuente. Cerignoni & Rodrigues (2014).

A continuación, se presentan los valores obtenidos para cada una de las ecuaciones de los factores de forma. En la Tabla 2.8 se presenta un resumen con los datos requeridos. Los valores corresponden a los cálculos realizados previamente, excepto el perímetro de la cuenca y la longitud axial, que representan la distancia desde la desembocadura hasta el

punto más alejado de la línea divisoria de aguas. Estos últimos fueron obtenidos mediante Civil 3D.

Tabla 2.8:

Resumen de los datos necesarios para el cálculo de los factores de forma

Resumen de datos	
Área de la cuenca (km ²)	4,40
Área de la cuenca (m ²)	4400000
Longitud axial (km)	3,48
Perímetro de la cuenca (km)	9,19
Perímetro de la cuenca (m)	9190

Nota. Resumen de datos de las características de la cuenca para la aplicación de las ecuaciones de factor de forma.

Fuente. Tesistas.

Aplicadas las ecuaciones de los factores de forma tenemos los resultados que se resumen en la Tabla 2.9. En base a la Tabla 2.7 se da la interpretación de los resultados de las ecuaciones de los factores de forma.

Tabla 2.9:

Resumen de los resultados obtenidos mediante la aplicación de las ecuaciones de los factores de forma.

Factores de forma		
F_f	I_c	K_c
0,36	0,65	1,23

Nota. Resultados de las ecuaciones de factores de forma mediante las características morfológicas de la cuenca Quesares.

Fuente. Tesistas.

Con base a nuestros resultados no se puede seleccionar una categoría específica debido que presenta características mixtas:

- El factor de forma indica que la cuenca tiene un formato oblongo, con un valor dentro del rango de 0.30 - 0.50.
- El índice de circularidad, con valores entre 0.60 - 0.80, sugiere una estructura ovalada.

- El coeficiente de compacidad, al encontrarse entre 1.00 y 1.25, muestra una ligera tendencia a la circularidad

La cuenca, al presentar características intermedias (oblongo, ovalada y circular), tendrá una respuesta hidrológica de velocidad moderada, sin ser excesivamente lenta ni rápida. Su estructura implica una ligera posibilidad de generar inundaciones. Además, es probable que se presenten picos de caudal moderadamente rápidos, lo que podría provocar una socavación significativa, aunque no extrema.

2.2.8. Cobertura vegetal

La presencia o ausencia de vegetación es fundamental para la regulación del ciclo hidrológico dentro de la cuenca, debido a su influencia en la disponibilidad y distribución del agua. A través de la evapotranspiración, las plantas liberan agua, contribuyendo al equilibrio hídrico. La interceptación del dosel, que consiste en la retención de agua de lluvia en hojas y ramas, disminuye la cantidad de precipitación que llega directamente al suelo, afectando la infiltración y el escurrimiento superficial. Estos procesos son especialmente relevantes en ecosistemas de alta montaña, como los páramos andinos, donde la vegetación regula de manera natural el agua, manteniendo la humedad del suelo y controlando la descarga hacia los cuerpos de agua (Valencia-Leguizamón & Tobón, 2017). Sin embargo, las actividades humanas pueden modificar el funcionamiento de estos ecosistemas.

En Ecuador, la vegetación rastrera característica de los páramos desempeña un papel crucial en la regulación hídrica. Estas formaciones vegetales, actúan como una esponja natural, absorbiendo y almacenando grandes cantidades de agua durante eventos de precipitación. Esta capacidad ayuda que el exceso de agua cause inundaciones aguas abajo (Vásconez et al., 2019). En la parroquia de Quingeo, donde se encuentra ubicada nuestra cuenca de análisis, se observa una gran cobertura de vegetación, característica de zonas rurales. Esta abundante vegetación no solo contribuye a la conservación del ecosistema, sino que también juega un papel fundamental en la regulación del ciclo hidrológico. La presencia de plantas y suelos bien estructurados favorece la infiltración del agua, reduce la escorrentía superficial y ayuda a almacenar agua en el subsuelo. La pendiente media de la superficie

2.2.9. Clasificación por su tamaño

Para la clasificación en base al tamaño en Ecuador Vásconez et al. (2019) menciona la siguiente información:

- Cuenca muy grandes: Son aquellas que tienen una superficie mayor a 5000 km².
- Cuenca grande: Tienen una superficie de un rango de 2500 – 5000 km².
- Cuenca intermedia grande: Aquellas con una superficie de rango de 500 – 2500 km².
- Cuenca intermedia pequeña: Estas tienen una superficie con un rango de 250 – 500 km².
- Cuenca pequeña: Aquellas que tienen un rango de 25 – 250 km².
- Cuenca muy pequeña: Son todas las cuencas hidrográficas con un rango de superficie menor de 25 km².

En nuestro caso, la cuenca Quesares se clasifica como una cuenca muy pequeña a causa de un rango de superficie menor a 25 km².

2.2.10. Tipo y uso del suelo

El tipo y el uso del suelo en una cuenca influyen significativamente en la cantidad de infiltración del agua. Las actividades realizadas por la población en la cuenca de estudio pueden alterar diversas características de la superficie, afectando así el ciclo hidrológico. Además, la ubicación de la cuenca ya sea en áreas urbanas o rurales, también juega un papel crucial en estos cambios. El uso del suelo en una cuenca afecta su respuesta a eventos extremos.

En cuencas urbanas, la alta densidad poblacional dificulta la evacuación y aumenta el riesgo de inundaciones debido a la impermeabilización del suelo. En cuencas agrícolas o de conservación, la menor población y la mayor presencia de áreas naturales permiten una gestión de emergencias más eficiente. Aunque no se puede valorar una cuenca como más importante que otra, el uso del suelo determina cómo responde ante estos eventos, requiriendo enfoques específicos de manejo (Vásconez et al., 2019).

En el marco de nuestro estudio, la cuenca se encuentra ubicada en la parroquia de Quingeo, una zona rural de la provincia del Azuay, donde la actividad principal es la agricultura. Esto implica que la cuenca está expuesta a prácticas como la siembra, el uso

de maquinaria agrícola y la presencia de ganadería. Uno de los problemas más relevantes es la alteración de las características del suelo, lo que favorece la erosión y modifica el flujo natural del agua. Estas modificaciones tienen un impacto directo en el ciclo hidrológico de la cuenca.

2.2.11. Período de retorno

El período de retorno es un factor primordial en la construcción de cualquier tipo de estructura en ingeniería civil, pues representa la probabilidad de que un evento extremo ocurra dentro de un intervalo de tiempo determinado. En el caso de los puentes, la selección de este parámetro se vuelve más compleja debido a su dependencia de eventos hidrológicos y condiciones ambientales, cuyos comportamientos no pueden predecirse con absoluta certeza. Si no se garantiza un adecuado período de retorno puede generarse una falla prematura en la estructura. En el presente análisis se consideran cuatro períodos de retorno: 25, 50, 100 y 200 años. Esta permite evaluar el comportamiento de la subestructura bajo distintos caudales de diseño, facilitando la selección de costos y el análisis de seguridad estructural.

2.3. Aplicación de método racional

El método racional es usado para la estimación del caudal de diseño mediante las características morfológicas de la cuenca. Este método se limita a áreas menores a 500 hectáreas (5 km²) (Campos Aranda, 2008). La formulación que maneja esta técnica es la siguiente:

Ecuación 2.8:

Método racional

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360}$$

Donde:

Q = Caudal máximo esperado [m³/s]

C = Coeficiente de escorrentía [-]

i = Intensidad de precipitación [mm/h]

A = Área de la cuenca de estudio [ha]

2.3.1. Coeficiente de escurrentía (C)

El coeficiente de escurrimiento es una variable adimensional que representa la relación entre la lámina de escurrentía superficial generada por una determinada cuenca y lamina de precipitación (Chiarito et al., 2018). Este parámetro es el que tiene mayor ambigüedad por su dependencia al tipo, cobertura de suelo hidrológico y la pendiente. La cobertura de suelo puede ser clasificada en: cultivos; sin vegetación; pastos, vegetación ligera; hierba; bosque, vegetación densa. Por otro lado, el tipo de suelo se categoriza en impermeable, semipermeable y permeable.

Tabla 2.10:

Coefficientes de escurrentía

Cobertura del suelo	Tipo de suelo	PENDIENTE (%)				
		P>50%	20%-50%	5%-20%	1%-5%	0%-1%
Sin vegetación	Impermeable	0,8	0,75	0,7	0,65	0,6
	Semipermeable	0,7	0,65	0,6	0,55	0,5
	Permeable	0,5	0,45	0,4	0,35	0,3
Cultivos	Impermeable	0,7	0,65	0,6	0,55	0,5
	Semipermeable	0,6	0,55	0,5	0,45	0,4
	Permeable	0,4	0,35	0,3	0,25	0,2
Pastos, Vegetación Ligera	Impermeable	0,65	0,6	0,55	0,5	0,45
	Semipermeable	0,55	0,5	0,45	0,4	0,35
	Permeable	0,35	0,3	0,25	0,2	0,15
Hierba	Impermeable	0,6	0,55	0,5	0,45	0,4
	Semipermeable	0,5	0,45	0,4	0,35	0,3
	Permeable	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1
Bosque, Vegetación densa	Impermeable	0,55	0,5	0,45	0,4	0,35
	Semipermeable	0,45	0,4	0,35	0,3	0,25
	Permeable	0,25	0,2	0,15	0,1	0,05

Nota. Valor del Coeficiente de escurrentía en función del tipo, cobertura del suelo y porcentaje de pendiente.

Fuente. Adaptado de Benítez et al (1980).

Las superficies impermeables presentan coeficientes cercanos a uno, mientras que aquellas con vegetación, al permitir la infiltración del agua, registran valores más próximos a cero. Los suelos compuestos principalmente de arcilla limitan la infiltración, lo que incrementa sus coeficientes en comparación con los suelos con alto contenido de arena, donde la mayor permeabilidad reduce el coeficiente de escurrentía (Chiarito et al.,

2018). Para obtener nuestro coeficiente de escorrentía de la cuenca Quesares se hizo uso de la información de Benítez et al (1980) que se muestra en la Tabla 2.10.

En el caso de la cuenca Quesares, la determinación del valor de C requirió la división del área total en dos zonas, debido a que la cobertura del suelo no es uniforme en toda la cuenca. La primera zona corresponde a pastos y vegetación ligera, mientras que la segunda está compuesta por cultivos. Al dividir el área en distintas zonas, el valor de C se convierte en un coeficiente compuesto. Para determinarlo con precisión, es necesario calcularlo utilizando la siguiente ecuación:

Ecuación 2.9:

Coeficiente de escorrentía ponderando

$$C_c = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i}$$

Donde:

C_c = Coeficiente de escorrentía compuesto [-]

C_i = Coeficientes de escorrentía de áreas homogéneas [-]

A_i = Areas individuales con C homogéneo [ha]

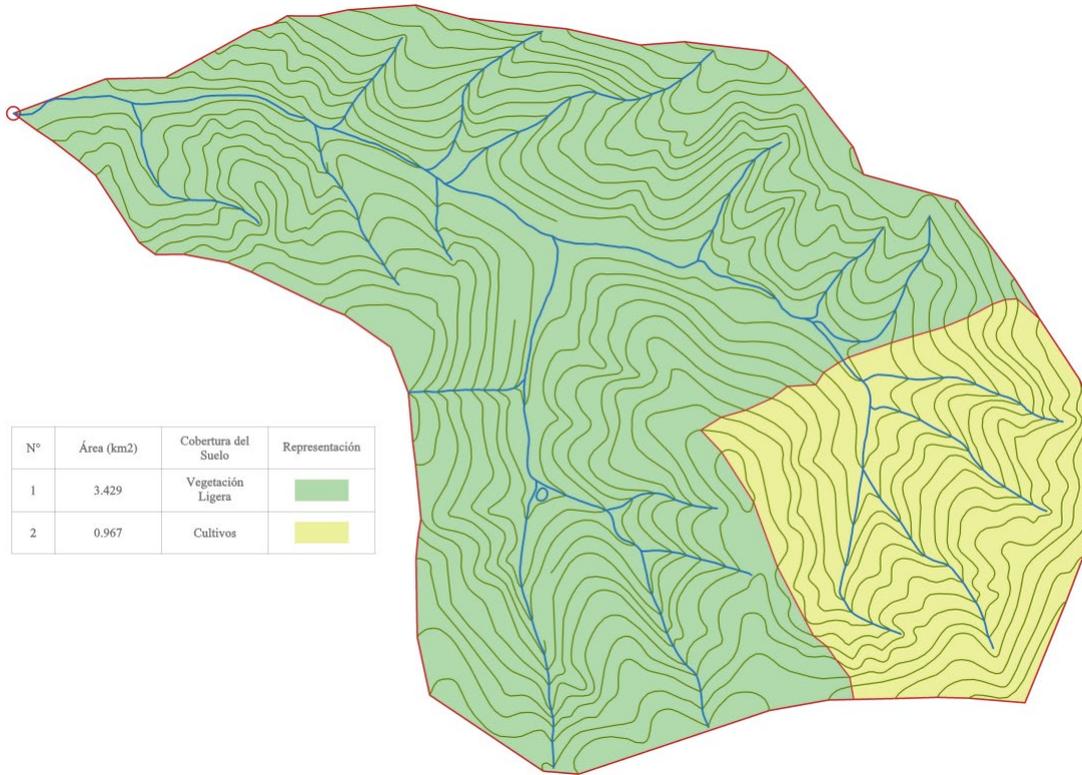
En la Figura 2.12 se muestra el área de la cuenca dividida en dos zonas. Para calcular el coeficiente de escorrentía ponderado (C), es necesario determinar un coeficiente individual para cada zona, basándose en los parámetros de la Tabla 2.10. La Zona 1 presenta una cobertura de vegetación ligera y abarca un área de 3.429 km², mientras que la Zona 2, con una cobertura de cultivos, tiene un área de 0.967 km². Ambas zonas presentan un tipo de suelo semipermeable. Además, se considera una pendiente media del 43.02 %, obtenida a través del software Civil 3D.

Con esta información, se emplea la Ecuación 2.9 para calcular el valor de C ponderado, cuyo resultado se presenta en la *Fuente*. Tesistas.

Tabla 2.11. Este valor se mantendrá constante para cada uno de los períodos de retorno.

Figura 2.12:

División de áreas en la cuenca Quesares para la determinación del coeficiente de escorrentía



Nota. La figura representa el tipo de superficie que cubre la cuenca Quesares, siendo en gran parte vegetación ligera y una pequeña parte utilizada para fines cultivos.

Fuente. Tesistas.

Tabla 2.11:

Resultado del coeficiente de escorrentía ponderado

Zonas	Áreas (km ²)	Valores de C	Cobertura del suelo	Tipo de suelo
Zona 1	3,43	0,50	Pastos, vegetación ligera	Semipermeable
Zona 2	0,97	0,55	Cultivos	Semipermeable
Total	4,40			
C- Pondera		0,511		

Nota. Valor de C ponderado en función del tipo, cobertura del suelo y porcentaje de pendiente de la zona 1 y zona 2.

Fuente. Tesistas.

2.3.2. Información hidrometeorológica

En Ecuador, existen zonas donde no se cuenta con registros de datos pluviométricos. Para estos casos, el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) desarrolló ecuaciones de intensidad. El uso de estas ecuaciones requiere conocer el tiempo de concentración, expresado en minutos, el cual se ha determinado previamente. Para la presente evaluación, se selecciona la estación más cercana a la cuenca de estudio, que en este caso corresponde a la estación "Cuenca Aeropuerto". Con este valor, se determina el caso específico según la información presentada en la Tabla 2.12.

Tabla 2.12:

Ecuaciones de intensidad del INAMHI

Código	Estación Nombre	Intervalos de tiempo (min)	Ecuaciones	R	R ²
M0067	Cuenca Aeropuerto	5 < 60	$i = 201,93 * T^{0,1845} * t^{-0,4926}$	0,98 85	0,97 71
		60 < 1440	$i = 1052,78 * T^{0,1767}$	0,99 79	0,99 58

Nota. Ecuación de intensidad para la estación "Cuenca Aeropuerto" en base al tiempo de concentración en minutos.

Fuente. Adaptado de INAMHI (2015).

La Tabla 2.13 presenta los valores de intensidad correspondientes a los distintos períodos de retorno, calculados mediante la segunda ecuación de intensidad y considerando un tiempo de concentración determinado con la ecuación de Tonini, dentro de un intervalo de 60 a 1440 minutos.

Tabla 2.13:

Valores de intensidad para diferentes períodos de retorno mediante la aplicación de la fórmula del INAMHI

Período de retorno (años)	Intensidad
T	Fórmula utilizada según INAMHI: $i = 1052.78 * T^{0,1767} * t^{-0,8921}$
25	44,36 mm/hrs
50	50,14 mm/hrs
100	56,68 mm/hrs
200	64,06 mm/hrs

Nota. Intensidad con todos los períodos de retorno de la estación “Cuenca Aeropuerto” en base al tiempo de concentración en minutos.

Fuente. Tesistas.

2.3.3. Caudales estimados para diferentes períodos de retorno

Determinadas todas las variables, se procede a aplicar la Ecuación 2.8 para la estimación de los caudales correspondientes a los distintos períodos de retorno, tal como se presenta en la Tabla 2.14.

Tabla 2.14:

Caudales de diseño para diferentes períodos de retorno

Período de retorno (años)	Caudal (m ³ /s)
25	27,708
50	31,318
100	35,399
200	40,011

Nota. Caudales en base a la ecuación 8 del método racional, tomando en cuenta los 4 períodos de retorno.

Fuente. Tesistas.

aproxime lo más posible al obtenido con el método racional. Este procedimiento se llevará a cabo de manera independiente para cada período de retorno, con el objetivo de ajustar con precisión el nivel del agua.

En este método, se consideran parámetros como la rugosidad del terreno, el área, el radio hidráulico y la pendiente, los cuales son fundamentales para caracterizar el flujo en cada situación específica, como se muestra en la Ecuación 3.1.

Ecuación 3.1:

Método de Manning

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

Donde:

Q = Caudal máximo [m³/s]

n = Coeficiente de rugosidad [-]

A = Área hidráulica promedio [m²]

R = Radio hidráulica promedio [m]

S = Pendiente [m/m]

Para aplicar el método de Manning es necesario conocer el radio hidráulico por lo cual su igualdad se expresa en la Ecuación 3.2.

Ecuación 3.2:

Radio hidráulico

$$R_i = \frac{A_i}{P_i}$$

Donde:

R_i = Radio hidráulico [m]

A = Área hidráulica [m²]

P_i = Perímetro mojado [m]

3.2.1. Coeficiente de rugosidad (n de Manning)

Uno de los métodos más utilizados a nivel universal para estimar el caudal que fluye por un cauce en un determinado tiempo es el de Manning. El coeficiente n es un factor altamente variable y, en muchos casos, se determina con base en la experiencia, lo que lo hace subjetivo. Su valor depende de varios factores, como la rugosidad del perímetro mojado del cauce, la presencia de vegetación, la irregularidad del lecho, el nivel del caudal, entre otros. (Fernández de Córdova et al., 2018). Para hallar el valor de n para el caso de corrientes naturales se hizo uso de la Tabla 3.1 propuesta por Béjar (2022) como se muestra a continuación:

Tabla 3.1:

Valores de n para la ecuación de Manning

Valores de n de la fórmula de Manning				
Canales de corrientes naturales	Óptimo	Bueno	Regular	Malo
Limpios de riberas rectas a plena altura, sin hendiduras ni rebalsas profundas	0,025	0,0275	0,030	0,033
Igual al pasado, pero con algo de maleza y piedras	0,030	0,033	0,035	0,040
Sinuosos, algunos bancos y rebalsas, limpios	0,030	0,035	0,040	0,045
Igual al anterior, pero con alturas bajas, pendientes y secciones más infectivas	0,040	0,045	0,050	0,055
Sinuosos, algunos bancos y rebalsas, pero con algunas malezas y piedra	0,035	0,040	0,045	0,050
Igual al anterior, pero de secciones pedregosas	0,045	0,050	0,055	0,060
Tramos lentos del río, con maleza o con rebalsas muy profundas	0,050	0,060	0,070	0,080
Tramos con mucha maleza	0,075	0,100	0,125	0,150

Nota. Valores de n para la ecuación de Manning, esta corresponde únicamente a una corriente natural.

Fuente. Adaptado de Béjar (2022).

La batimetría se dividió en cuatro zonas como se muestra en la Figura 3.2, cada una con un coeficiente de rugosidad (n) específico según las condiciones del cauce. La Zona 1 presenta riberas limpias y rectas con poca maleza y piedras, asignándose un n de 0.03. La Zona 2 es más sinuosa, con bancos, rebalsas y algo de maleza, por lo que su n es 0.05. La Zona 3 corresponde a tramos lentos del río con maleza o rebalsas profundas, teniendo un n de 0.07. Finalmente, la Zona 4, con abundante maleza y mayor resistencia al flujo, posee el n más alto, de 0.125, en la Tabla 3.2 se puede apreciar esta información de manera más detallada. Además, de ser dividida la batimetría por zonas, se subdividió en siete tramos.

Tabla 3.2:

Valores de n para cada zona de la batimetría

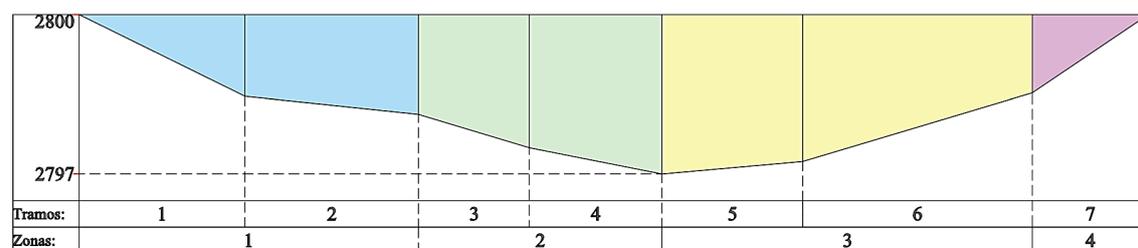
Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
Limpios de riberas rectas a plena altura, sin hendiduras ni rebalsas profundas, pero con algo de maleza y piedras	Sinuosos, algunos bancos y rebalsas, pero con algunas malezas y piedra con alturas bajas, pendientes y secciones más infectivas	Tramos lentos del río, con maleza o con rebalsas muy profundas	Tramos con mucha maleza
n	N	n	N
Óptimo 0,03	Regular 0,05	Regular 0,07	Regular 0,125

Nota. En la tabla se observa los valores correspondientes de n de Manning para la batimetría del cauce, tomando en cuenta la condición de las paredes (Óptimo, bueno, regular y malo)

Fuente. Tesistas

Figura 3.2:

Batimetría de la cuenca Quesares dividida en zonas y tramos



Nota. La figura muestra la división en 4 zonas, cada una con un valor de n correspondiente. Además, se observan los 7 tramos, los cuales tendrán un valor de n específico según la zona en la que se encuentren.

Fuente. Tesistas.

3.2.2. Cálculo del caudal en sección llena y media

Para determinar la cota de nivel de agua específica en cada período de retorno, es necesario calcular el caudal a sección llena, es decir, con un nivel de agua de 3 metros, desde la cota 2797 hasta la 2800 m. Este valor representará el caudal máximo. Asimismo, se debe calcular el caudal a sección media, correspondiente a un nivel de agua de 1.5 metros, desde la cota 2797 hasta la 2798.5 m, lo que representará el caudal medio.

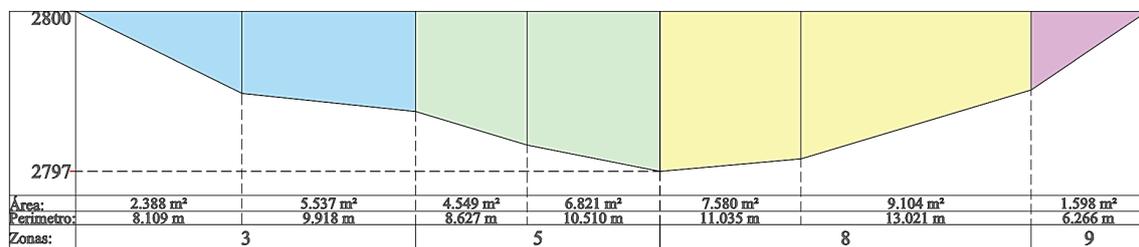
Una vez obtenidos estos valores, se podrá realizar el proceso iterativo para determinar la cota real y su correspondiente caudal para cada uno de los períodos de retorno (25, 50, 100 y 200 años). Este cálculo se realizará mediante interpolaciones, tomando como referencia el caudal obtenido mediante el método racional, así como los valores de caudal medio y máximo con sus respectivas cotas de agua. Para todos los casos se hará uso de una pendiente (s) del 2%.

- **Caudal a sección llena:**

Para estimar este caudal, se considera que la sección está completamente llena llegando a una cota de agua de 2800 metros, partiendo desde el nivel 2797 metros. De igual manera, es necesario determinar las áreas de cada tramo con su correspondiente perímetro mojado. En la figura 3.2 se presentan estos valores, los cuales fueron obtenidos mediante el software Civil 3D.

Figura 3.3:

Batimetría de la cuenca Quesares a sección llena



Nota. La figura muestra los valores del área y perímetro mojado para cada uno de los siete tramos de la batimetría.

Fuente. Tesistas.

Con cada uno de estos valores, se aplica la Ecuación 3.1 del método de Manning a cada tramo, obteniendo así siete caudales diferentes. La suma de estos caudales dará como

resultado el caudal total. La Tabla 3.3, elaborada con la ayuda de Excel, muestra el valor del caudal máximo estimado a sección llena.

Tabla 3.3:

Caudal máximo estimado mediante sección llena

Sección llena					
Cota de agua:		2800 m	Pendiente:		2%
Coefficiente de rugosidad (n)	Tramos	Áreas hidráulicas promedio (m ²)	Perímetros mojados (m)	Radios hidráulicos (m)	Caudales seccionales (m ³ /s)
0,03	1	2,388	8,109	0,29	4,983
0,03	2	5,537	9,918	0,56	17,697
0,05	3	4,549	8,627	0,53	8,398
0,05	4	6,821	10,51	0,65	14,462
0,07	5	7,58	11,035	0,69	11,922
0,07	6	9,104	13,021	0,70	14,489
0,125	7	1,598	6,266	0,26	0,727
Caudal Total (m ³ /s):					72,678

Nota. En la tabla se observa los valores correspondientes a los caudales independientes de cada tramo hallados con la ecuación de Manning, la suma de esta forma el caudal máximo total estimado.

Fuente. Tesistas

El caudal máximo estimado en la batimetría del cauce, con un ancho de 20 metros y una profundidad de 3 metros, es de 72.678 m³/s. Este valor corresponde al escenario más crítico, considerando factores como lluvias intensas y crecidas súbitas.

- **Caudal a sección media:**

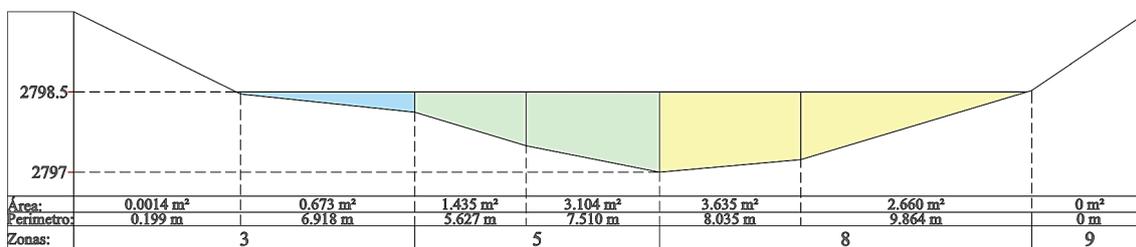
Para estimar este caudal, se asume que la batimetría se llenará solo hasta la mitad, lo que corresponde a una altura de 1.5 metros, desde la cota 2797 hasta la 2798.5 metros. De igual manera, se determinan los perímetros mojados junto con sus respectivas áreas. Estos valores se presentan en la Figura 3.4.

Con todos los valores obtenidos, se lleva a cabo un proceso análogo al utilizado en la sección llena, empleando la ecuación de Manning para cada sección de la batimetría. Tras realizar este análisis, se determinó un caudal de 13.746 m³/s bajo un escenario hipotético

en el que un factor ambiental provoca que la sección del cauce se llene hasta la mitad de su capacidad. Este resultado se presenta en la Tabla 3.4.

Figura 3.4:

Batimetría de la cuenca Quesares a sección llena



Nota. La figura muestra los valores del área y perímetro mojado para cada uno de los siete tramos de la batimetría.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.4:

Caudal estimado para una sección media

Sección a media capacidad					
Cota de agua:		2798,5 m	Pendiente:		2%
Coefficiente de rugosidad (n)	Tramos	Áreas hidráulicas promedio (m ²)	Perímetros mojados (m)	Radios hidráulicos (m)	Caudales seccionales (m ³ /s)
0,03	1	0,0014	0,199	0,01	0,000
0,03	2	0,673	6,918	0,10	0,671
0,05	3	1,435	5,627	0,26	1,632
0,05	4	3,104	7,51	0,41	4,871
0,07	5	3,635	8,035	0,45	4,328
0,07	6	2,66	9,864	0,27	2,243
0,125	7	0	0,001	0,00	0,000
Caudal Total (m ³ /s):					13,746

Nota. En la tabla se observa los valores correspondientes a los caudales independientes de cada tramo hallados con la ecuación de Manning, la suma de esta forma el caudal medio estimado.

Fuente. Tesistas.

Con los valores obtenidos de los caudales máximo y medio, junto con sus cotas de agua equivalentes y los caudales calculados mediante el método racional, se realizó una

interpolación en la Tabla 3.5 para estimar los niveles de agua correspondientes a los períodos de retorno de 25, 50, 100 y 200 años.

Tabla 3.5:

Interpolaciones para estimar la cota de agua para los diferentes períodos de retorno

Cotas de agua estimadas por interpolación					
Caudales a sección llena (m ³ /s)	Caudales a sección media (m ³ /s)	Caudales por método racional (m ³ /s)	Cota de agua a sección llena (m)	Cota de agua a sección media (m)	Cota de agua estimada (m)
72,678	13,746	27,708	2800	2798,5	2798,86
72,678	13,746	31,318	2800	2798,5	2798,95
72,678	13,746	35,399	2800	2798,5	2799,05
72,678	13,746	40,011	2800	2798,5	2799,17

Nota. En la tabla se presentan los valores de las cotas de agua estimadas mediante interpolaciones, que corresponden a los caudales máximos y medios calculados utilizando la ecuación de Manning, así como los obtenidos a través del método racional.

Fuente. Tesistas.

La Tabla 3.5 presenta los niveles de agua estimados para distintos caudales, proporcionando así un punto de partida para el proceso iterativo. Estos valores sirven únicamente para seleccionar el caudal inicial con su respectiva cota de agua, a partir del cual se llevarán a cabo las iteraciones. Sin embargo, conforme avanza el proceso iterativo y se refinan los cálculos, las cotas de agua asociadas a los demás caudales en la tabla cambiarán, dado que estos valores dependen de los resultados obtenidos en cada iteración. En este sentido, la tabla no representa valores definitivos, sino un conjunto de posibles condiciones iniciales para iniciar el cálculo.

3.2.3. Estimación del nivel de agua y caudales asociados para cada período de retorno hidrológico

Para iniciar el proceso iterativo, se tomará como punto de partida el nivel de agua obtenido mediante las interpolaciones presentadas en la Tabla 3.5. A partir de esta cota, se trazará el perfil del agua y se determinarán los perímetros mojados y sus respectivas áreas para aplicar la ecuación de Manning. Se calculará un valor porcentual que

represente la variación del caudal obtenido mediante el método racional, el cual deberá ser inferior a uno. Además, por razones de seguridad, el caudal obtenido con la ecuación de Manning debería ser preferiblemente mayor que el determinado por el método racional.

- **Período de retorno: 200 años**

Para determinar la cota de agua para un período de retorno de 200 años, se realizaron 3 iteraciones las cuales se muestran en la Tabla 3.6. Se partió del nivel de agua de 2799.17 metros que corresponde al caudal 40.011 m³/s obtenido por el método racional (ver Figura 3.5).

Tabla 3.6:

Interpolaciones para estimar la cota de agua para el período de retorno de 200 años

Interpolaciones para caudal en base a Tr =200 años					
Caudales a sección llena (m ³ /s)	Caudales a media capacidad (m ³ /s)	Caudales por método racional (m ³ /s)	Cota de agua a sección llena (m)	Cota de agua a media capacidad (m)	Cota de agua calculada (m)
72,678	13,746	40,011	2800	2798,50	2799,17
72,678	35,079	40,011	2800	2799,17	2799,28
72,678	39,388	40,011	2800	2799,28	2799,29
72,678	39,797	40,011	2800	2799,29	2799,30

Nota. En la tabla se presentan los valores de las cotas de agua estimadas mediante interpolaciones, que corresponden a los caudales máximos y medios calculados utilizando la ecuación de Manning, así como los obtenidos a través del método racional para el período de 200 años.

Fuente. Tesistas.

Al realizar el primer intento utilizando los datos presentados en la Tabla 3.6, se obtuvo un caudal de 35,079 m³/s, como se indica en la Tabla 3.7. Este resultado presentó un error porcentual del 12,33%, por lo que fue necesario realizar una nueva interpolación. El caudal obtenido se consideró como el nuevo caudal a sección media, y su correspondiente cota se adoptó como la nueva cota a sección media.

Tras interpolar nuevamente estos datos, se determinó una cota de 2799,28 metros, con la cual se calcularon los nuevos perímetros y áreas hidráulicas, representados en Figura 3.6.

Aplicando la ecuación de Manning con estos nuevos valores, se obtuvo un caudal de 39,388 m³/s (Ver Tabla 3.8), con un error porcentual de 1,56%.

A pesar del aumento en el caudal, fue necesario realizar una tercera iteración utilizando la nueva cota obtenida de 2799,29 metros, extraída de la Tabla 3.6 y considerando los datos de la Figura 3.7. Esta iteración arrojó un caudal de 39,789 m³/s, cumpliendo ya con la primera condición establecida: que el error porcentual sea menor al 1%, alcanzando un valor de 0,54% según la Tabla 3.9.

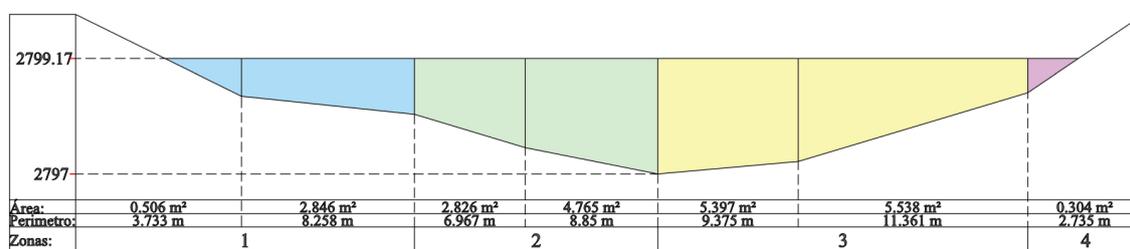
No obstante, el caudal aún no superaba al obtenido mediante el método racional, por lo que se procedió con una última iteración, utilizando un valor estimado de la cota de 2799,30 metros, representado en la Figura 3.8. Este último cálculo dio como resultado un caudal final de 40,201 m³/s, consignado en la Tabla 3.10.

Se observa que pequeñas variaciones en la cota de agua (de apenas centímetros) generan diferencias significativas en el caudal, lo cual evidencia la necesidad de un control riguroso en cada iteración. Finalmente, el caudal que se utilizará para los estudios posteriores correspondientes al período de retorno de 200 años será de 40,201 m³/s, con una cota de agua de 2799,30 metros.

A partir de esta cota, se procederá con el estudio de remanso, el cual permitirá determinar el comportamiento del flujo aguas arriba del obstáculo (el puente) y verificar que no se generen inundaciones

Figura 3.5:

Iteración 1 correspondiente al período de 200 años



Nota. La figura muestra los valores del área y perímetro mojado para cada uno de los siete tramos de la batimetría para el período de 200 años.

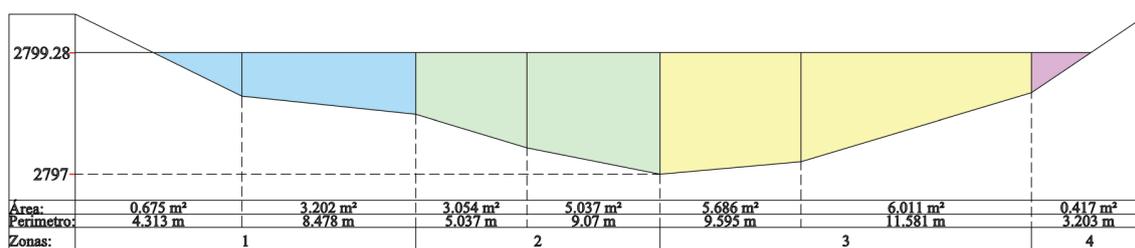
Fuente. Tesistas.

Tabla 3.7:*Valor de caudal obtenido en la iteración 1: Período de 200 años*

Primera iteración Tr = 200 años					
Caudal por el método Racional (m ³ /s):		40,011			
Cota de agua:		2799,17 m	Pendiente:		2%
Coefficiente de rugosidad (n)	Tramos	Áreas hidráulicas promedio (m ²)	Perímetros mojados (m)	Radios hidráulicos (m)	Caudales seccionales (m ³ /s)
0,03	1	0,506	3,733	0,14	0,629
0,03	2	2,846	8,258	0,34	6,595
0,05	3	2,826	6,967	0,41	4,380
0,05	4	4,765	8,85	0,54	8,920
0,07	5	5,397	9,375	0,58	7,546
0,07	6	5,538	11,361	0,49	6,930
0,125	7	0,304	2,735	0,11	0,080
Caudal Total (m ³ /s):					35,079
Error Porcentual (<1%):					12,33%

Nota. En la tabla se observa los valores correspondientes a los caudales independientes de cada tramo hallados con la ecuación de Manning, la suma de esta forma el caudal total. Para terminar el proceso de iteración el error porcentual debe ser <1.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.6:*Iteración 2 correspondiente al período de 200 años*

Nota. La figura muestra los valores del área y perímetro mojado para cada uno de los siete tramos de la batimetría para el período de 200 años.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.8:

Valor de caudal obtenido en la iteración 2: Período de 200 años

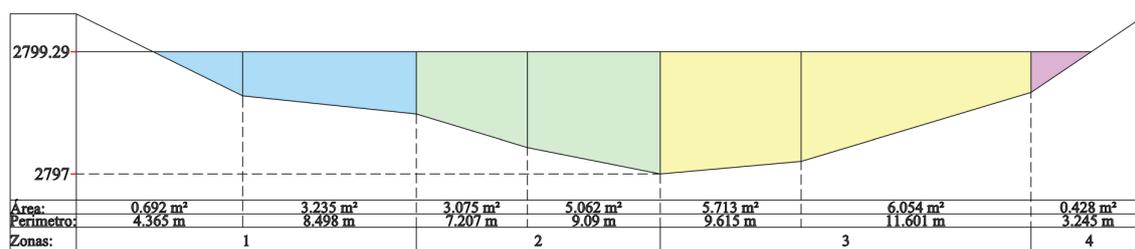
Segunda iteración Tr = 200 años					
Caudal por el método Racional (m ³ /s):			40,011		
Cota de agua:		2799,28 m	Pendiente:		2%
Coefficiente de rugosidad (n)	Tramos	Áreas hidráulicas promedio (m ²)	Perímetros mojados (m)	Radios hidráulicos (m)	Caudales seccionales (m ³ /s)
0,03	1	0,675	4,313	0,16	0,924
0,03	2	3,202	8,478	0,38	7,887
0,05	3	3,054	7,187	0,42	4,882
0,05	4	5,037	9,07	0,56	9,626
0,07	5	5,686	9,595	0,59	8,105
0,07	6	6,011	11,581	0,52	7,843
0,125	7	0,417	3,203	0,13	0,121
Caudal Total (m ³ /s):					39,388
Error Porcentual (<1%):					1,56%

Nota. En la tabla se observa los valores correspondientes a los caudales independientes de cada tramo hallados con la ecuación de Manning, la suma de esta forma el caudal total. Para terminar el proceso de iteración el error porcentual debe ser <1.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.7:

Iteración 3 correspondiente al período de 200 años



Nota. La figura muestra los valores del área y perímetro mojado para cada uno de los siete tramos de la batimetría para el período de 200 años.

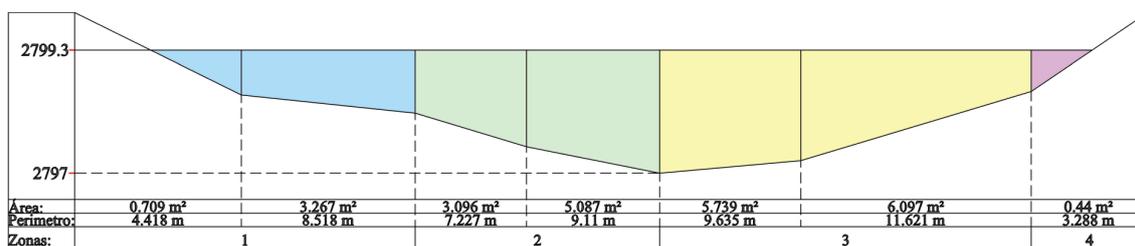
Fuente. Tesistas.

Tabla 3.9:*Valor de caudal obtenido en la iteración 3: Período de 200 años*

Tercera iteración Tr = 200 años					
Caudal por el método Racional (m ³ /s):			40,011		
Cota de agua:		2799,29 m	Pendiente:		2%
Coefficiente de rugosidad (n)	Tramos	Áreas hidráulicas promedio (m ²)	Perímetros mojados (m)	Radios hidráulicos (m)	Caudales seccionales (m ³ /s)
0,03	1	0,692	4,365	0,16	0,956
0,03	2	3,235	8,498	0,38	8,010
0,05	3	3,075	7,207	0,43	4,929
0,05	4	5,062	9,09	0,56	9,691
0,07	5	5,713	9,615	0,59	8,158
0,07	6	6,054	11,601	0,52	7,928
0,125	7	0,428	3,245	0,13	0,125
Caudal Total (m ³ /s):					39,797
Error Porcentual (<1%):					0,54%

Nota. En la tabla se observa los valores correspondientes a los caudales independientes de cada tramo hallados con la ecuación de Manning, la suma de esta forma el caudal total. Para terminar el proceso de iteración el error porcentual debe ser <1.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.8:*Iteración 4 correspondiente al período de 200 años*

Nota. La figura muestra los valores del área y perímetro mojado para cada uno de los siete tramos de la batimetría para el período de 200 años.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.10:*Valor de caudal obtenido en la iteración 4: Período de 200 años*

Cuarta iteración Tr = 200 años					
Caudal por el método Racional (m ³ /s):			40,011		
Cota de agua:		2799,30 m	Pendiente:		2%
Coefficiente de rugosidad (n)	Tramos	Áreas hidráulicas promedio (m ²)	Perímetros mojados (m)	Radios hidráulicos (m)	Caudales seccionales (m ³ /s)
0,03	1	0,709	4,418	0,16	0,987
0,03	2	3,267	8,518	0,38	8,130
0,05	3	3,096	7,227	0,43	4,976
0,05	4	5,087	9,11	0,56	9,757
0,07	5	5,739	9,635	0,60	8,208
0,07	6	6,097	11,621	0,52	8,013
0,125	7	0,44	3,288	0,13	0,130
Caudal Total (m ³ /s):					40,201
Error Porcentual (<1%):					0,47%

Nota. En la tabla se observa los valores correspondientes a los caudales independientes de cada tramo hallados con la ecuación de Manning, la suma de esta forma el caudal total. Para terminar el proceso de iteración el error porcentual debe ser <1.

Fuente. Tesistas.

Una vez conocido el caudal de diseño correspondiente al período de retorno de 200 años, así como su respectiva cota de agua, se procedió a elaborar la gráfica de caudales seccionales acumulados y áreas hidráulicas promedio acumuladas en función de las abscisas de la batimetría, conforme a los datos registrados en la Tabla 3.11.

La Figura 3.9 permite visualizar de manera clara la evolución tanto del caudal como del área hidráulica a lo largo de los siete tramos definidos en la batimetría del cauce. A medida que se avanza en las abscisas, se evidencia un incremento progresivo del caudal, lo cual responde a la acumulación de escorrentía superficial desde la cuenca hacia el cauce principal.

A través de esta gráfica es posible identificar zonas críticas de cambio de pendiente, las cuales son fundamentales para los análisis hidráulicos posteriores, como el estudio de

remanso y la evaluación de zonas susceptibles a socavación. Se destacan dos puntos principales:

1. El primer cambio abrupto se presenta entre el área hidráulica de 0,71 m², correspondiente a la abscisa 0+003,10 km, con un caudal de 0,99 m³/s, el cual aumentó desde un valor nulo registrado en la abscisa 0+001,41 km
2. El segundo punto crítico se identifica a partir del área hidráulica de 24,00 m² en la abscisa 0+017,82 km, con un caudal de 40,07 m³/s, valor que se incrementó desde un área de 17,90 m² registrado en la abscisa 0+013,53 km, donde el caudal era de 32,06 m³/s. Esta transición representa un segundo tramo con una marcada variación del flujo.

Estos tramos deben ser considerados con especial atención en los estudios hidráulicos, debido a que representan zonas de potencial alteración del régimen de flujo, que podrían incidir directamente en el comportamiento hidráulico del cauce.

Tabla 3.11:

Abscisas de los caudales acumulados del período de 200 años

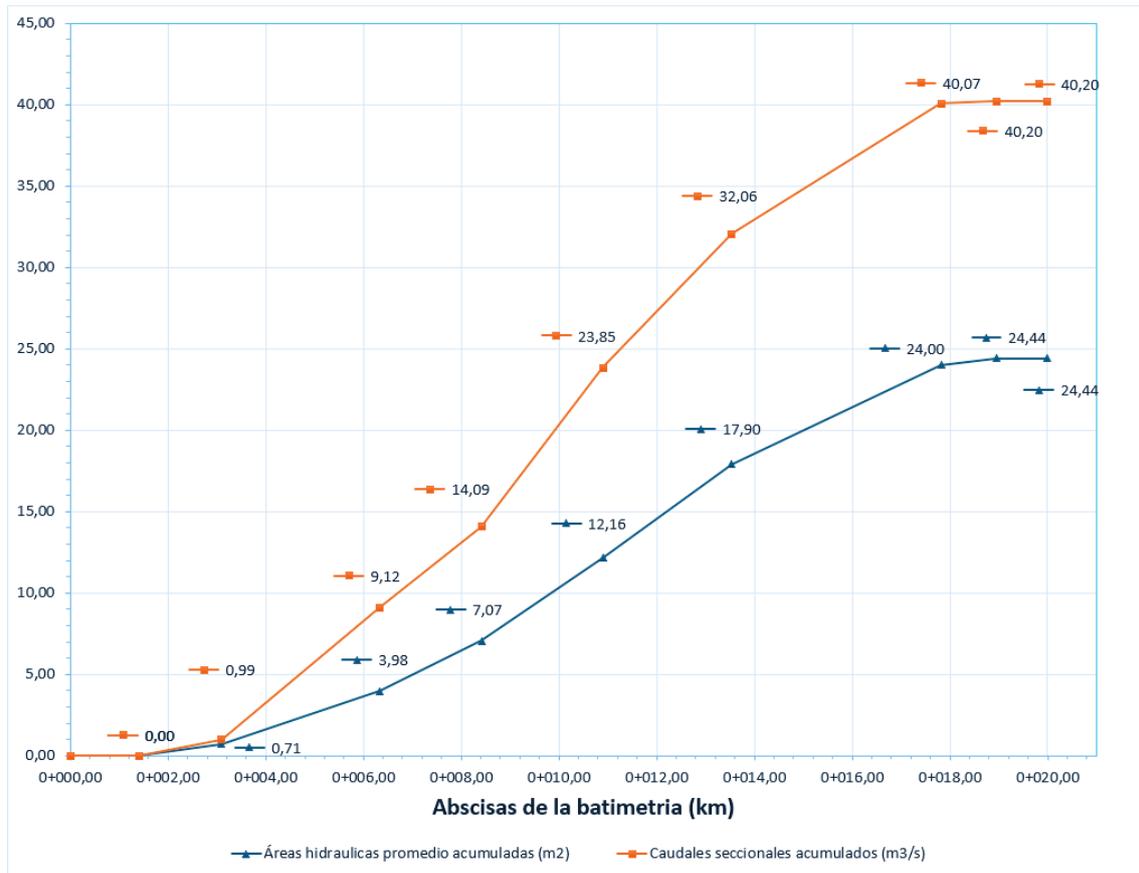
Áreas hidráulicas promedio acumuladas (m ²)	Caudales seccionales acumulados (m ³ /s)	Abscisas de la batimetría (km)
0,00	0,00	0+000,00
0,00	0,00	0+001,41
0,71	0,99	0+003,10
3,98	9,12	0+006,34
7,07	14,09	0+008,42
12,16	23,85	0+010,90
17,90	32,06	0+013,53
24,00	40,07	0+017,82
24,44	40,20	0+018,95
24,44	40,20	0+020,00

Nota. La tabla presenta los valores de las abscisas correspondientes a los caudales acumulados y sus respectivas áreas, para un período de retorno de 200 años.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.9:

Caudales y Áreas Hidráulicas Acumuladas en función de las Abscisas de la Batimetría del período de 200 años



Nota. La gráfica muestra la relación entre las abscisas de la batimetría (km) y los valores acumulados de áreas hidráulicas promedio (m²) y caudales seccionales acumulados (m³/s), correspondientes a un período de retorno de 200 años.

Fuente. Tesistas.

- **Período de retorno de 100 años**

Para determinar el caudal y la correspondiente cota de agua para el período de retorno de 100 años, fue necesario realizar dos iteraciones. Inicialmente, se contó con una cota estimada de 2799,05 metros, obtenida en la Tabla 3.5, asociada a un caudal calculado por el método racional de 35,399 m³/s. No obstante, se decidió no utilizar esta cota como punto de partida para las iteraciones, debido a los resultados obtenidos previamente para el período de retorno de 200 años.

En ese análisis (ver Tabla 3.6), se partió de una cota de 2799,17 metros, y a pesar de que el caudal racional era mayor (40,011 m³/s), el valor obtenido tras la iteración fue de 35,079 m³/s, lo cual representa una disminución considerable del caudal teórico.

Dado que nuestro objetivo en el análisis para 100 años es obtener un caudal igual o superior a 35,399 m³/s, resulta inviable iniciar la iteración desde una cota menor como 2799,05 metros, puesto que con seguridad se obtendría un caudal por debajo del requerido. Por ello, se optó por iniciar las iteraciones desde la cota de 2799,17 metros, que ya había demostrado capacidad para generar un caudal cercano al necesario, y desde la cual se puede ajustar el valor mediante pequeños incrementos en la cota para alcanzar el caudal objetivo.

Tabla 3.12:

Interpolaciones para estimar la cota de agua para el período de retorno de 100 años

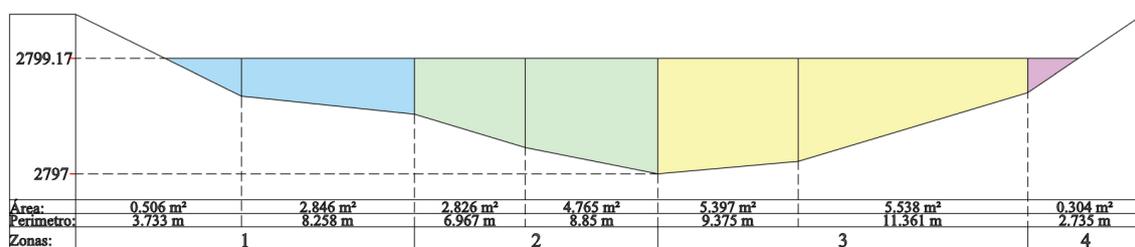
Interpolaciones para caudal en base a Tr = 100 años					
Caudales a sección llena (m ³ /s)	Caudales a media capacidad (m ³ /s)	Caudales por método racional (m ³ /s)	Cota de agua a sección llena (m)	Cota de agua a sección media (m)	Cota de agua calculada (m)
72,678	13,746	35,399	2800	2798,50	2799,05
72,678	35,079	35,399	2800	2799,17	2799,18

Nota. En la tabla se presentan los valores de las cotas de agua estimadas mediante interpolaciones, que corresponden a los caudales máximos y medios calculados utilizando la ecuación de Manning, así como los obtenidos a través del método racional para el período de 100 años.

Fuente. Tesistas

Figura 3.10:

Iteración 1 correspondiente al período de 100 años



Nota. La figura muestra los valores del área y perímetro mojado para cada uno de los siete tramos de la batimetría para el período de 100 años.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.13:*Valor de caudal obtenido en la iteración 1: Período de 100 años*

Primera iteración Tr = 100 años					
Caudal por el método Racional (m ³ /s):			35,399		
Cota de agua:		2799,17 m	Pendiente:		2%
Coefficiente de rugosidad (n)	Tramos	Áreas hidráulicas promedio (m ²)	Perímetros mojados (m)	Radios hidráulicos (m)	Caudales seccionales (m ³ /s)
0,03	1	0,506	3,733	0,14	0,629
0,03	2	2,846	8,258	0,34	6,595
0,05	3	2,826	6,967	0,41	4,380
0,05	4	4,765	8,85	0,54	8,920
0,07	5	5,397	9,375	0,58	7,546
0,07	6	5,538	11,361	0,49	6,930
0,125	7	0,304	2,735	0,11	0,080
Caudal Total (m ³ /s):					35,079
Error Porcentual (<1%):					0,90%

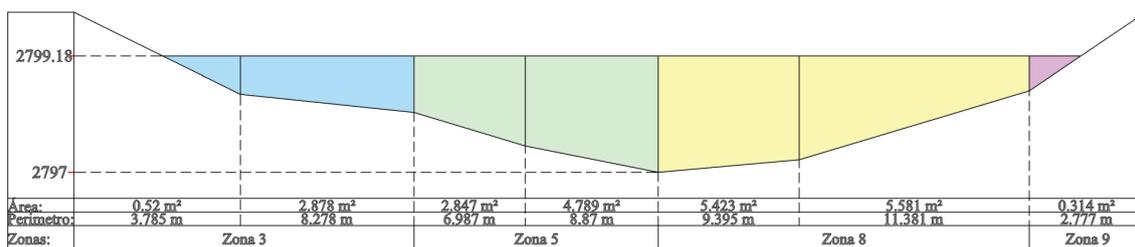
Nota. En la tabla se observa los valores correspondientes a los caudales independientes de cada tramo hallados con la ecuación de Manning, la suma de esta forma el caudal total. Para terminar el proceso de iteración el error porcentual debe ser <1.

Fuente. Tesistas.

En la Tabla 3.11 se presenta la cota de 2799.05 metros, la cual fue descartada del análisis. En la Figura 3.10 se exponen los resultados obtenidos utilizando una cota de 2799.17 metros, a partir de la cual se calcularon las áreas y perímetros mojados necesarios para la aplicación del método de Manning. El caudal considerado corresponde al determinado para el período de retorno de 200 años (ver Tabla 3.7). Sin embargo, al realizar una nueva interpolación, el valor de la cota se modifica sustancialmente, alcanzando los 2799.18 metros, como se muestra en la Tabla 3.12. A pesar de que el error porcentual de esta interpolación es inferior al 1%, el caudal resultante continúa siendo menor al estimado mediante el método racional.

Figura 3.11:

Iteración 2 correspondiente al período de 100 años



Nota. La figura muestra los valores del área y perímetro mojado para cada uno de los siete tramos de la batimetría para el período de 100 años.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.14:

Valor de caudal obtenido en la iteración 2: Período de 100 años

Segunda iteración Tr = 100 años					
Caudal por el método Racional (m ³ /s):			35,399		
Cota de agua:		2799,18 m	Pendiente:		2%
Coefficiente de rugosidad (n)	Tramos	Áreas hidráulicas promedio (m ²)	Perímetros mojados (m)	Radios hidráulicos (m)	Caudales seccionales (m ³ /s)
0,03	1	0,52	3,785	0,14	0,653
0,03	2	2,878	8,278	0,35	6,708
0,05	3	2,847	6,987	0,41	4,426
0,05	4	4,789	8,87	0,54	8,981
0,07	5	5,423	9,395	0,58	7,595
0,07	6	5,581	11,381	0,49	7,012
0,125	7	0,314	2,777	0,11	0,083
Caudal Total (m ³ /s):					35,458
Error Porcentual (<1%):					0,17%

Nota. En la tabla se observa los valores correspondientes a los caudales independientes de cada tramo hallados con la ecuación de Manning, la suma de esta forma el caudal total. Para terminar el proceso de iteración el error porcentual debe ser <1.

Fuente. Tesistas.

No obstante, por criterios de seguridad hidráulica, se opta por conservar el valor de caudal obtenido mediante el método de Manning, ya que este resulta ser superior al calculado por el método racional. Con base en las nuevas áreas y perímetros mojados, representados en la Figura 3.11, se lleva a cabo una última interpolación, obteniéndose un caudal estimado de 35.458 m³/s. Este valor satisface la condición establecida de que el caudal obtenido por el método de Manning debe superar al estimado racionalmente. En consecuencia, para el período de retorno de 100 años, el caudal de diseño adoptado será de 35.458 m³/s, correspondiente a una cota de lámina de agua de 2799.18 metros.

Tabla 3.15:

Abscisas de los caudales acumulados del período de 100 años

Áreas hidráulicas promedio acumuladas (m ²)	Caudales seccionales acumulados (m ³ /s)	Abscisas de la batimetría (km)
0,00	0,00	0+000,00
0,00	0,00	0+001,65
0,52	0,653	0+003,10
3,398	7,361	0+006,34
6,245	11,787	0+008,42
11,034	20,768	0+010,90
16,457	28,363	0+013,53
22,038	35,375	0+017,82
22,352	35,458	0+018,78
22,352	35,458	0+020,00

Nota. La tabla presenta los valores de las abscisas correspondientes a los caudales acumulados y sus respectivas áreas, para un período de retorno de 100 años.

Fuente. Tesistas.

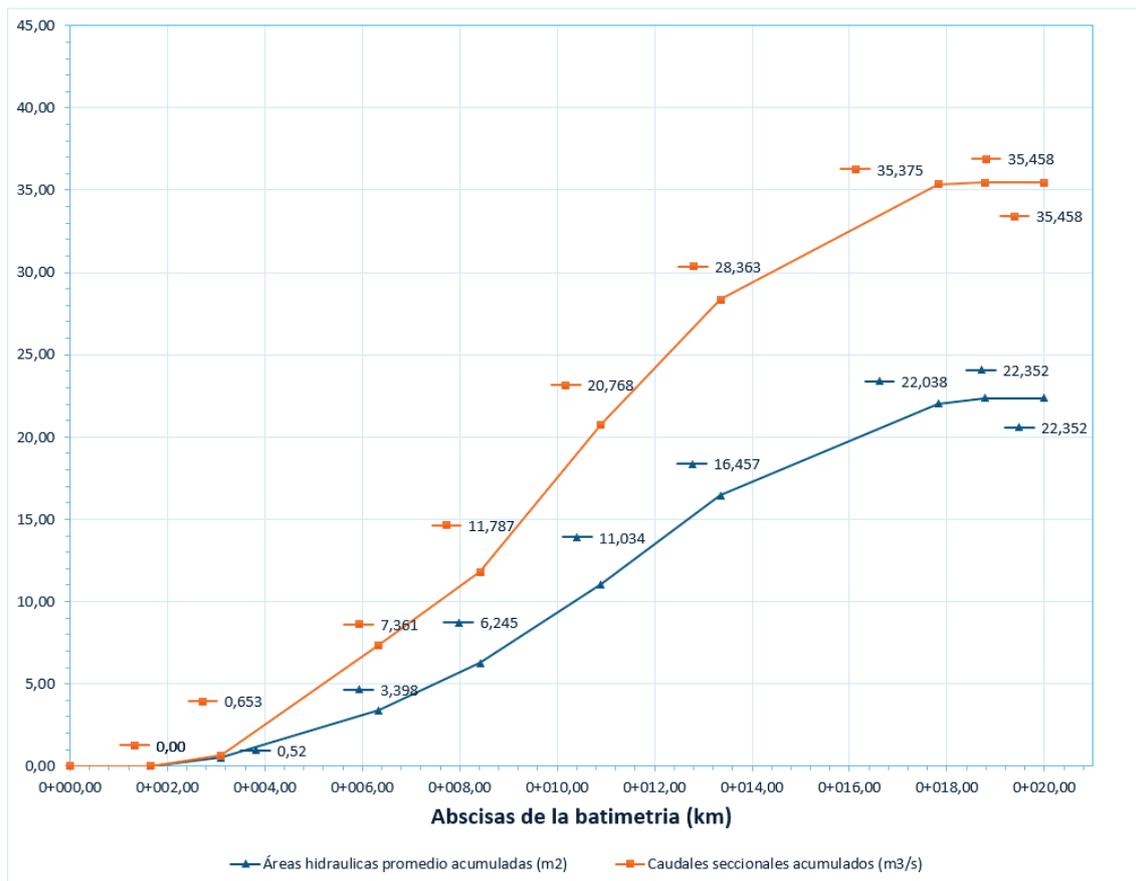
Una vez determinado el caudal mediante el método de Manning para el período de retorno de 100 años, se procedió a recopilar las áreas hidráulicas y los caudales seccionales correspondientes, organizados en función de las abscisas de la batimetría expresadas en kilómetros, tal como se muestra en la Tabla 3.15. La elaboración de esta tabla resulta fundamental para generar el gráfico de áreas hidráulicas y caudales acumulados en función de las abscisas, representadas en la Figura 3.12. El objetivo de este análisis

gráfico es identificar los cambios abruptos en la pendiente de las curvas, los cuales reflejan variaciones significativas en el comportamiento del flujo.

Del análisis se observa un primer cambio brusco en la pendiente a partir de la abscisa 0+001,65 km hasta 0+003,10 km, donde el caudal pasa de 0 m³/s a 0,653 m³/s. El segundo cambio relevante se presenta entre las abscisas 0+013,53 km y 0+017,82 km, en las cuales el caudal se incrementa hasta alcanzar 35,375 m³/s. Cabe destacar que estos mismos puntos coinciden con los identificados en el análisis correspondiente al período de retorno de 200 años, consolidando a las abscisas 0+003,10 km y 0+017,82 km como tramos críticos para el comportamiento hidráulico del sistema.

Figura 3.12:

Caudales y Áreas Hidráulicas Acumuladas en función de las Abscisas de la Batimetría del período de 100 años



Nota. La gráfica muestra la relación entre las abscisas de la batimetría (km) y los valores acumulados de áreas hidráulicas promedio (m²) y caudales seccionales acumulados (m³/s), correspondientes a un período de retorno de 100 años.

Fuente. Tesistas.

- **Período de retorno: 50 años**

Para determinar tanto el caudal como la cota de agua correspondiente al período de retorno de 50 años, se realizó un análisis previo basado en los resultados obtenidos en iteraciones anteriores. La Tabla 3.5 presenta las cotas de agua iniciales sugeridas para iniciar el proceso iterativo. En dicha tabla se indica que, para un caudal de 31,318 m³/s (obtenido mediante el método racional para este período (obtenido mediante el método racional para este período de retorno), se recomienda iniciar la iteración desde una cota de 2798,95 m.

Sin embargo, al analizar los resultados de iteraciones realizadas para otros períodos de retorno, se evidencia que el caudal obtenido fue, en todos los casos, inferior al valor referencial señalado en la tabla. Por tal motivo, y con el fin de lograr una mejor aproximación desde el inicio del proceso, se decidió comenzar la iteración con una cota ligeramente superior, correspondiente a 2799,05 m, la cual también se encuentra contemplada en la Tabla 3.5 como valor de referencia.

Tabla 3.16:

Interpolaciones para estimar la cota de agua para el período de retorno de 50 años

Interpolaciones para caudal en base a Tr = 50 años					
Caudales a sección llena (m ³ /s)	Caudales a media capacidad (m ³ /s)	Caudales por método racional (m ³ /s)	Cota de agua a sección llena (m)	Cota de agua a sección media (m)	Cota de agua calculada (m)
72,678	13,746	31,318	2800	2798,50	2798,95
72,678	30,613	31,318	2800	2799,05	2799,07

Nota. En la tabla se presentan los valores de las cotas de agua estimadas mediante interpolaciones, que corresponden a los caudales máximos y medios calculados utilizando la ecuación de Manning, así como los obtenidos a través del método racional para el período de 50 años.

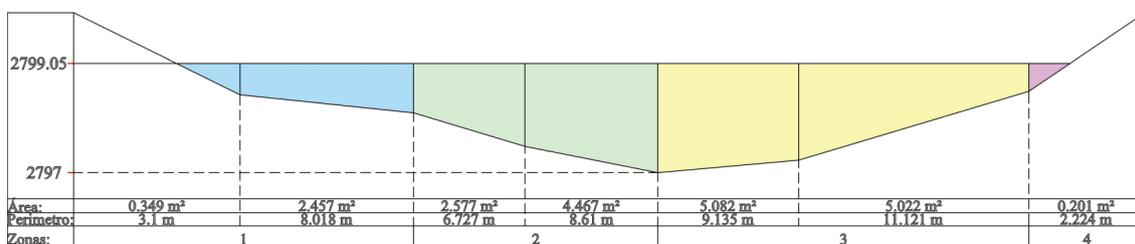
Fuente. Tesistas.

Como se mencionó anteriormente, se inició la prueba con una cota de 2799,05 metros, utilizando las áreas y perímetros mojados que se muestran en la Figura 3.13. Tal como se preveía, el caudal obtenido fue inferior al esperado, con un valor de 30,613 m³/s y un error porcentual del 2,25% (Ver Tabla 3.17). Debido a esto, fue necesario realizar una

iteración adicional. En esta nueva iteración se obtuvo una cota de agua de 2799,07 metros, y se recalcularon las áreas y perímetros mojados correspondientes a los siete tramos (Figura 3.14).

Figura 3.13:

Iteración 1 correspondiente al período de 50 años



Nota. La figura muestra los valores del área y perímetro mojado para cada uno de los siete tramos de la batimetría para el período de 50 años.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.17:

Valor de caudal obtenido en la iteración 1: Período de 50 años

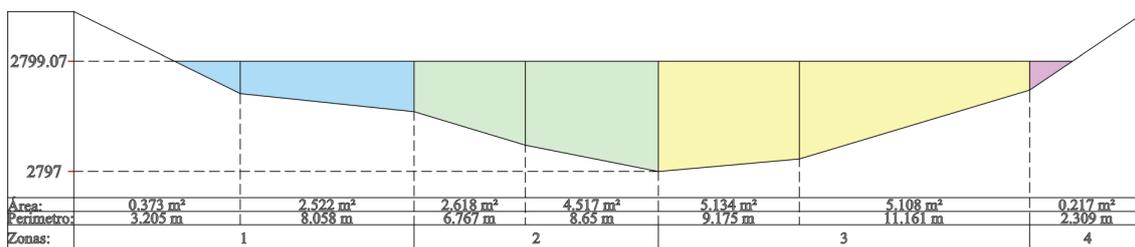
Primera iteración Tr = 50 años					
Caudal por el método Racional (m ³ /s):			31,318		
Cota de agua:		2799,05 m	Pendiente:		2%
Coefficiente de rugosidad (n)	Tramos	Áreas hidráulicas promedio (m ²)	Perímetros mojados (m)	Radios hidráulicos (m)	Caudales seccionales (m ³ /s)
0,03	1	0,349	3,1	0,11	0,384
0,03	2	2,457	8,018	0,31	5,265
0,05	3	2,577	6,727	0,38	3,845
0,05	4	4,467	8,61	0,52	8,158
0,07	5	5,082	9,135	0,56	6,945
0,07	6	5,022	11,121	0,45	5,972
0,125	7	0,201	2,224	0,09	0,046
Caudal Total (m ³ /s):					30,613
Error Porcentual (<1%):					2,25%

Nota. En la tabla se observa los valores correspondientes a los caudales independientes de cada tramo hallados con la ecuación de Manning, la suma de esta forma el caudal total. Para terminar el proceso de iteración el error porcentual debe ser <1.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.14:

Iteración 2 correspondiente al período de 50 años



Nota. La figura muestra los valores del área y perímetro mojado para cada uno de los siete tramos de la batimetría para el período de 50 años.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.18:

Valor de caudal obtenido en la iteración 2: Período de 50 años

Segunda iteración Tr = 50 años					
Caudal por el método Racional (m ³ /s):			31,318		
Cota de agua:		2799,07 m	Pendiente:		2%
Coefficiente de rugosidad (η)	Tramos	Áreas hidráulicas promedio (m ²)	Perímetros mojados (m)	Radios hidráulicos (m)	Caudales seccionales (m ³ /s)
0,03	1	0,373	3,205	0,12	0,419
0,03	2	2,522	8,058	0,31	5,480
0,05	3	2,618	6,767	0,39	3,932
0,05	4	4,517	8,65	0,52	8,285
0,07	5	5,134	9,175	0,56	7,043
0,07	6	5,108	11,161	0,46	6,129
0,125	7	0,217	2,309	0,09	0,051
Caudal Total (m ³ /s):					31,339
Error Porcentual (<1%):					0,07%

Nota. En la tabla se observa los valores correspondientes a los caudales independientes de cada tramo hallados con la ecuación de Manning, la suma de esta forma el caudal total. Para terminar el proceso de iteración el error porcentual debe ser <1.

Fuente. Tesistas.

El caudal resultante fue de 31,339 m³/s, cumpliendo con el criterio de convergencia, dado que el error porcentual fue de apenas 0,07% (ver Tabla 3.18). Cabe destacar que, en comparación con los análisis realizados con caudales anteriores, este resultado es el que presenta una mayor aproximación al valor obtenido mediante el método racional, lo que se refleja en su error porcentual considerablemente más bajo. Esto valida la precisión del procedimiento iterativo aplicado.

Tabla 3.19:

Abscisas de los caudales acumulados del período de 50 años

Áreas hidráulicas promedio acumuladas (m²)	Caudales seccionales acumulados (m³/s)	Abscisas de la batimetría (km)
0,00	0,00	0+000,00
0,00	0,00	0+001,87
0,373	0,419	0+003,10
2,895	5,900	0+006,34
5,513	9,831	0+008,42
10,03	18,116	0+010,90
15,164	25,159	0+013,53
20,272	31,288	0+017,82
20,489	31,339	0+018,62
20,489	31,339	0+020,00

Nota. La tabla presenta los valores de las abscisas correspondientes a los caudales acumulados y sus respectivas áreas, para un período de retorno de 50 años.

Fuente. Tesistas.

Al igual que en los demás períodos de retorno, es necesario elaborar una tabla que resuma todas las abscisas de la batimetría con sus respectivos caudales seccionales acumulados (Tabla 3.19), con el fin de generar la figura de caudales y áreas hidráulicas acumuladas (Figura 3.15). Esta figura permite identificar los puntos donde se produce un cambio brusco en la pendiente.

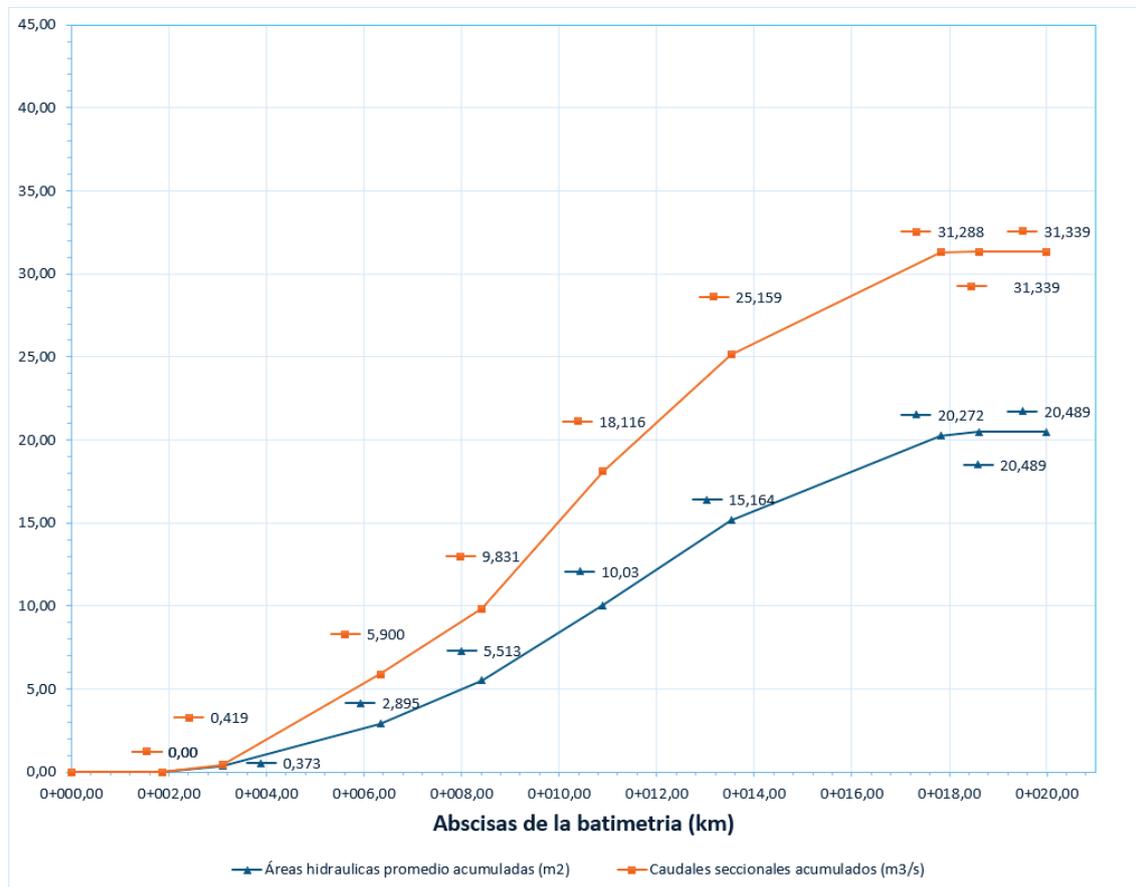
Para el período de retorno de 50 años, se conservan las mismas abscisas que en los períodos anteriores en las que se presenta dicho cambio. El primer punto se localiza en la abscisa 0+003,10 km, con un caudal seccional acumulado de 0,419 m³/s y un área

hidráulica promedio de 0,373 m². El segundo punto crítico, que requiere especial atención, se encuentra en la abscisa 0+017,82 km, donde el área hidráulica promedio es de 20,272 m² y el caudal seccional acumulado alcanza los 31,288 m³/s.

Es importante destacar que, aunque el caudal es menor en comparación con los períodos de retorno anteriores, la ubicación de los puntos de cambio de pendiente se mantiene constante

Figura 3.15:

Caudales y Áreas Hidráulicas Acumuladas en función de las Abscisas de la Batimetría del período de 50 años



Nota. La gráfica muestra la relación entre las abscisas de la batimetría (km) y los valores acumulados de áreas hidráulicas promedio (m²) y caudales seccionales acumulados (m³/s), correspondientes a un período de retorno de 50 años.

Fuente. Tesistas.

- **Período de retorno: 25 años**

Finalmente, se lleva a cabo el proceso iterativo correspondiente al período de retorno de 25 años. En esta etapa, se decide descartar la cota de 2798,86 metros, previamente obtenida en la Tabla 3.5, debido a que, según lo observado en los análisis realizados para los distintos períodos de retorno, las cotas propuestas en esa tabla generaban caudales menores a los determinados teóricamente.

Esta tendencia se mantuvo de forma consistente, evidenciando que dichas cotas subestiman el nivel requerido para alcanzar el caudal de diseño. Por esta razón, se opta por utilizar una cota ligeramente superior, de 2798,95 metros, como punto de partida del proceso iterativo. El objetivo es encontrar un nivel de agua que permita aproximarse lo más posible al caudal de 27,708 m³/s obtenido mediante la aplicación del método de Manning.

Tabla 3.20:

Interpolaciones para estimar la cota de agua para el período de retorno de 25 años

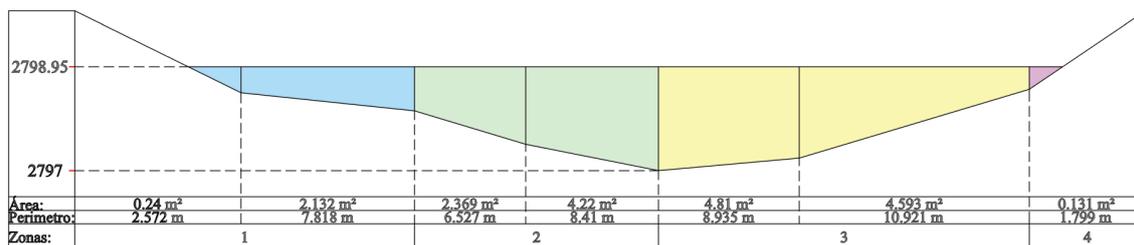
Interpolaciones para caudal en base a Tr = 25 años					
Caudales a sección llena (m ³ /s)	Caudales a media capacidad (m ³ /s)	Caudales por método racional (m ³ /s)	Cota a de agua a sección llena (m)	Cota de agua a sección media (m)	Cota de agua calculada (m)
72,678	13,746	27,708	2800	2798,50	2798,86
72,678	27,071	27,708	2800	2798,95	2798,96
72,678	27,435	27,708	2800	2798,96	2798,97

Nota. En la tabla se presentan los valores de las cotas de agua estimadas mediante interpolaciones, que corresponden a los caudales máximos y medios calculados utilizando la ecuación de Manning, así como los obtenidos a través del método racional para el período de 25 años.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.16:

Iteración 1 correspondiente al período de 25 años



Nota. La figura muestra los valores del área y perímetro mojado para cada uno de los siete tramos de la batimetría para el período de 25 años.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.21:

Valor de caudal obtenido en la iteración 1: Período de 25 años

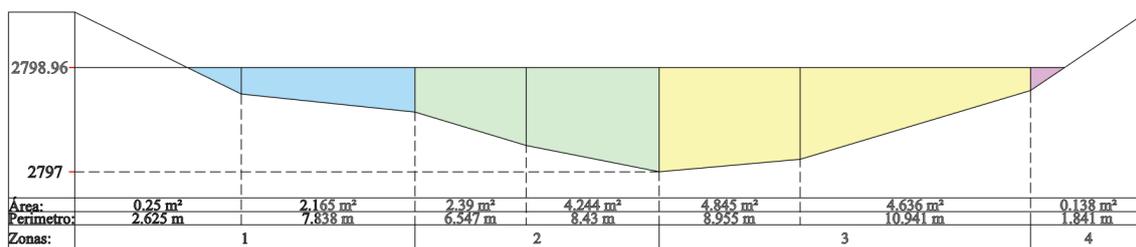
Primera iteración Tr = 25 años					
Caudal por el método Racional (m ³ /s):			27,708		
Cota de agua:		2798,95 m	Pendiente:		2%
Coefficiente de rugosidad (n)	Tramos	Áreas hidráulicas promedio (m ²)	Perímetros mojados (m)	Radios hidráulicos (m)	Caudales seccionales (m ³ /s)
0,03	1	0,24	2,572	0,09	0,233
0,03	2	2,132	7,818	0,27	4,226
0,05	3	2,369	6,527	0,36	3,409
0,05	4	4,22	8,41	0,50	7,537
0,07	5	4,81	8,935	0,54	6,431
0,07	6	4,593	10,921	0,42	5,209
0,125	7	0,131	1,799	0,07	0,026
Caudal Total (m ³ /s):					27,071
Error Porcentual (<1%):					2,30%

Nota. En la tabla se observa los valores correspondientes a los caudales independientes de cada tramo hallados con la ecuación de Manning, la suma de esta forma el caudal total. Para terminar el proceso de iteración el error porcentual debe ser <1.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.17:

Iteración 2 correspondiente al período de 25 años



Nota. La figura muestra los valores del área y perímetro mojado para cada uno de los siete tramos de la batimetría para el período de 25 años.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.22:

Valor de caudal obtenido en la iteración 2: Período de 25 años

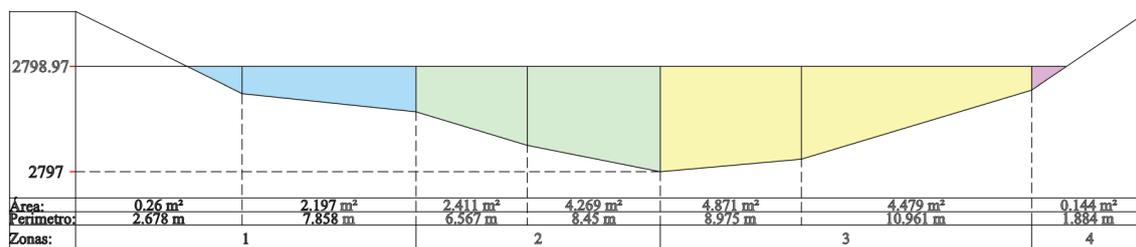
Segunda iteración Tr = 25 años					
Caudal por el método Racional (m ³ /s):			27,708		
Cota de agua:		2798,96 m	Pendiente:		2%
Coefficiente de rugosidad (n)	Tramos	Áreas hidráulicas promedio (m ²)	Perímetros mojados (m)	Radios hidráulicos (m)	Caudales seccionales (m ³ /s)
0,03	1	0,25	2,625	0,10	0,246
0,03	2	2,165	7,838	0,28	4,329
0,05	3	2,39	6,547	0,37	3,453
0,05	4	4,244	8,43	0,50	7,597
0,07	5	4,845	8,955	0,54	6,499
0,07	6	4,636	10,941	0,42	5,284
0,125	7	0,138	1,841	0,07	0,028
Caudal Total (m ³ /s):					27,435
Error Porcentual (<1%):					0,99%

Nota. En la tabla se observa los valores correspondientes a los caudales independientes de cada tramo hallados con la ecuación de Manning, la suma de esta forma el caudal total. Para terminar el proceso de iteración el error porcentual debe ser <1.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.18:

Iteración 3 correspondiente al período de 25 años



Nota. La figura muestra los valores del área y perímetro mojado para cada uno de los siete tramos de la batimetría para el período de 25 años.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.23:

Valor de caudal obtenido en la iteración 3: Período de 25 años

Tercera iteración					
Caudal por el método Racional (m ³ /s):			27,708		
Cota de agua:		2798,97 m	Pendiente:		2%
Coefficiente de rugosidad (n)	Tramos	Áreas hidráulicas promedio (m ²)	Perímetros mojados (m)	Radios hidráulicos (m)	Caudales seccionales (m ³ /s)
0,03	1	0,26	2,678	0,10	0,259
0,03	2	2,197	7,858	0,28	4,428
0,05	3	2,411	6,567	0,37	3,496
0,05	4	4,269	8,45	0,51	7,659
0,07	5	4,871	8,975	0,54	6,548
0,07	6	4,679	10,961	0,43	5,359
0,125	7	0,144	1,884	0,08	0,029
Caudal Total (m ³ /s):					27,779
Error Porcentual (<1%):					0,26%

Nota. En la tabla se observa los valores correspondientes a los caudales independientes de cada tramo hallados con la ecuación de Manning, la suma de esta forma el caudal total. Para terminar el proceso de iteración el error porcentual debe ser <1.

Fuente. Tesistas.

Para determinar la cota de agua adecuada para el período de retorno de 25 años, se llevó a cabo un total de tres iteraciones. Como se mencionó anteriormente, la Tabla 3.20

presenta la cota inicial de 2798,86 metros, la cual fue descartada por no cumplir con el caudal requerido.

En su lugar, se utilizó una cota inicial de 2798,95 metros, como se muestra en la Figura 3.16. Con esta nueva cota se calcularon los perímetros y áreas hidráulicas necesarias para aplicar la fórmula de Manning, obteniendo un caudal de 27,071 m³/s, lo que representa un error porcentual del 2,30% respecto al valor teórico (ver Tabla 3.21).

Dado que el caudal obtenido aún se encontraba por debajo del requerido (27,708 m³/s), se procedió con una segunda iteración, ajustando nuevamente la cota a 2798,96 metros, según lo indicado en la Tabla 3.20.

A partir de esta cota se determinaron los nuevos parámetros hidráulicos, como se detalla en la Figura 3.17, obteniendo un caudal de 27.435 m³/s (Tabla 3.22), con un error porcentual reducido a 0,99%.

Aunque este valor ya se considera aceptable, el caudal seguía siendo ligeramente inferior al establecido por el método racional. Por tal motivo, se realizó una tercera y última iteración utilizando una cota de 2798,97 metros (Tabla 3.20).

Los valores correspondientes de área hidráulica y perímetro mojado, mostrados en la Figura 3.18, permitieron calcular un caudal de 27,779 m³/s, el cual cumple con el objetivo establecido, alcanzando un error porcentual de apenas 0,26%.

El empleo de tres iteraciones no solo garantiza un valor de caudal cercano al estimado teóricamente, sino que también evidencia la efectividad del modelo ante pequeñas variaciones que puede sufrir el flujo en el cauce.

Tabla 3.24:*Abscisas de los caudales acumulados del período de 25 años*

Áreas hidráulicas promedio acumuladas (m²)	Caudales seccionales acumulados (m³/s)	Abscisas de la batimetría (km)
0,00	0,00	0+000,00
0,00	0,00	0+002,08
0,26	0,259	0+003,10
2,457	4,687	0+006,34
4,868	8,184	0+008,42
9,137	15,843	0+010,90
14,008	22,391	0+013,53
18,687	27,750	0+017,82
18,831	27,779	0+018,47
18,831	27,779	0+020,00

Nota. La tabla presenta los valores de las abscisas correspondientes a los caudales acumulados y sus respectivas áreas, para un período de retorno de 25 años.

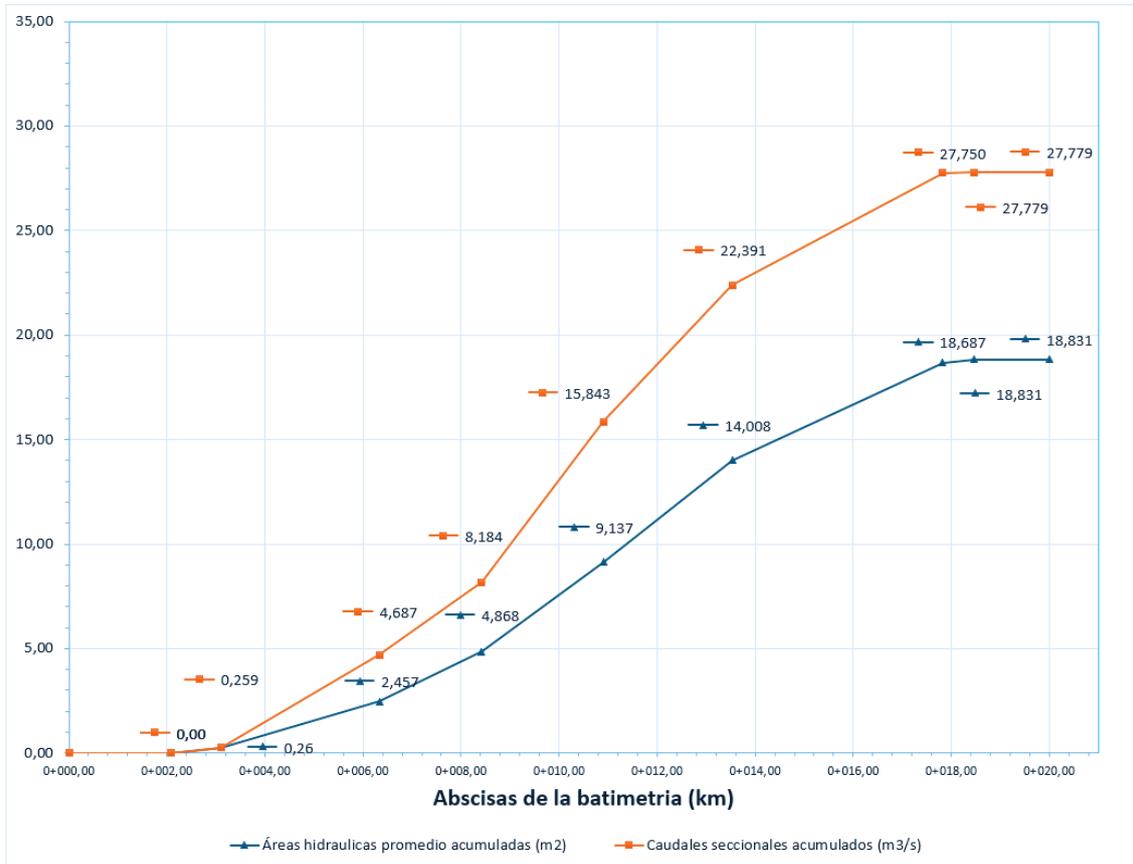
Fuente. Tesistas.

Finalmente, se elaboró la gráfica de caudales y áreas hidráulicas acumuladas en función de la batimetría (Figura 3.19), utilizando los datos obtenidos en la Tabla 3.24 correspondiente a la última iteración del análisis hidráulico. Esta representación gráfica permite visualizar el comportamiento del flujo a lo largo del cauce en relación con su geometría y variaciones topográficas.

Al realizar el estudio de los cuatro períodos de retorno analizados (25, 50, 100 y 200 años), se identificó que las abscisas críticas, es decir, los puntos a lo largo del cauce donde se producen cambios bruscos en el flujo se mantienen prácticamente constantes. Este patrón persiste a pesar de que el caudal del período de retorno de 200 años casi duplica al correspondiente al período de 25 años, lo cual indica que las condiciones geométricas del cauce juegan un papel determinante en el comportamiento hidráulico, por encima del incremento en el caudal. En particular, se obtuvo un caudal de 0,259 m³/s con un área hidráulica promedio acumulado de 0,26 m² en la abscisa 0+003,10 km, mientras que en la abscisa 0+017,82 km se alcanzó un caudal de 27,750 m³/s, con un área hidráulica de 18,687 m².

Figura 3.19:

Caudales y Áreas Hidráulicas Acumuladas en función de las Abscisas de la Batimetría del período de 25 años



Nota. La gráfica muestra la relación entre las abscisas de la batimetría (km) y los valores acumulados de áreas hidráulicas promedio (m²) y caudales seccionales acumulados (m³/s), correspondientes a un período de retorno de 25 años.

Fuente. Tesistas.

- **Resumen de datos de los 4 períodos de retorno (25, 50, 100, 200 años):**

A continuación, se realiza una recopilación de toda la información hallada por el método de Manning para cada período de retorno como su gráfica final:

En la Tabla 3.25 se muestra el conjunto de datos resultantes de los caudales y áreas hidráulicas acumuladas, estimadas con base en la batimetría para cada uno de los períodos de retorno analizados (25, 50, 100 y 200 años). Esta gráfica permite observar de manera clara el comportamiento del flujo en función del aumento del caudal.

A pesar de que los caudales varían significativamente (especialmente entre los períodos de 25 y 200 años, donde el caudal prácticamente se duplica), se evidencia que las abscisas críticas, es decir, los puntos donde ocurre una variación abrupta en el flujo, 0+003,10 km y 0+017,82 km, permanecen constantes en todos los períodos evaluados. Esto demuestra que la forma del cauce, determinada por la batimetría, tiene un efecto dominante sobre cómo se distribuye el flujo, más allá del volumen de agua que circula.

Tabla 3.25:

Resumen de caudales obtenidos por Manning con las cotas de agua por período de retorno

Período de retorno (años)	Caudales por método de Manning (m³/s)	Cotas de agua (m)
25	27,779	2798,97
50	31,339	2799,07
100	35,458	2799,18
200	40,201	2799,3

Nota. La tabla presenta los caudales estimados mediante el método de Manning, así como las cotas de agua correspondientes para cada período de retorno. Estos valores son el resultado final de un proceso iterativo aplicado a cada caso de estudio.

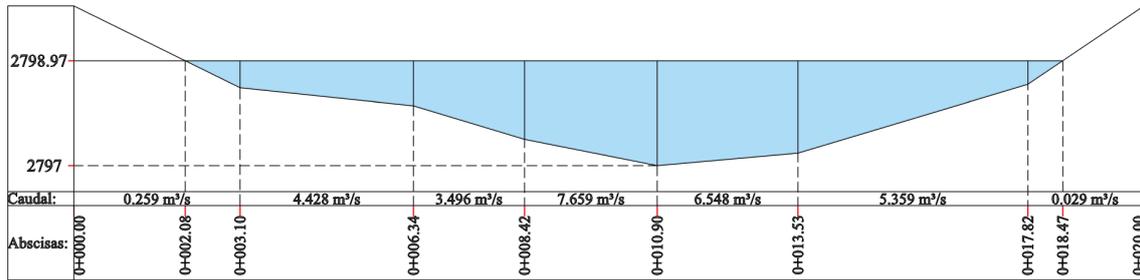
Fuente. Tesistas.

En la Tabla 3.25 se presenta un resumen de los caudales obtenidos mediante el método de Manning, junto con sus respectivas cotas de agua para cada período de retorno analizado. Se observa que, a pesar de que la variación de los caudales es bastante significativa, las cotas de agua no presentan cambios notorios. Existe un rango muy estrecho entre la cota de 2798,97 metros correspondiente al período de retorno de 25 años, y la cota de 2799,30 metros, asociada al período de 200 años. Es decir, aunque el caudal prácticamente se duplica, este incremento no se ve reflejado de forma considerable en el nivel del agua.

Además, en las Figura 3.20, Figura 3.21, Figura 3.22 y Figura 3.23 se muestran de forma gráfica los caudales correspondientes a los períodos de 25, 50, 100 y 200 años, respectivamente, representando su comportamiento a lo largo de las abscisas evaluadas en la batimetría.

Figura 3.20:

Caudal estimado para el período de 25 años con su cota de agua

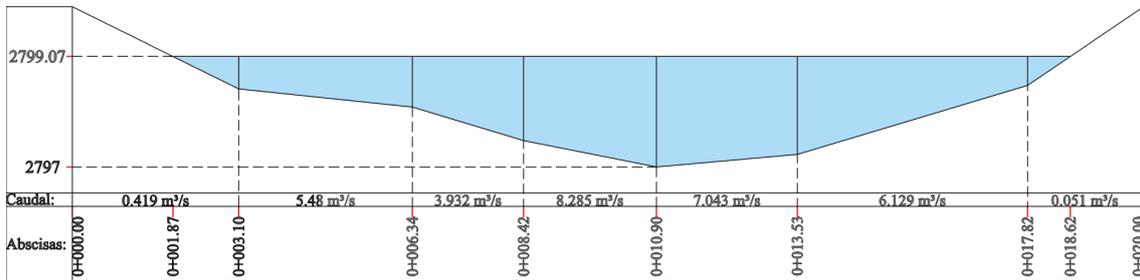


Nota. La figura muestra el caudal estimado mediante el método de Manning para el período de retorno de 25 años, junto con su correspondiente cota de agua. Los valores representados corresponden a los resultados obtenidos en la última iteración del cálculo.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.21:

Caudal estimado para el período de 50 años con su cota de agua

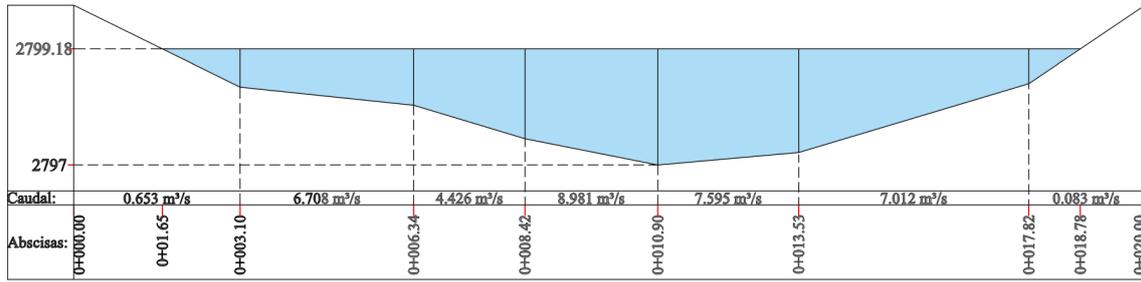


Nota. La figura muestra el caudal estimado mediante el método de Manning para el período de retorno de 50 años, junto con su correspondiente cota de agua. Los valores representados corresponden a los resultados obtenidos en la última iteración del cálculo.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.22:

Caudal estimado para el período de 100 años con su cota de agua

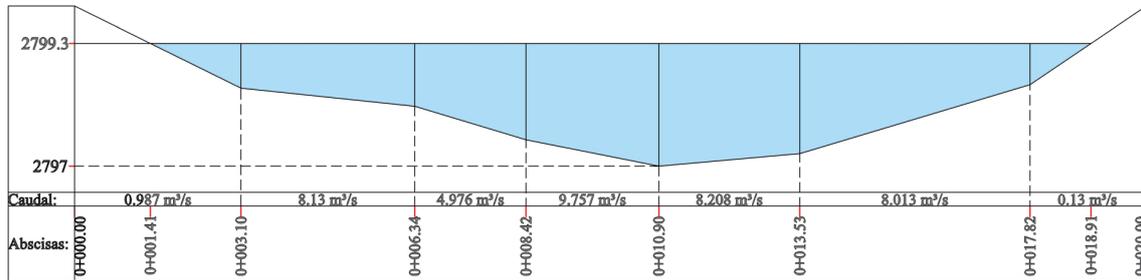


Nota. La figura muestra el caudal estimado mediante el método de Manning para el período de retorno de 100 años, junto con su correspondiente cota de agua. Los valores representados corresponden a los resultados obtenidos en la última iteración del cálculo.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.23:

Caudal estimado para el período de 200 años con su cota de agua

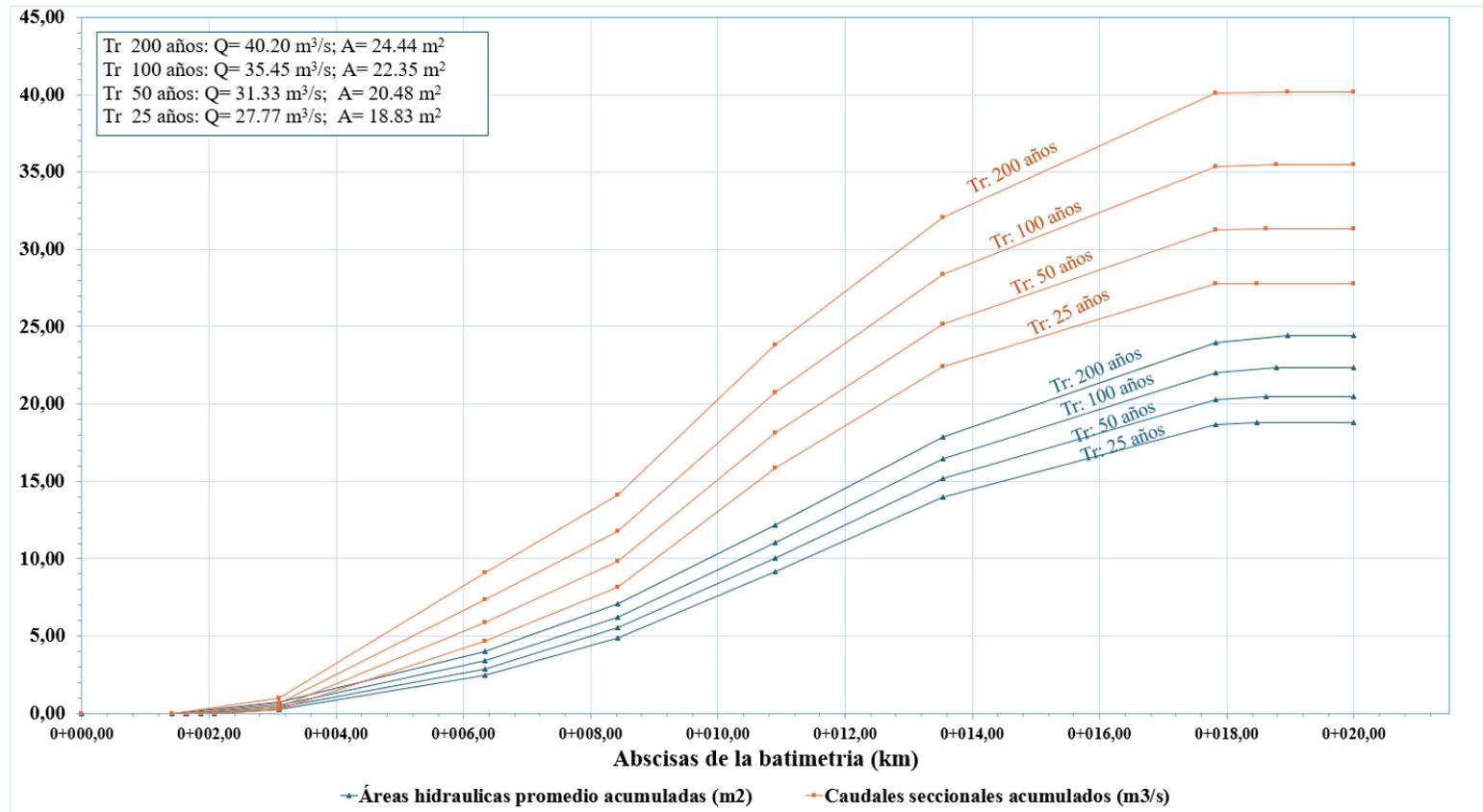


Nota. La figura muestra el caudal estimado mediante el método de Manning para el período de retorno de 200 años, junto con su correspondiente cota de agua. Los valores representados corresponden a los resultados obtenidos en la última iteración del cálculo.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.24:

Caudales y Áreas Hidráulicas Acumuladas en función de las Abscisas de la Batimetría de todos los periodos de retorno



Nota. La gráfica muestra la relación entre las abscisas de la batimetría (km) y los valores acumulados de áreas hidráulicas promedio (m²) y caudales seccionales acumulados (m³/s), correspondientes a todos los periodos de retorno.

Fuente. Tesistas.

3.3.Determinación del nivel de remanso y ubicación óptima de los estribos

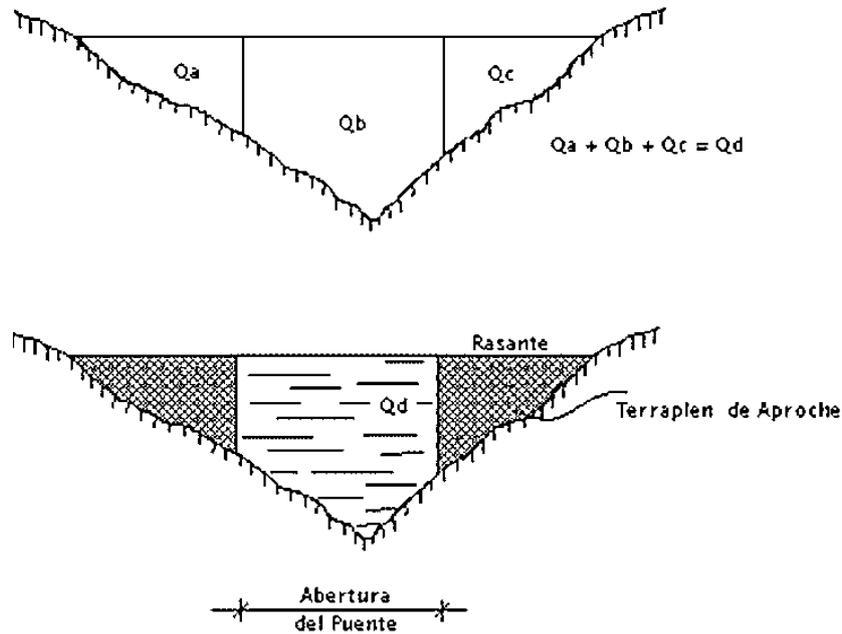
Para determinar la ubicación óptima de los estribos, se emplearon gráficas de caudales y áreas hidráulicas en función de la batimetría. Se realizó un análisis independiente para cada período de retorno debido a que no se esperaba que los puntos críticos (zonas donde la pendiente presenta una variación brusca) coincidieran en todos los escenarios de 25, 50, 100 y 200 años. Las abscisas 0+003,10 km y 0+017,82 km corresponden a la ubicación de los estribos y definen la longitud del puente, según lo observado en las gráficas para todos los períodos considerados.

Si se buscara evitar cualquier alteración en la restricción del flujo, la solución sería construir un puente cuya longitud cubra completamente la extensión del espejo de agua. Esto permitiría mantener inalteradas las condiciones hidráulicas, sin generar efectos sobre el caudal. No obstante, esta alternativa resulta técnicamente poco viable debido al elevado costo económico que representa. Considerando esta limitación, la alternativa más razonable consiste en ubicar la estructura dentro del valle inundado. Esta decisión introduce una obstrucción parcial al paso del agua, lo que genera un efecto de constricción en la corriente (Godínez, 2010).

Al introducir la estructura dentro del valle inundado, el agua que se encuentra en las secciones 1 y 7 (correspondientes a las abscisas 0+003,10 km y 0+017,82 km para todos los períodos de retorno) debe concentrarse en el caudal central, el cual vuelve a convertirse en el caudal de diseño, permitiendo que el flujo se distribuya dentro del estribo y no tras él, como se muestra en la Figura 3.25. Sin embargo, al ejecutar esta maniobra, el nivel de agua calculado previamente mediante el proceso de Manning se ve alterado, por lo que es necesario realizar una nueva iteración para determinar la cota actualizada del nivel de agua.

Figura 3.25:

Constricción de la corriente de un río



Nota. La figura muestra el efecto de constricción en la corriente al integrar los caudales Q_a y Q_c en el caudal central Q_b , lo que da como resultado el caudal de diseño. Esta integración provoca un incremento en la cota del nivel de agua, haciendo que el flujo quede contenido dentro de los estribos del puente.

Fuente. Godínez (2010).

3.3.1. Contracción del cauce

La altura de remanso se refiere al incremento en el nivel del agua que ocurre cuando se reduce el área del cauce debido a la presencia de una estructura, como los estribos de un puente. Esta condición genera una elevación localizada del nivel del flujo en el tramo afectado. Técnicamente, se define como el “nivel de agua sobre el nivel normal de circulación” (Godínez, 2010, p.17).

Para estimar la altura de remanso es necesario hablar de los parámetros que intervienen en su cálculo, entre los cuales se incluyen los siguientes:

Ecuación 3.3:

Factor de corrección por contracción del cauce

$$\mu = \frac{Q_b}{Q_D}$$

Donde:

μ = Factor de corrección por contracción del cauce [-]

Q_b = Caudal que atravesaría la abertura sin estructura [m³/s]

Q_D = Caudal de diseño [m³/s]

Tabla 3.26:

Valores del factor de corrección por contracción del cauce

V (m/s)	Luz Libre (m)													
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200	
< 1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,00	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,50	0,94	0,96	0,97	0,97	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00
2,00	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00
2,50	0,90	0,93	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00
3,00	0,89	0,91	0,93	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99
3,50	0,87	0,90	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99
> 4,00	0,85	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99

Nota. La tabla presenta el valor del factor de corrección por contracción del cauce (μ) en función de la velocidad. Para obtener los valores intermedios es necesario aplicar interpolaciones.

Fuente. Suárez Díaz (2001).

La contracción se refiere a la reducción del cauce debido a la presencia de una estructura, lo que disminuye el espacio disponible para el paso del agua y provoca un aumento en la velocidad del flujo. El factor de corrección por contracción del cauce se refiere a la relación entre el caudal que atravesaría la abertura en ausencia de una estructura y el caudal de diseño. Este parámetro permite cuantificar el grado de constricción del flujo, siendo fundamental para el posterior cálculo de la altura de remanso. A continuación, se describen los posibles casos según el valor de este factor:

- Si $Q_b = Q_D$ el valor de $\mu = 1$, por lo tanto, no existe alguna obstrucción a la corriente.
- Si $Q_b < Q_D$ el valor de μ disminuirá, por lo tanto, la constricción a la corriente aumenta.

- Si $Q_b > Q_D$ el valor de μ aumenta, por lo tanto, la constricción a la corriente disminuye.

Para obtener el valor de μ en los cálculos posteriores se hará uso de la Tabla 3.26. Para hallar valores intermedios es necesario aplicar interpolaciones.

3.3.2. Nivel de remanso en los períodos de retorno de 25, 50, 100 y 200 años

Para estimar el nivel de remanso en cada uno de los períodos de retorno es necesario conocer el caudal de diseño, el cual se expresa de la siguiente manera:

Ecuación 3.4:

Caudal de diseño

$$Q_D = Q_{VI} + Q_{CP} + Q_{VD}$$

Donde:

Q_{VI} = Gasto que circula por el valle de inundación izquierdo [m^3/s]

Q_{CP} = Gasto que circula por el cauce principal [m^3/s]

Q_{VD} = Gasto que circula por el valle de inundación derecho [m^3/s]

Q_D = Caudal de diseño [m^3/s]

Por otro lado, se considera la relación de apertura cuando los extremos de la abertura coinciden con los bordes del cauce principal:

Ecuación 3.5:

Relación de apertura

$$mcp = 1 - \frac{Q_{VI} + Q_{VD}}{Q_D} = 1 - nCP$$

Donde:

Q_{VI} = Gasto que circula por el valle de inundación izquierdo [m^3/s]

Q_{VD} = Gasto que circula por el valle de inundación derecho [m^3/s]

mcp = Relación de apertura

$Q_D =$ Caudal de diseño [m^3/s]

$$nCP = \frac{Q_{VI} + Q_{VD}}{Q_D}$$

También es importante conocer el coeficiente de remanso, este es un factor que se usa para ajustar la altura del remanso dependiendo de la ocupación y morfología del valle inundado, esto se muestra en la Tabla 3.27.

Tabla 3.27:

Coeficiente de remanso (n)

COEFICIENTE DE REMANSO n	
Características del río	N
Ríos montañosos o ríos con pequeños valles de inundación, cuando $n_{cp} < 20\%$	0,05 - 0,07
Ríos semi-montañosos o ríos con mayor valle de inundación, cuando $21\% < n_{cp} < 40\%$	0,07 - 0,10
Ríos llanos $41\% < n_{cp} < 60\%$	0,10 - 0,13
Ríos llanos $61\% < n_{cp} < 80\%$	0,13 - 0,17

Nota. En la tabla se indican los valores del coeficiente de remanso (n), determinado según la morfología del cauce y el grado de ocupación del valle de inundación.

Fuente. Godinez (2010).

Para evaluar la altura máxima de remanso y determinar la velocidad media en la sección 2 como la velocidad media del agua en la sección transversal se tienen las siguientes ecuaciones.

Ecuación 3.6:

Altura de remanso (metodología soviética)

$$hr = n (V_2^2 - V_m^2)$$

Donde:

$hr =$ Altura máxima de remanso [m]

$n =$ Coeficiente de remanso (tabla 3.25) [-]

$V_2 =$ Velocidad media del agua en sección 2 [m/s]

V_m = Velocidad media del flujo en la sección transversal del cauce, en condiciones sin constricción [m/s]

Ecuación 3.7:

Velocidad media del agua en sección 2

$$V_2 = \frac{Q_D}{A_2 \cdot \mu}$$

Donde:

Q_D = Caudal de diseño [m³/s]

μ = Coeficiente de contracción (tabla 3.24) [-]

V_2 = Velocidad media del agua en sección 2 [m/s]

A_2 = Área hidráulica correspondiente a la longitud de apertura [m²]

Ecuación 3.8:

Velocidad media de la sección transversal

$$V_m = \frac{Q_D}{A_t}$$

Donde:

Q_D = Caudal de diseño [m³/s]

V_m = Velocidad media del flujo en la sección transversal del cauce, en condiciones sin constricción [m/s]

A_t = Área de la sección transversal [m²]

A continuación, se estimarán el nivel de remanso, el caudal de diseño y la nueva cota de agua para cada período de retorno, aplicando las ecuaciones previamente presentadas:

- **Período de retorno: 200 años**

Para estimar el nivel de remanso correspondiente al período de retorno de 200 años, se partió de los datos presentados en la Tabla 3.28, obtenidos mediante la última iteración hidráulica para dicho período (Ver Tabla 3.10). En primer lugar, se determinaron el caudal del tramo izquierdo (Q_{VI} , sección 1), el caudal del tramo derecho (Q_{VD} , sección 7), y el caudal de diseño (Q_D), calculado mediante el método de Manning.

El área hidráulica total (A_t) corresponde a la suma de todas las áreas de las secciones analizadas, mientras que A_2 se obtiene excluyendo las secciones 1 y 7. El coeficiente de rugosidad del cauce principal (n_{cp}) fue calculado con la Ecuación 3.5, utilizando el valor del coeficiente de remanso (n) obtenido de la Tabla 3.27.

Para determinar el factor de corrección del cauce (μ), primero se calculó la velocidad media en la sección transversal (V_m) mediante la Ecuación 3.8 (Ver Tabla 3.31). Con un valor de $V_m=1,65$ m/s se identificó el rango correspondiente entre 1,50 m/s y 2,00 m/s en la Tabla 3.26. Se realizaron interpolaciones para estos dos rangos empleando una luz del puente de 14,72 metros (distancia entre las abscisas 0+003,10 km y 0+017,82 km), como se muestra en la Tabla 3.29.

Los dos valores de μ obtenidos fueron utilizados en una segunda interpolación (ver Tabla 3.30), considerando las velocidades de 1,50 m/s, 2,00 m/s y la velocidad media de 1,65 m/s, con el objetivo de obtener el valor final del factor de corrección.

Con el valor definitivo de μ , se calculó la velocidad media del agua en la sección 2 (V_2) mediante la ecuación 3.7, y posteriormente se aplicó la ecuación 3.6 para determinar la altura del remanso (ver Tabla 3.31), obteniéndose un valor de 0,03 m. Esta altura fue sumada a la cota base de 2799,30 m obtenida previamente mediante el método de Manning.

Finalmente, se volvió a aplicar la ecuación de Manning con la nueva cota de agua (ver Tabla 3.32), lo que permitió obtener un caudal de diseño ajustado de 40,210 m³/s. En comparación con el caudal original de 40,20 m³/s, esto representa un incremento de aproximadamente 0,010 m³/s.

Tabla 3.28:*Datos para el cálculo del nivel de remanso (período de retorno: 200 años)*

Datos para el cálculo de la cota de remanso en Tr: 200 años	
Q _{VI} (m ³ /s):	0,99
Q _{VD} (m ³ /s):	0,13
Q _D (m ³ /s):	40,20
A _t (m ²):	24,44
A ₂ (m ²):	23,29
μ:	0,96
nCP:	3%
n:	0,05

Nota. La tabla presenta los datos empleados en el cálculo de la cota de remanso, correspondientes a la última iteración realizada mediante el método de Manning. Para la determinación del coeficiente de contracción (μ), fue necesario aplicar interpolaciones lineales en función de la velocidad del flujo

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.29:

Interpolación 1 realizada en función de la luz del puente, correspondiente al período de retorno de 200 años

Interpolación 1					
Luz libre 2	Luz Libre 1	μ 2	μ 1	Luz Puente	μ
16	13	0,97	0,96	14,72	0,97
16	13	0,95	0,94	14,72	0,95

Nota. La tabla muestra la primera interpolación realizada para determinar el valor del coeficiente de contracción (μ) en función de la luz del puente, utilizando como referencia la Tabla 3.26. El procedimiento se basa en la velocidad media del flujo, identificando los dos rangos intermedios necesarios para efectuar la interpolación

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.30:

Interpolación 2 realizada en función de la velocidad para el período de retorno de 200 años

Interpolación 2					
V_2 (m/s)	V_1 (m/s)	μ_2	μ_1	V_m (m/s)	μ
2,00	1,50	0,95	0,97	1,65	0,96

Nota. La tabla muestra la segunda interpolación realizada para determinar el valor del coeficiente de contracción (μ) en función de los rangos de la velocidad obtenidos en la Tabla 3.29.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.31:

Cota real del nivel de remanso para el período de 200 años

Cálculo de la cota de remanso en Tr: 200 años		
Velocidad media en la sección transversal (V_m)	Velocidad media en la sección entre los estribos (V_2)	Altura de remanso (h_r)
V_m (m/s): 1,65	V_2 (m/s): 1,80	h_r (m): 0,03
Cota de agua con remanso:		2799,33 m

Nota. La tabla presenta el nivel de agua resultante para el período de retorno de 200 años, a partir del cual se determina el valor definitivo del caudal de diseño.

Fuente. Tesistas.

La Figura 3.26 presenta la batimetría correspondiente al período de retorno de 200 años, con la ubicación óptima de los estribos en las abscisas 0+003,10 km y 0+017,82 km, una cota de agua de 2799,33 metros y una longitud de luz de 14,72 metros. En esta figura se evidencia la reducción de los siete tramos iniciales a cinco, cada uno con su respectivo caudal. Este esquema resume todos los procesos aplicados en los apartados anteriores.

Tabla 3.32:

Estimación de caudal real: período de 200 años

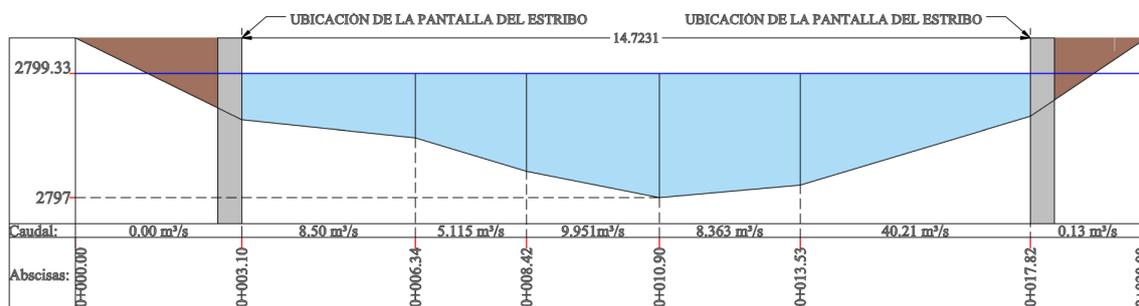
Caudales secciones remanso Tr: 200 años					
Caudal por el método Manning (m ³ /s):			40,201		
Cota de agua:		2799,33 m	Pendiente:		2%
Coefficiente de rugosidad (η)	Tramos	Áreas hidráulicas promedio (m ²)	Perímetros mojados (m)	Radios hidráulicos (m)	Caudales seccionales (m ³ /s)
0,03	1	0	1	0,00	0,000
0,03	2	3,365	8,578	0,39	8,501
0,05	3	3,158	7,287	0,43	5,115
0,05	4	5,161	9,17	0,56	9,951
0,07	5	5,818	9,695	0,60	8,363
0,07	6	6,225	11,651	0,53	8,281
0,125	7	0	1	0,00	0,000
Caudal Total (m ³ /s):					40,210
Error Porcentual (<1%):					0,02%

Nota. En la tabla se observa los valores correspondientes a los caudales independientes de cada tramo hallados con la ecuación de Manning, la suma de esta forma el caudal de diseño real. Para terminar el proceso de iteración el error porcentual debe ser <1.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.26:

Nivel de remanso con ubicación óptima de los estribos en el período de retorno de 200 años



Nota. La figura muestra el nivel de remanso resultante con la ubicación óptima de los estribos, como la luz del tablero, situados en las abscisas 0+003,10 km y 0+017,82 km.

Fuente. Tesistas.

- **Período de retorno: 100 años**

Para evaluar el nivel de remanso correspondiente al período de retorno de 100 años, se aplicó el mismo procedimiento utilizado para el análisis del período de 200 años, empleando la información de la Tabla 3.14, que corresponde a la última iteración del método de Manning. En la Tabla 3.33 se resumen los parámetros obtenidos, mientras que las Tabla 3.34 y Tabla 3.35 presentan las interpolaciones realizadas para estimar el coeficiente de contracción del cauce (μ). Finalmente, en la Tabla 3.36 se muestra el nivel de remanso calculado, el cual se suma a la cota obtenida previamente por el método de Manning para este período de retorno.

El caudal de diseño final se estimó aplicando nuevamente la ecuación de Manning, considerando la nueva cota de agua de 2799,20 metros. A partir de este valor, se determinaron las áreas hidráulicas y los perímetros mojados, pero ya únicamente para los cinco tramos centrales, debido a la exclusión de los tramos inicial y final como consecuencia de la colocación de la estructura en el valle inundado.

Tabla 3.33:

Datos para el cálculo del nivel de remanso (período de retorno: 100 años)

Datos para el cálculo de la cota de remanso en Tr: 100 años	
Q_{VI} (m ³ /s):	0,65
Q_{VD} (m ³ /s):	0,08
Q_D (m ³ /s):	35,46
A_t (m ²):	22,35
A_2 (m ²):	21,52
μ :	0,96
nCP:	2%
n:	0,05

Nota. La tabla presenta los datos empleados en el cálculo de la cota de remanso, correspondientes a la última iteración realizada mediante el método de Manning. Para la determinación del coeficiente de contracción (μ), fue necesario aplicar interpolaciones lineales en función de la velocidad del flujo

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.34:

Interpolación 1 realizada en función de la luz del puente, correspondiente al período de retorno de 100 años

Interpolación 1					
Luz libre 2	Luz Libre 1	μ_2	μ_1	Luz Puente	μ
16	13	0,97	0,96	14,72	0,97
16	13	0,95	0,94	14,72	0,95

Nota. La tabla muestra la primera interpolación realizada para determinar el valor del coeficiente de contracción (μ) en función de la luz del puente, utilizando como referencia la Tabla 3.26. El procedimiento se basa en la velocidad media del flujo, identificando los dos rangos intermedios necesarios para efectuar la interpolación

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.35:

Interpolación 2 realizada en función de la velocidad para el período de retorno de 100 años

Interpolación 2					
V_2 (m/s)	V_1 (m/s)	μ_2	μ_1	V_m (m/s)	μ
2,00	1,50	0,95	0,97	1,59	0,96

Nota. La tabla muestra la segunda interpolación realizada para determinar el valor del coeficiente de contracción (μ) en función de los rangos de la velocidad obtenidos en la Tabla 3.34.

Fuente: Tesistas.

El caudal obtenido (Tabla 3.37) inicialmente por el método de Manning fue de 35,458 m³/s, mientras que, tras considerar el efecto del remanso, se obtuvo un caudal de 35,440 m³/s, evidenciando una ligera reducción de 0,018 m³/s. Esta disminución se atribuye a la presencia de la estructura, la cual genera una contracción en el cauce y una consecuente pérdida de eficiencia hidráulica. Al reducirse el área efectiva de paso, se incrementan las pérdidas de energía y se modifica la dinámica del flujo, afectando su capacidad de conducción, en la Figura 3.27 se resume todo este procedimiento.

Tabla 3.36:*Cota real del nivel de remanso para el período de 100 años*

Cálculo de la cota de remanso en Tr: 100 años		
Velocidad media en la sección transversal (V_m)	Velocidad media en la sección entre los estribos (V_2)	Altura de remanso (h_r)
V_m (m/s): 1,59	V_2 (m/s): 1,71	h_r (m): 0,02
Cota de agua con remanso:		2799,20 m

Nota. La tabla presenta el nivel de agua resultante para el período de retorno de 100 años, a partir del cual se determina el valor definitivo del caudal de diseño.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.37:*Estimación de caudal real: período de 100 años*

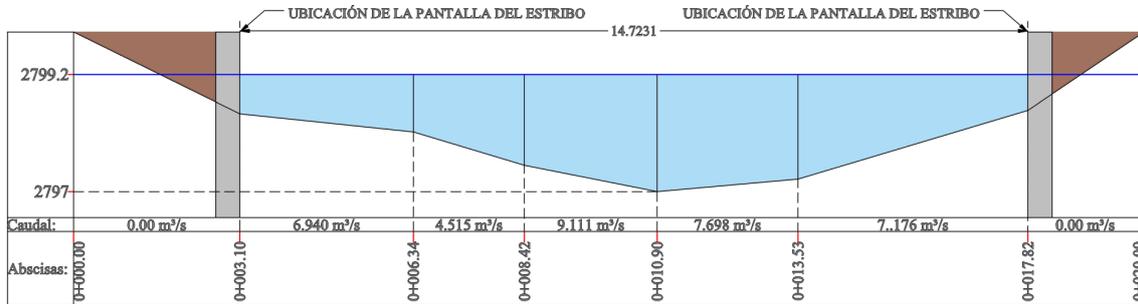
Caudales secciones remanso Tr: 100 años					
Caudal por el método Manning (m^3/s):			35,458		
Cota de agua:		2799,20 m	Pendiente:		2%
Coefficiente de rugosidad (η)	Tramos	Áreas hidráulicas promedio (m^2)	Perímetros mojados (m)	Radios hidráulicos (m)	Caudales seccionales (m^3/s)
0,03	1	0	1	0,00	0,000
0,03	2	2,943	8,318	0,35	6,940
0,05	3	2,888	7,027	0,41	4,515
0,05	4	4,839	8,91	0,54	9,111
0,07	5	5,476	9,435	0,58	7,698
0,07	6	5,667	11,421	0,50	7,176
0,125	7	0	1	0,00	0,000
Caudal Total (m^3/s):					35,440
Error Porcentual (<1%):					0,05%

Nota. En la tabla se observa los valores correspondientes a los caudales independientes de cada tramo hallados con la ecuación de Manning, la suma de esta forma el caudal de diseño real. Para terminar el proceso de iteración el error porcentual debe ser <1.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.27:

Nivel de remanso con ubicación óptima de los estribos en el período de retorno de 100 años



Nota. La figura muestra el nivel de remanso resultante con la ubicación óptima de los estribos, como la luz del tablero, situados en las abscisas 0+003,10 km y 0+017,82 km.

Fuente. Tesistas.

- **Período de retorno: 50 años**

Para el período de retorno de 50 años se aplicaron los mismos procedimientos utilizados en los períodos anteriores, tomando como base los resultados de la Tabla 3.18 para obtener los valores presentados en la Tabla 3.38, mediante el uso de todas las ecuaciones previamente descritas. En las tablas Tabla 3.39 y Tabla 3.40 se muestran las interpolaciones realizadas para determinar el coeficiente de contracción. Para este período se consideró una altura de remanso de 0,02 metros, la cual se sumó a la cota de agua estimada mediante el método de Manning, correspondiente a 2799,07 metros (Tabla 3.25), obteniéndose un total de 2799,09 metros (ver Tabla 3.41). Con este nuevo nivel de agua fue necesario realizar un cálculo adicional para estimar el caudal ajustado, aplicando nuevamente el método de Manning con los perímetros mojados y áreas actualizadas de los cinco tramos. Este ajuste produjo un incremento en el caudal, pasando de 31,339 m³/s a 31,557 m³/s. Estos valores son los definitivos para realizar los cálculos posteriores de socavación.

Tabla 3.38:*Datos para el cálculo del nivel de remanso (período de retorno: 50 años)*

Datos para el cálculo de la cota de remanso en Tr: 50 años	
Q _{VI} (m ³ /s):	0,42
Q _{VD} (m ³ /s):	0,05
Q _D (m ³ /s):	31,34
A _t (m ²):	20,49
A ₂ (m ²):	19,90
μ:	0,96
nCP:	1%
n:	0,05

Nota. La tabla presenta los datos empleados en el cálculo de la cota de remanso, correspondientes a la última iteración realizada mediante el método de Manning. Para la determinación del coeficiente de contracción (μ), fue necesario aplicar interpolaciones lineales en función de la velocidad del flujo

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.39:

Interpolación 1 realizada en función de la luz del puente, correspondiente al período de retorno de 50 años

Interpolación 1					
Luz libre 2	Luz Libre 1	μ 2	μ 1	Luz Puente	μ
16	13	0,97	0,96	14,72	0,97
16	13	0,95	0,94	14,72	0,95

Nota. La tabla muestra la primera interpolación realizada para determinar el valor del coeficiente de contracción (μ) en función de la luz del puente, utilizando como referencia la Tabla 3.26. El procedimiento se basa en la velocidad media del flujo, identificando los dos rangos intermedios necesarios para efectuar la interpolación

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.40:

Interpolación 2 realizada en función de la velocidad para el período de retorno de 50 años

Interpolación 2					
V_2 (m/s)	V_1 (m/s)	μ_2	μ_1	V_m (m/s)	μ
2,00	1,50	0,95	0,97	1,53	0,96

Nota. La tabla muestra la segunda interpolación realizada para determinar el valor del coeficiente de contracción (μ) en función de los rangos de la velocidad obtenidos en la Tabla 3.39.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.41:

Cota real del nivel de remanso para el período de 50 años

Cálculo de la cota de remanso en Tr: 50 años		
Velocidad media en la sección transversal (V_m)	Velocidad media en la sección entre los estribos (V_2)	Altura de remanso (h_r)
V_m (m/s): 1,53	V_2 (m/s): 1,63	h_r (m): 0,02
Cota de agua con remanso:		2799,09 m

Nota. La tabla presenta el nivel de agua resultante para el período de retorno de 50 años, a partir del cual se determina el valor definitivo del caudal de diseño.

Fuente. Tesistas.

Al igual que en los períodos de retorno anteriores, la ubicación óptima de los estribos, correspondiente a las abscisas 0+003,10 km y 0+017,82 km, se mantiene, así como la longitud de la luz, que permanece en 14,72 metros. La única variación corresponde al nivel de la cota de agua y al caudal. Toda esta información se resume en la Figura 3.28, en la cual se presenta la batimetría final obtenida para el período de retorno de 50 años.

Tabla 3.42:

Estimación de caudal real: período de 50 años

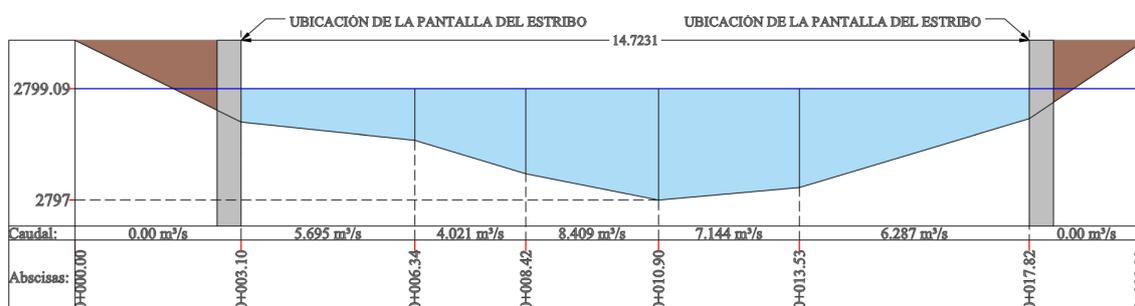
Caudales secciones remanso Tr: 50 años					
Caudal por el método Manning (m ³ /s):			31,339		
Cota de agua:		2799,09 m	Pendiente:		2%
Coefficiente de rugosidad (η)	Tramos	Áreas hidráulicas promedio (m ²)	Perímetros mojados (m)	Radios hidráulicos (m)	Caudales seccionales (m ³ /s)
0,03	1	0	1	0,00	0,000
0,03	2	2,586	8,098	0,32	5,695
0,05	3	2,66	6,807	0,39	4,021
0,05	4	4,566	8,69	0,53	8,409
0,07	5	5,187	9,215	0,56	7,144
0,07	6	5,194	11,201	0,46	6,287
0,125	7	0	1	0,00	0,000
Caudal Total (m ³ /s):					31,557
Error Porcentual (<1%):					0,70%

Nota. En la tabla se observa los valores correspondientes a los caudales independientes de cada tramo hallados con la ecuación de Manning, la suma de esta forma el caudal de diseño real. Para terminar el proceso de iteración el error porcentual debe ser <1.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.28:

Nivel de remanso con ubicación óptima de los estribos en el período de retorno de 50 años



Nota. La figura muestra el nivel de remanso resultante con la ubicación óptima de los estribos, como la luz del tablero, situados en las abscisas 0+003,10 km y 0+017,82 km.

Fuente. Tesistas.

- **Período de retorno: 25 años**

Finalmente, se realiza el último análisis correspondiente al período de retorno de 25 años. Este procedimiento sigue la misma metodología aplicada para los períodos de 200, 100 y 50 años, con la diferencia de que el coeficiente de contracción (μ) ya no presenta un valor de 0,96, como en los casos anteriores. En la Tabla 3.43 se muestra el valor de 0,97, determinado a partir de dos iteraciones realizadas en función de la luz del puente (Tabla 3.44) y la velocidad del flujo (Tabla 3.45). Al aplicar todas las fórmulas descritas previamente, se obtiene una altura de remanso de 0,01 metros, la cual debe sumarse a la cota estimada mediante el método de Manning, correspondiente a 2798,97 metros (Tabla 3.25), resultando en un nivel de agua de 2798,98 metros (Tabla 3.46). Con este nuevo nivel, se procede a la estimación final del caudal de diseño, que, con un incremento de 0,01 metros en la cota de agua, varía de 27,779 m³/s a 27,85 m³/s, valor que se presenta en la Tabla 3.47.

Tabla 3.43:

Datos para el cálculo del nivel de remanso (período de retorno: 25 años)

Datos para el cálculo de la cota de remanso en Tr: 25 años	
Q _{VI} (m ³ /s):	0,26
Q _{VD} (m ³ /s):	0,03
Q _D (m ³ /s):	27,78
A _t (m ²):	18,83
A ₂ (m ²):	18,43
μ :	0,97
n _{CP} :	1%
n:	0,05

Nota. La tabla presenta los datos empleados en el cálculo de la cota de remanso, correspondientes a la última iteración realizada mediante el método de Manning. Para la determinación del coeficiente de contracción (μ), fue necesario aplicar interpolaciones lineales en función de la velocidad del flujo

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.44:

Interpolación 1 realizada en función de la luz del puente, correspondiente al período de retorno de 25 años

Interpolación 1					
Luz libre 2	Luz Libre 1	μ_2	μ_1	Luz Puente	μ
16	13	0,97	0,96	14,72	0,97
16	13	0,95	0,94	14,72	0,95

Nota. La tabla muestra la primera interpolación realizada para determinar el valor del coeficiente de contracción (μ) en función de la luz del puente, utilizando como referencia la Tabla 3.26. El procedimiento se basa en la velocidad media del flujo, identificando los dos rangos intermedios necesarios para efectuar la interpolación

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.45:

Interpolación 2 realizada en función de la velocidad para el período de retorno de 25 años

Interpolación 2					
V_2 (m/s)	V_1 (m/s)	μ_2	μ_1	V_m (m/s)	μ
1,50	1,00	0,97	0,98	1,48	0,97

Nota. La tabla muestra la segunda interpolación realizada para determinar el valor del coeficiente de contracción (μ) en función de los rangos de la velocidad obtenidos en la Tabla 3.44.

Fuente. Tesistas.

De manera similar a lo observado en los análisis correspondientes a los períodos de retorno anteriores. La ubicación óptima de los estribos, localizada en las abscisas 0+003,10 km y 0+017,82 km, se mantiene inalterada, al igual que la longitud de la luz, que conserva su valor de 14,72 metros. Las únicas variaciones identificadas en este escenario corresponden a los valores hidráulicos, específicamente el nivel de la cota de agua y el caudal, los cuales se ajustan según los resultados obtenidos mediante el método de cálculo empleado. Todos estos aspectos se integran y representan gráficamente en la Figura 3.29.

Tabla 3.46:*Cota real del nivel de remanso para el período de 25 años*

Cálculo de la cota de remanso en Tr: 25 años		
Velocidad media en la sección transversal (V_m)	Velocidad media en la sección entre los estribos (V_2)	Altura de remanso (h_r)
V_m (m/s): 1,48	V_2 (m/s): 1,56	h_r (m): 0,01
Cota de agua con remanso:		2798,98 m

Nota. La tabla presenta el nivel de agua resultante para el período de retorno de 25 años, a partir del cual se determina el valor definitivo del caudal de diseño.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.47:*Estimación de caudal real: período de 25 años*

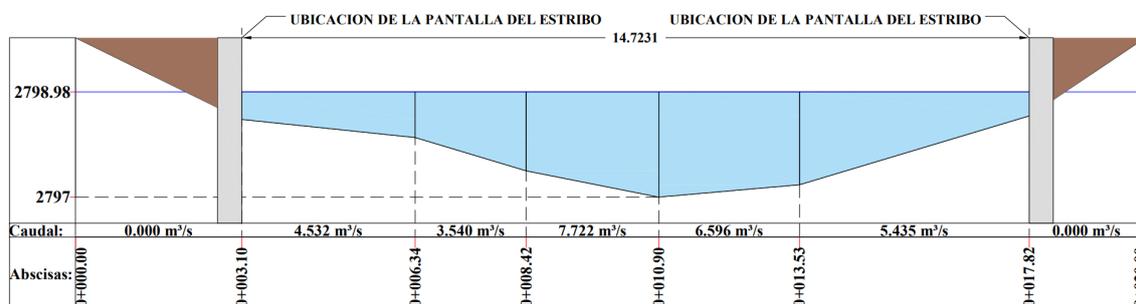
Caudales secciones remanso Tr: 25 años					
Caudal por el método Manning (m^3/s):			27,779		
Cota de agua:		2798,98 m	Pendiente:		2%
Coefficiente de rugosidad (η)	Tramos	Áreas hidráulicas promedio (m^2)	Perímetros mojados (m)	Radios hidráulicos (m)	Caudales seccionales (m^3/s)
0,03	1	0	1	0,00	0,000
0,03	2	2,23	7,878	0,28	4,532
0,05	3	2,432	6,587	0,37	3,540
0,05	4	4,294	8,47	0,51	7,722
0,07	5	4,897	8,995	0,54	6,596
0,07	6	4,722	10,981	0,43	5,435
0,125	7	0	1	0,00	0,000
Caudal Total (m^3/s):					27,825
Error Porcentual (<1%):					0,17%

Nota. En la tabla se observa los valores correspondientes a los caudales independientes de cada tramo hallados con la ecuación de Manning, la suma de esta forma el caudal de diseño real. Para terminar el proceso de iteración el error porcentual debe ser <1.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.29:

Nivel de remanso con ubicación óptima de los estribos en el período de retorno de 25 años



Nota. La figura muestra el nivel de remanso resultante con la ubicación óptima de los estribos, como la luz del tablero, situados en las abscisas 0+003,10 km y 0+017,82 km.

Fuente. Tesistas.

En la Tabla 3.48 se presenta el resumen de los caudales de diseño correspondientes a cada período de retorno, obtenidos a partir de la aplicación del método de Manning y la estimación del nivel de remanso. Estos resultados reflejan el producto final del proceso de análisis hidráulico, en el cual se integraron las condiciones del cauce, los parámetros geométricos del puente y las características del flujo para cada escenario evaluado.

Tabla 3.48:

Resumen de caudales de diseño de los períodos de retorno: 25, 50, 100 y 200 años

Período de retorno (años)	Caudales de diseño (m³/s)	Cotas de agua (m)
25	27,825	2798,98
50	31,557	2799,09
100	35,440	2799,20
200	40,210	2799,33

Nota. La tabla presenta los caudales de diseño definitivos estimados, junto con las cotas de agua correspondientes para cada uno de los períodos de retorno analizados. Estos valores constituyen el resultado final del proceso de cálculo hidráulico, considerando la disposición óptima de los estribos previamente determinada.

Fuente. Tesistas.

3.4. Determinación de socavación general por método de Maza y Levediev

La socavación constituye el principal problema de colapso en las estructuras de puentes, motivo por el cual ha sido objeto de numerosos estudios por parte de los ingenieros civiles. La dificultad de esta problemática radica en la incertidumbre asociada a la predicción de las profundidades de socavación, lo que conlleva, en muchos casos, al sobredimensionamiento o subdimensionamiento de las estructuras. El estudio intensivo de esta temática se enfoca en desarrollar soluciones que permitan implementar construcciones que no alteren significativamente el flujo durante eventos de creciente. El objetivo es construir estructuras resistentes, adecuadamente ubicadas y con cimentaciones suficientemente profundas, de modo que las velocidades de flujo y los tirantes de agua sean similares antes y después de la construcción. Es decir, se busca que el agua no fluya a mayor velocidad ni cambie su nivel, y que se evite la generación de turbulencias excesivas (Guevara, 2021).

Una colocación inadecuada del puente en el valle inundado puede incrementar la velocidad del flujo, provocando un impacto directo contra las pilas, lo que favorece el desprendimiento de material estructural. Además, la presencia de turbulencia es un factor determinante en los procesos de erosión. Aunque una contracción excesiva del cauce puede causar estos problemas, no es la única causa; la socavación también puede originarse en ausencia de contracción, debido a fenómenos de erosión generalizada o cambios en la dirección del flujo.

La socavación general es un tipo de socavación que puede ser permanente, debido a que los cambios que provoca en el cauce no son fáciles de revertir. Se produce en el fondo o en el ancho del cauce por la pérdida de sedimentos, sin considerar la presencia o ausencia de una estructura. Es decir, esta socavación puede ocurrir de forma natural o como resultado de actividades humanas, exista o no una construcción en el cauce (Guevara, 2021).

Dentro de la socavación general se distinguen dos tipos:

1. *Socavación del fondo del cauce*: Consiste en la disminución de la elevación del lecho del río debido a las condiciones normales del flujo o por efectos de actividades humanas a lo largo del tiempo.

2. *Migración lateral de la corriente*: Es el cambio en la posición lateral del cauce, donde el flujo se desplaza de un lado a otro (izquierda o derecha). Este proceso puede ser lento o rápido, dependiendo del grado de control que exista sobre el flujo.

3.4.1. Socavación en suelos granulares y cohesivos

Es fundamental diferenciar entre los suelos granulares y suelos cohesivos para el estudio de la socavación. Los suelos granulares están conformados por partículas sueltas, como gravas y arenas. La socavación en este tipo de suelos es mayor en comparación con los cohesivos debido a que las fuerzas ejercidas por el flujo de agua superan la resistencia de las partículas, determinada principalmente por su peso y la escasa fricción entre ellas. La magnitud de la socavación depende del tamaño, peso, forma y composición de las partículas, además de la fuerza de arrastre. Cuando la velocidad del flujo alcanza un valor crítico, se produce el desprendimiento de las partículas.

Por otro lado, los suelos cohesivos están formados por partículas extremadamente finas, como la arcilla, que permanecen unidas mediante fuerzas de cohesión. A diferencia de los suelos granulares, las partículas cohesivas no se desprenden con facilidad debido a la resistencia interna proporcionada por la cohesión. La resistencia a la socavación en estos suelos está relacionada con la plasticidad, el contenido de humedad, la composición mineralógica y la estructura interna. La erosión en suelos cohesivos es más lenta, y en caso de aparición de grietas o fisuras, estas se deben a procesos de fatiga originados por la acción cíclica del flujo (Castro Vargas & Torres Giraldo, 2011).

3.4.2. Socavación por método de Maza

El método de Maza se utiliza para estimar la profundidad de socavación que se genera en el cauce. La principal característica de este método es que considera el efecto de los sedimentos transportados por el flujo, es decir, toma en cuenta tanto la cantidad como el tamaño de los sedimentos que son arrastrados por el agua del río. Este enfoque permite obtener una estimación más precisa en comparación con otros métodos de socavación.

Para aplicar el método de Maza, es necesario conocer su formulación matemática para suelos granulares y cohesivos, la cual se muestra a continuación:

Ecuación 3.9:

Socavación general para suelos granulares

$$y_s = \left[\frac{\alpha \cdot y_o^{\frac{5}{3}}}{0.68 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta \cdot \psi} \right]^{\frac{1}{1+z}}$$

Donde:

y_s = Profundidad de la socavación (Desnivel entre la superficie del agua y el fondo erosionado) [m]

H_o = Desnivel entre la superficie del agua y el fondo original
[m]

y_s, y_o = Desniveles medidos en cada sección vertical del cauce [m]

D_m = Diámetro medio del material del fondo [mm]

β = Coeficiente de período de retorno (En base a la probabilidad de ocurrencia) [-]

ψ = Coeficiente de concentración de sedimentos en suspensión [-]

$\frac{1}{1+z}$ = Exponente de ajuste de profundidad de socavación [-]

α = Coeficiente de carga hidráulica ajustado [-]

Ecuación 3.10:

Socavación general para suelos cohesivos

$$y_s = \left[\frac{\alpha \cdot y_o^{\frac{5}{3}}}{0.68 \cdot \gamma^{1.18} \cdot \beta \cdot \psi} \right]^{\frac{1}{1+x}}$$

Donde:

y_s = Profundidad de la socavación (Desnivel entre la superficie del agua y el fondo erosionado) [m]

H_o = Desnivel entre la superficie del agua y el fondo original, medido durante la crecida [m]

y_s, y_o = Desniveles medidos en cada sección vertical del cauce [m]

γ = Peso volumétrico seco [mm]

β = Coeficiente de período de retorno (En base a la probabilidad de ocurrencia) [-]

ψ = Coeficiente de concentración de sedimentos en suspensión [-]

$\frac{1}{1+x}$ = Exponente de ajuste de profundidad de socavación [-]

α = Coeficiente de carga hidráulica ajustado [-]

Ecuación 3.11:

Coeficiente de carga hidráulica ajustado

$$\alpha = \frac{Q_d}{(H_m)^{\frac{5}{3}} \cdot B_e \cdot \mu}$$

Donde:

α = Coeficiente de carga hidráulica ajustado [-]

Q_d = Caudal de diseño [m³/s]

H_m = Tirante medio (Profundidad promedio del flujo) [m]

B_e = Ancho efectivo del cauce durante la crecida [m]

μ = Coeficiente de contracción del cauce [-]

Para estimar los factores relacionados con la socavación general mediante la aplicación del método de Maza, se hará uso de las siguientes tablas. Estas tablas permiten determinar los coeficientes necesarios considerando las condiciones hidráulicas y las características del sedimento del cauce, garantizando una estimación más precisa de la profundidad de socavación.

Tabla 3.49:

Exponente de ajuste de profundidad de socavación para suelos granulares y cohesivos

Suelos cohesivos						Suelos Granulares					
γ_s	x	$\frac{I}{I+x}$	γ_s	x	$\frac{I}{I+x}$	d (mm)	z	$\frac{I}{I+z}$	d (mm)	z	$\frac{I}{I+z}$
0,80	0,52	0,66	1,20	0,39	0,72	0,05	0,43	0,70	40	0,30	0,77
0,83	0,51	0,66	1,24	0,38	0,72	0,15	0,42	0,70	60	0,29	0,78
0,85	0,50	0,67	1,28	0,37	0,73	0,50	0,41	0,71	90	0,28	0,78
0,88	0,48	0,67	1,34	0,36	0,74	1,00	0,40	0,71	140	0,27	0,79
0,90	0,48	0,67	1,46	0,35	0,74	1,50	0,39	0,72	190	0,26	0,79
0,93	0,47	0,68	1,46	0,34	0,75	2,50	0,38	0,72	250	0,25	0,80
0,96	0,46	0,68	1,52	0,33	0,75	4,00	0,37	0,73	310	0,24	0,81
0,98	0,45	0,69	1,58	0,32	0,76	6,00	0,36	0,74	370	0,23	0,81
1,00	0,44	0,69	1,64	0,31	0,76	8,00	0,35	0,74	450	0,22	0,83
1,04	0,43	0,70	1,71	0,30	0,77	10,00	0,34	0,75	570	0,21	0,83
1,08	0,42	0,70	1,80	0,29	0,78	15,00	0,33	0,75	750	0,20	0,83
1,12	0,41	0,71	1,89	0,28	0,78	20,00	0,32	0,76	1000	0,19	0,84
1,16	0,40	0,71	2,00	0,27	0,79	25,00	0,31	0,76	-	-	-

Nota. La tabla presenta los valores de ajuste para la socavación, considerando el tipo de estrato (cohesivo o granular). En los suelos cohesivos se utiliza el peso específico saturado (γ_s) mientras que en los suelos granulares se emplea el tamaño de las partículas (d).

Fuente. Suárez Díaz (2001).

Tabla 3.50:*Coefficiente de concentración de sedimentos en suspensión*

γ mezcla agua - sedimento	Coefficiente ψ
1,05	1,06
1,1	1,13
1,15	1,2
1,2	1,27
1,25	1,34
1,3	1,42
1,35	1,5
1,4	1,6

Nota. La tabla presenta los valores del coeficiente de concentración de sedimentos en suspensión en base de la mezcla agua - sedimento.

Fuente. Suárez Díaz (2001).

Tabla 3.51:*Coefficiente de período de retorno*

Probabilidad anual en % de que se presente el gasto de diseño Q_D	β
100	0,77
50	0,82
20	0,86
10	0,90
5	0,94
2	0,97
1	1,00
0,3	1,03
0,2	1,05
0,1	1,07

Nota. La tabla presenta los valores del coeficiente de período de retorno en función de la probabilidad anual en % de que se presente gasto. En los casos donde no se disponga de un valor específico, será necesario aplicar un proceso de interpolación.

Fuente. Suárez Díaz (2001).

Ecuación 3.12:

Velocidad media del flujo

$$V = \frac{Q_d}{A}$$

Donde:

A = Área de la sección transversal del flujo [m²]

Q_d = Caudal de diseño [m³/s]

V = Velocidad media del flujo [m/s]

Ecuación 3.13:

Probabilidad anual de que se presente el gasto de diseño Q_D

$$P = \frac{1}{T} \cdot 100$$

Donde:

P = Probabilidad anual de que se presente el gasto de diseño Q_D [%]

T = Período de retorno [años]

Ecuación 3.14:

Profundidad media del flujo

$$H_m = \frac{A_t}{B}$$

Donde:

H_m = Profundidad media del flujo [m]

A_t = Área transversal del flujo [m²]

B = Ancho de la sección transversal del canal o cauce [m]

- **Período de retorno: 200 años**

Para determinar la socavación general mediante el método de Maza, es necesario obtener previamente los parámetros geométricos e hidráulicos descritos en la Tabla 3.52. El caudal de diseño (Q_D) corresponde al valor estimado mediante el método de Manning (ver Tabla 3.10), dado que el análisis de la socavación general se realiza sobre el cauce completo, sin considerar la incorporación de estructuras en el valle inundado, lo cual generaría remanso.

Otro dato requerido es el ancho efectivo del cauce durante la crecida (B_e), el cual se estima a partir de la cota de agua obtenida en la Tabla 3.10. Este valor representa la extensión total de la sección transversal del cauce cuando alcanza dicho nivel de agua, obteniéndose un valor de 17,55 metros. Por su parte, el área total (A_t) corresponde al valor calculado anteriormente en la Tabla 3.11.

Para estimar el perfil socavado, se debe analizar la estratigrafía del cauce. En este caso se identifican dos tipos de estratos: uno cohesivo y otro granular. Los suelos granulares se caracterizan por el diámetro medio de las partículas (D_m), adoptándose un valor de 20mm. En cuanto a los suelos cohesivos, estos se definen mediante propiedades de cohesión, como la resistencia del material a las fuerzas internas. Para este análisis se emplea el peso volumétrico en seco (γ_s), cuyo valor es 1,04. Con base en estos parámetros, se recurre a la Tabla 3.49 para obtener los exponentes de ajuste de la profundidad de socavación, cuyos valores seleccionados se presentan en la Tabla 3.53.

Respecto a los factores hidráulicos, la profundidad media del flujo (H_m) se determina mediante la Ecuación 3.14, mientras que la velocidad media del flujo (V_m) se calcula aplicando la Ecuación 3.12. El cálculo del coeficiente de contracción (μ) requiere un procedimiento más detallado: se inicia a partir del valor del ancho efectivo, que equivale a la luz libre, y se procede a realizar dos interpolaciones con apoyo de la Tabla 3.26. En la primera, se obtienen los valores intermedios del coeficiente de contracción según el rango de velocidad media y luz libre, como se indica en la Tabla 3.54. En la segunda interpolación, se toma como base la información anterior y se ajusta en función de la velocidad media para determinar el valor real del coeficiente (μ), según se muestra en la Tabla 3.55.

Con estos datos, se calcula el coeficiente de carga hidráulica ajustado (α) mediante la Ecuación 3.11. El coeficiente correspondiente al período de retorno (β) se obtiene utilizando la Tabla 3.51, a partir del valor de probabilidad (%) derivado de la Ecuación 3.13. Dado que el valor exacto no se encuentra en la tabla, es necesario interpolar entre los rangos disponibles, conforme a lo presentado en la Tabla 3.56. Finalmente, el coeficiente de concentración de sedimentos en suspensión (ψ) se obtiene de la Tabla 3.50.

Tabla 3.52:

Parámetros Iniciales para Socavación de Maza: Período de retorno 200 años

Datos Iniciales Maza:		Determinación de factores Iniciales	
Q _D (m ³ /s):	40,20	H _m :	1,39
B _e (m):	17,55	V _m (m/s):	1,65
A _t (m ²):	24,44	μ :	0,97
Tr:	200 años	α :	1,37
N° Estratos:	2	β :	1,02
γ_s (kgf/m ³):	1,04	ψ :	1,13
D _m (mm):	20		

Nota. La tabla presenta los valores de entrada utilizados para la aplicación del método de socavación de Maza, correspondientes a un período de retorno de 200 años. Se incluyen parámetros geométricos e hidráulicos del cauce, así como los factores adimensionales calculados a partir de estos datos.

Fuente. Tesistas.

Con los parámetros geométricos e hidráulicos establecidos, es posible determinar la socavación general en el cauce para un período de retorno de 200 años. Con toda la información previamente estimada, se procede a aplicar la Ecuación 3.9 o la Ecuación 3.10, según el tipo de estrato identificado en cada tramo del cauce.

El procedimiento se complementa con la Figura 3.30 y la Tabla 3.57, las cuales resumen gráfica y numéricamente el proceso de cálculo. La figura presenta las diez abscisas analizadas, que comprenden desde la progresiva 0+000 km hasta la 0+020 km. Es importante señalar que la socavación general por el método de Maza únicamente se presenta en las zonas donde el flujo alcanza niveles significativos; por tanto, en las progresivas 0+000, 0+001,41, 0+018,95 y 0+020 km no se genera socavación, debido a

que la lámina de agua no alcanza esos niveles topográficos. El cauce se divide en un total de diez tramos, de los cuales en seis se presenta socavación significativa.

Tabla 3.53:

Exponente de ajuste de profundidad de socavación: Período de retorno 200 años

Estrato			
N° de estrato	Tipo	$\frac{I}{I+x}$	$\frac{I}{I+z}$
1	Cohesivo	0,77	-
2	Granular	-	0,84

Nota. La tabla presenta los valores del valor de ajuste de profundidad de socavación para los 2 tipos de estratos: Granular y cohesivo.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.54:

Interpolación 1 realizada en función de la luz del puente, correspondiente al período de retorno de 200 años

Interpolación 1					
Luz libre 2	Luz Libre 1	μ_2	μ_1	Luz Puente	μ
18	16	0,97	0,97	17,55	0,97
18	16	0,96	0,95	17,55	0,96

Nota. La tabla muestra la primera interpolación realizada para determinar el valor del coeficiente de contracción (μ) en función de la luz del puente, utilizando como referencia la Tabla 3.26. El procedimiento se basa en la velocidad obtenida del caudal de diseño, identificando los dos rangos intermedios necesarios para efectuar la interpolación.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.55:

Interpolación 2 realizada en función de la velocidad para el período de retorno de 200 años

Interpolación 2					
V_2 (m/s)	V_1 (m/s)	μ_2	μ_1	V_m (m/s)	μ
2,00	1,50	0,96	0,97	1,65	0,97

Nota. La tabla muestra la segunda interpolación realizada para determinar el valor del coeficiente de contracción (μ) en función de los rangos de la velocidad obtenidos en la Tabla 3.54.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.56:

Coefficiente de período de retorno mediante interpolación

Interpolación - Coeficiente de período de retorno					
Probabilidad 2	Probabilidad 1	β_2	β_1	Probabilidad	β
1,00	0,30	1,00	1,03	0,5	1,02

Nota. La tabla muestra la interpolación de la probabilidad del período de retorno de 200 años para estimar el coeficiente (β).

Fuente. Tesistas.

El proceso de análisis de la socavación comienza con la aplicación de la Ecuación 3.10, debido a que el primer estrato del cauce corresponde a un suelo cohesivo. Para su aplicación, es necesario definir cada uno de los parámetros involucrados. El primero es H_0 , que representa la distancia desde la cota de agua hasta el inicio del estrato cohesivo, tal como se indica en la Figura 3.30. Con este valor, se determina la profundidad de socavación (H_s) mediante la ecuación mencionada.

El valor de Δs corresponde al segmento efectivamente socavado, calculado como la diferencia $H_s - H_0$. Al aplicar esta ecuación en los primeros tramos del cauce, se observa que la socavación permanece dentro del primer estrato cohesivo hasta el tramo 4. Sin embargo, en los tramos 5, 6 y 7, la socavación alcanza el segundo estrato, de tipo granular. Por esta razón, los resultados obtenidos en esos tramos mediante la Ecuación 3.10 deben

descartarse (ver Tabla 3.57), dado que ya no corresponden al comportamiento de un suelo cohesivo.

En consecuencia, se debe recalcular la socavación únicamente en los tramos donde esta alcanza el segundo estrato, utilizando la Ecuación 3.9, correspondiente a suelos granulares. Este nuevo análisis se presenta en la Tabla 3.58. Para ello, se ajusta el valor de y_0 , considerándolo ahora desde la cota de agua hasta el inicio del estrato granular. Este cambio permite obtener valores precisos de y_s como de Δs en función de las propiedades del nuevo tipo de suelo.

En el tramo 8, la socavación no alcanza el segundo estrato, por lo que se conserva el valor calculado originalmente para suelo cohesivo, sin necesidad de modificar el método ni los parámetros.

Tabla 3.57:

Socavación general por Maza en estrato cohesivo (Período de retorno 200 años)

Perfil socavado general por Maza (1968) para un TR: 200 años					
Estrato:			Cohesivo		
Nº Tramo	y_0 (m)	y_s (m)	Δs	Abscisa (km)	Cota (m)
1	0,00	0,00	0,00	0+000,00	2800
2	0,00	0,00	0,00	0+001,41	2799,3
3	0,84	1,42	0,59	0+003,10	2797,88
4	1,18	2,21	1,03	0+006,34	2797,09
5	1,81	3,82	2,01	0+008,42	2795,48
6	2,30	5,21	2,91	0+010,90	2794,09
7	2,07	4,53	2,47	0+013,53	2794,77
8	0,77	1,28	0,51	0+017,82	2798,02
9	0,00	0,00	0,00	0+018,91	2799,30
10	0,00	0,00	0,00	0+020,00	2800

Nota. Esta tabla muestra el perfil de socavación general obtenido por el método de Maza (1968) para un estrato cohesivo, considerando un período de retorno de 200 años. Se presentan los valores iniciales (y_0), los valores máximos de socavación (y_s), la socavación neta (Δs), junto con las abscisas y cotas correspondientes a cada tramo del perfil.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.58:

Socavación general por Maza en estrato granular (Período de retorno 200 años)

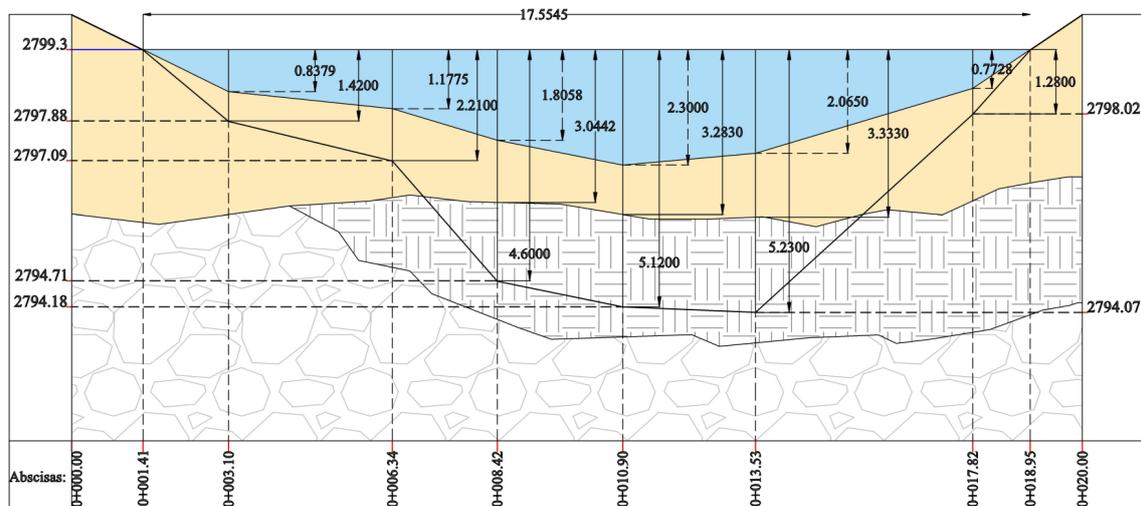
Perfil socavado general por Maza (1968) para un TR: 200 años					
Estrato:			Granular		
N° Tramo	y _o (m)	y _s (m)	Δs	Abscisa (km)	Cota (m)
5	3,04	4,60	1,56	0+008,42	2794,70
6	3,28	5,12	1,83	0+010,90	2794,18
7	3,33	5,23	1,89	0+013,53	2794,07

Nota. Esta tabla muestra el perfil de socavación general obtenido por el método de Maza (1968) para un estrato granular, considerando un período de retorno de 200 años. Se presentan los valores iniciales (y_o), los valores máximos de socavación (y_s), la socavación neta (Δs), junto con las abscisas y cotas correspondientes a cada tramo del perfil.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.30:

Perfil de socavación general para el período de retorno de 200 años



Nota. La figura presenta el perfil de socavación general correspondiente al período de retorno de 200 años, considerando el comportamiento hidráulico del cauce sobre dos estratos del lecho: cohesivo y granular. Se detalla la profundidad máxima de socavación y su variación a lo largo de la sección evaluada.

Fuente. Tesistas.

Una vez estimado el perfil socavado, la Figura 3.30 presenta un resumen del proceso realizado. Se interpreta que en la abscisa 0+013,53 km, correspondiente a un estrato granular, se registra la mayor profundidad de socavación, con un valor de 5,23 metros para un período de retorno de 200 años. La menor socavación se presenta en la abscisa 0+017,82 km, con un valor de 0,77 metros.

La mayor socavación en la abscisa 0+013,53 km se asocia a una mayor concentración de flujo y a la naturaleza granular del material, que presenta menor cohesión frente al esfuerzo hidráulico. En contraste, la menor socavación registrada en la abscisa 0+017,82 km se atribuye a una reducción de la energía del flujo y a mejores condiciones de resistencia del estrato cohesivo en esa zona.

- **Período de retorno: 100 años**

Para la socavación general para el período de retorno de 100 años se va a mantener el mismo proceso explicado con anterioridad. El caudal de diseño (Q_D) empleado en este caso se encuentra detallado en la Tabla 3.14, obtenido previamente mediante el método de Manning. Como se trata de socavación general, el análisis abarca todo el cauce, sin considerar el efecto de estructuras que podrían generar remanso.

El ancho efectivo del cauce (B_e) durante la crecida se determina a partir de la cota de agua también incluida en la Tabla 3.14. En este escenario, B_e disminuye ligeramente respecto al período de 200 años, pasando de 17,55 metros a 17,13 metros, lo que refleja una menor extensión del flujo sobre la sección transversal. En cuanto al área total de la sección (A_t), esta se encuentra definida en la Tabla 3.15.

Respecto a la composición del cauce, se mantienen las condiciones estratigráficas identificadas previamente: un primer estrato cohesivo y un segundo granular. Para los cálculos asociados, se conservan los mismos valores representativos: un diámetro medio (D_m) de 20 mm para el material granular y un peso volumétrico en seco (γ_s) de 1,04 kgf/m³ para el suelo cohesivo por lo que los exponentes de ajuste de profundidad de socavación se mantienen iguales (Tabla 3.60).

La profundidad media del flujo (H_m) y la velocidad media (V_m) se determinan mediante las Ecuación 3.14 y Ecuación 3.12. Para calcular el coeficiente de contracción (μ), se

parte del nuevo valor de B_e , y se emplean dos interpolaciones sucesivas utilizando los rangos de velocidad media y luz libre, mostradas en las Tabla 3.61 y Tabla 3.62, hasta obtener el coeficiente definitivo.

Con estos datos, se procede al cálculo del coeficiente de carga hidráulica (α) utilizando la Ecuación 3.11. Para el coeficiente del período de retorno (β), el valor obtenido a través de la Ecuación 3.13 se encuentra directamente en la Tabla 3.51, por lo que no es necesario aplicar interpolaciones. Finalmente, el coeficiente de concentración de sedimentos en suspensión (ψ) se conserva al igual que en el período de 200 años. En la Tabla 3.59 se encuentra los valores de todos los parámetros.

Tabla 3.59:

Parámetros Iniciales para Socavación de Maza: Período de retorno 100 años

Datos Iniciales Maza:		Determinación de factores Iniciales	
Q_D (m ³ /s):	35,46	H_m :	1,30
B_e (m):	17,13	V_m (m/s):	1,59
A_t (m ²):	22,35	μ :	0,97
Tr:	100 años	α :	1,37
Nº Estratos:	2	β :	1,00
γ_s (kgf/m ³):	1,04	ψ :	1,13
D_m (mm):	20		

Nota. La tabla presenta los valores de entrada utilizados para la aplicación del método de socavación de Maza, correspondientes a un período de retorno de 100 años. Se incluyen parámetros geométricos e hidráulicos del cauce, así como los factores adimensionales calculados a partir de estos datos.

Fuente. Tesistas.

Para el período de retorno de 100 años, se considera una cota de agua de 2799,18 m, estimada previamente mediante el método de Manning (ver Tabla 3.14). El análisis se lleva a cabo a lo largo de diez abscisas distribuidas entre las progresivas 0+000 km y 0+020 km, ubicadas estratégicamente en cada desnivel del cauce.

De estas, únicamente seis presentan condiciones hidráulicas suficientes para generar socavación, mientras que las cuatro restantes que corresponden a las abscisas 0+000; 0+001,65; 0+018,78; y 0+020 km no registran socavación general al encontrarse fuera del nivel alcanzado por el flujo.

Con los datos preliminares ya estimados, se procede a la aplicación de las ecuaciones de socavación general propuestas por Maza, diferenciadas en función del tipo de estrato presente en el cauce: cohesivo y granular.

Tabla 3.60:

Exponente de ajuste de profundidad de socavación: Período de retorno 100 años

Estrato			
N° de estrato	Tipo	$\frac{I}{I+x}$	$\frac{I}{I+z}$
1	Cohesivo	0,77	-
2	Granular	-	0,84

Nota. La tabla presenta los valores del valor de ajuste de profundidad de socavación para los 2 tipos de estratos: Granular y cohesivo.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.61:

Interpolación 1 realizada en función de la luz del puente, correspondiente al período de retorno de 100 años

Interpolación 1					
Luz libre 2	Luz Libre 1	μ_2	μ_1	Luz Puente	μ
18	16	0,97	0,97	17,13	0,97
18	16	0,96	0,95	17,13	0,96

Nota. La tabla muestra la primera interpolación realizada para determinar el valor del coeficiente de contracción (μ) en función de la luz del puente, utilizando como referencia la Tabla 3.26. El procedimiento se basa en la velocidad obtenida del caudal de diseño, identificando los dos rangos intermedios necesarios para efectuar la interpolación.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.62:

Interpolación 2 realizada en función de la velocidad para el período de retorno de 100 años

Interpolación 2					
V ₂ (m/s)	V ₁ (m/s)	μ ₂	μ ₁	V _m (m/s)	μ
2,00	1,50	0,96	0,97	1,59	0,97

Nota. La tabla muestra la segunda interpolación realizada para determinar el valor del coeficiente de contracción (μ) en función de los rangos de la velocidad obtenidos en la Tabla 3.61.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.63:

Socavación general por Maza en estrato cohesivo (Período de retorno 100 años)

Perfil socavado general por Maza (1968) para un TR: 100 años					
Estrato:			Cohesivo		
Nº Tramo	y ₀ (m)	y _s (m)	Δs	Abscisa (km)	Cota (m)
1	0	0,00	0	0+000,00	2800
2	0	0,00	0	0+001,65	2799,18
3	0,72	1,19	0,48	0+003,10	2797,99
4	1,06	1,96	0,90	0+006,34	2797,22
5	1,69	3,57	1,88	0+008,42	2795,61
6	2,18	4,96	2,78	0+010,90	2794,22
7	1,95	4,29	2,34	0+013,53	2794,89
8	0,65	1,06	0,40	0+017,82	2798,12
9	0	0,00	0	0+018,78	2799,18
10	0	0,00	0	0+020,00	2800

Nota. Esta tabla muestra el perfil de socavación general obtenido por el método de Maza (1968) para un estrato cohesivo, considerando un período de retorno de 100 años. Se presentan los valores iniciales (y₀), los valores máximos de socavación (y_s), la socavación neta (Δs), junto con las abscisas y cotas correspondientes a cada tramo del perfil.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.64:

Socavación general por Maza en estrato granular (Período de retorno 100 años)

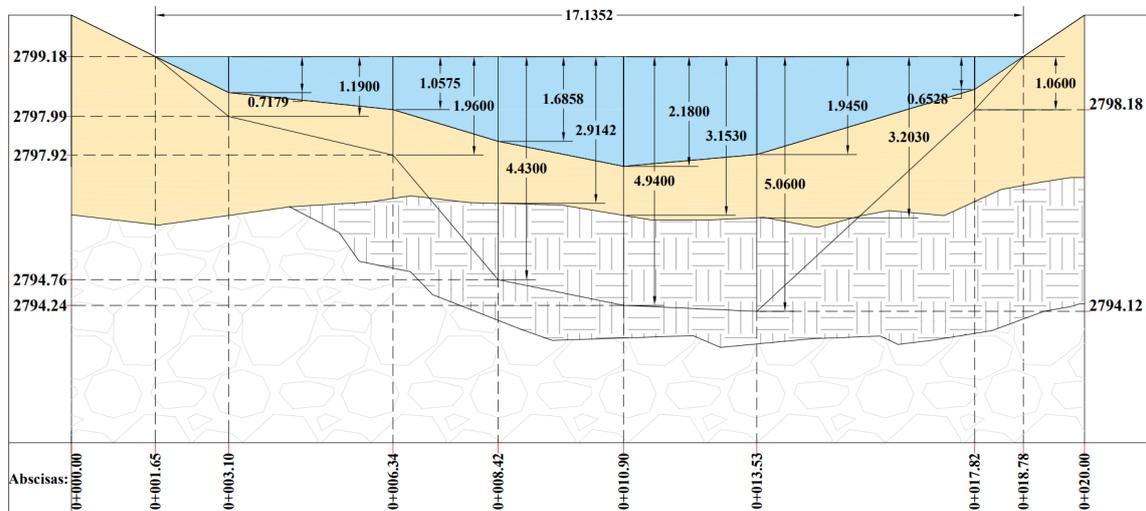
Perfil socavado general por Maza (1968) para un TR: 100 años					
Estrato:			Granular		
N° Tramo	y _o (m)	y _s (m)	Δs	Abscisa (km)	Cota (m)
5	2,91	4,42	1,51	0+008,42	2794,76
6	3,15	4,94	1,79	0+010,90	2794,24
7	3,20	5,06	1,85	0+013,53	2794,12

Nota. Esta tabla muestra el perfil de socavación general obtenido por el método de Maza (1968) para un estrato granular, considerando un período de retorno de 100 años. Se presentan los valores iniciales (y_o), los valores máximos de socavación (y_s), la socavación neta (Δs), junto con las abscisas y cotas correspondientes a cada tramo del perfil.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.31:

Perfil de socavación general para el período de retorno de 100 años



Nota. La figura presenta el perfil de socavación general correspondiente al período de retorno de 100 años, considerando el comportamiento hidráulico del cauce sobre dos estratos del lecho: cohesivo y granular. Se detalla la profundidad máxima de socavación y su variación a lo largo de la sección evaluada.

Fuente. Tesistas.

Para el período de retorno de 100 años, los resultados de socavación se presentan en dos tablas: la correspondiente al estrato cohesivo (Tabla 3.63) y la del estrato granular (Tabla 3.64). En este caso, la socavación asociada al suelo granular se localiza en los tramos 5, 6 y 7, donde se ha identificado una transición en el tipo de material del cauce. La profundidad máxima de socavación se registra en la abscisa 0+013,53 km, con un valor de 5,06 metros, lo que representa una ligera disminución respecto a la socavación obtenida para el período de 200 años en el mismo punto. La cota alcanzada en este tramo es de 2794,12 metros, manteniéndose como la zona de mayor vulnerabilidad dentro del perfil longitudinal analizado. Toda esta información se muestra en la Figura 3.31.

- **Período de retorno: 50 años**

Para el período de retorno de 50 años se mantiene la metodología aplicada en los casos anteriores, adaptando los valores hidráulicos correspondientes. El caudal de diseño (Q_D) utilizado en este análisis se encuentra en la Tabla 3.18, estimado previamente mediante el método de Manning. Con este caudal y la cota de agua correspondiente, también incluida en la misma tabla, se determina el ancho efectivo del cauce (B_e) como la distancia horizontal del cauce en el punto donde se alcanza dicha cota. En este caso, B_e es de 16,75 metros, evidenciando una ligera reducción con respecto a los escenarios de mayor período de retorno.

El área total de la sección hidráulica (A_t) se obtiene con base en los cálculos desarrollados mediante el método de Manning y está presentada en la Tabla 3.19. Se conservan las condiciones estratigráficas previamente identificadas, formadas por un primer estrato cohesivo y un segundo granular. Asimismo, se mantienen los valores de los exponentes de ajuste de socavación los cuales se detallan en la Tabla 3.66. La concentración de sedimentos en suspensión (ψ) es constante al igual que los anteriores períodos.

La profundidad media del flujo (H_m) y la velocidad media (V_m) se calculan mediante las Ecuación 3.14 y Ecuación 3.12, respectivamente. Para obtener el coeficiente de contracción (μ), se recurre nuevamente al valor actualizado de B_e y se aplican dos interpolaciones sucesivas sobre los rangos definidos de velocidad media y luz libre, tal como se presenta en la Tabla 3.67 y Tabla 3.68.

El coeficiente de carga hidráulica (α) se determina aplicando la Ecuación 3.11, conservando el procedimiento descrito en los períodos anteriores. En cuanto al coeficiente del período de retorno (β), este se calcula utilizando la Ecuación 3.13, y su valor para 50 años se encuentra directamente en la Tabla 3.51, eliminando la necesidad de interpolaciones. Toda la información relacionada con estos parámetros, incluidos los coeficientes hidráulicos, geométricos y de ajuste utilizados en el análisis, se encuentra resumida en la Tabla 3.65.

Tabla 3.65:

Parámetros Iniciales para Socavación de Maza: Período de retorno 50 años

Datos Iniciales Maza:		Determinación de factores Iniciales	
Q_D (m ³ /s):	31,34	H_m :	1,22
B_e (m):	16,76	V_m (m/s):	1,53
A_t (m ²):	20,49	μ :	0,97
Tr:	50 años	α :	1,38
Nº Estratos:	2	β :	0,97
γ_s (kgf/m ³)	1,04	ψ :	1,13
D_m (mm):	20		

Nota. La tabla presenta los valores de entrada utilizados para la aplicación del método de socavación de Maza, correspondientes a un período de retorno de 50 años. Se incluyen parámetros geométricos e hidráulicos del cauce, así como los factores adimensionales calculados a partir de estos datos.

Fuente. Tesistas.

El perfil de socavación para el período de retorno de 50 años se determina a partir de toda la información hidráulica y geométrica previamente calculada. En este caso, se conservan las condiciones estratigráficas del cauce, compuestas por un primer estrato cohesivo y un segundo granular, dado que estos no se ven alterados por variaciones en el período de retorno.

El nivel de agua asociado a este escenario alcanza una cota de 2799,07 metros (Tabla 3.18) y como en los períodos anteriores, el análisis se desarrolla a lo largo de diez abscisas ubicadas estratégicamente en los puntos donde existen cambios en el perfil del cauce, comprendidos entre las progresivas 0+000 km y 0+020 km. Sin embargo, debido a que el nivel de agua no alcanza las cotas correspondientes a las abscisas 0+000; 0+003,10; 0+018,62 y 0+020 km, en estos tramos no se presenta socavación general.

En consecuencia, la socavación solo se manifiesta en seis abscisas, distribuidas en las zonas donde el flujo interactúa con el cauce. Estas condiciones permiten realizar los cálculos mediante las Ecuación 3.9 y Ecuación 3.10 correspondientes al tipo de estrato presente, generando un perfil específico de socavación para este período de retorno de 50 años.

Tabla 3.66:

Exponente de ajuste de profundidad de socavación: Período de retorno 50 años

Estrato			
Nº de estrato	Tipo	$\frac{I}{I+x}$	$\frac{I}{I+z}$
1	Cohesivo	0,77	-
2	Granular	-	0,84

Nota. La tabla presenta los valores del valor de ajuste de profundidad de socavación para los 2 tipos de estratos: Granular y cohesivo.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.67:

Interpolación 1 realizada en función de la luz del puente, correspondiente al período de retorno de 50 años

Interpolación 1					
Luz libre 2	Luz Libre 1	μ_2	μ_1	Luz Puente	μ
18	16	0,97	0,97	16,76	0,97
18	16	0,96	0,95	16,76	0,95

Nota. La tabla muestra la primera interpolación realizada para determinar el valor del coeficiente de contracción (μ) en función de la luz del puente, utilizando como referencia la Tabla 3.26. El procedimiento se basa en la velocidad obtenida del caudal de diseño, identificando los dos rangos intermedios necesarios para efectuar la interpolación

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.68:

Interpolación 2 realizada en función de la velocidad para el período de retorno de 50 años

Interpolación 2					
V ₂ (m/s)	V ₁ (m/s)	μ ₂	μ ₁	V _m (m/s)	μ
2,00	1,50	0,95	0,97	1,53	0,97

Nota. La tabla muestra la segunda interpolación realizada para determinar el valor del coeficiente de contracción (μ) en función de los rangos de la velocidad obtenidos en la Tabla 3.67.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.69:

Socavación general por Maza en estrato cohesivo (Período de retorno 50 años)

Perfil socavado general por Maza (1968) para un TR: 50 años					
Estrato:			Cohesivo		
Nº Tramo	y_o (m)	y_s (m)	Δs	Abscisa (km)	Cota (km)
1	0	0,00	0	0+000,00	2800
2	0	0,00	0	0+001,87	2799,07
3	0,61	0,99	0,38	0+003,10	2798,08
4	0,95	1,75	0,80	0+006,34	2797,32
5	1,58	3,36	1,79	0+008,42	2795,71
6	2,07	4,77	2,70	0+010,90	2794,30
7	1,84	4,09	2,25	0+013,53	2794,98
8	0,54	0,86	0,31	0+017,82	2798,21
9	0	0,00	0	0+018,62	2799,07
10	0	0,00	0	0+020,00	2800

Nota. Esta tabla muestra el perfil de socavación general obtenido por el método de Maza (1968) para un estrato cohesivo, considerando un período de retorno de 50 años. Se presentan los valores iniciales (y_o), los valores máximos de socavación (y_s), la socavación neta (Δs), junto con las abscisas y cotas correspondientes a cada tramo del perfil.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.70:

Socavación general por Maza en estrato granular (Período de retorno 50 años)

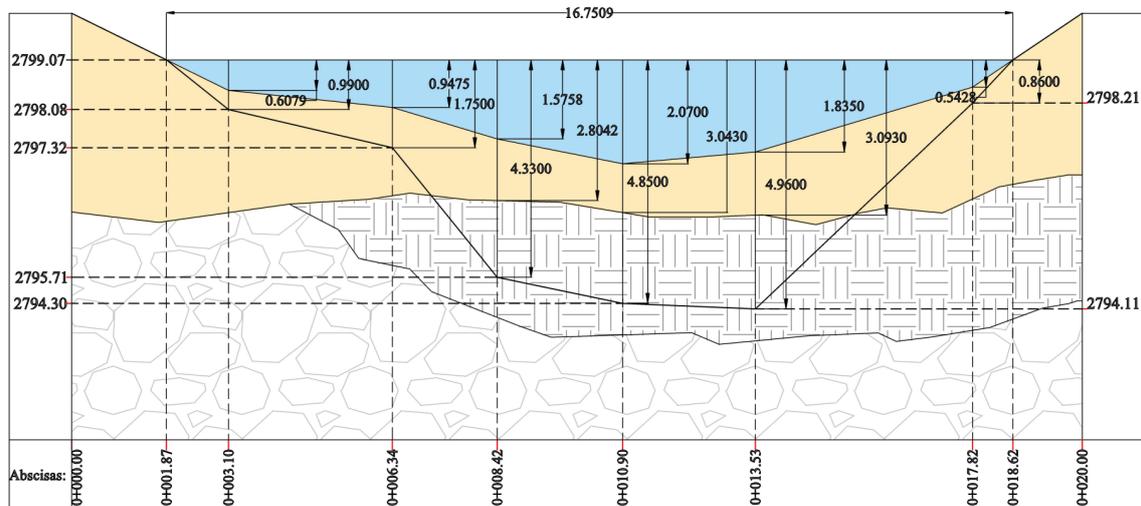
Perfil socavado general por Maza (1968) para un TR: 50 años					
Estrato:			Granular		
N° Tramo	y _o (m)	y _s (m)	Δs	Abscisa (km)	Cota (km)
5	2,80	4,33	1,52	0+008,42	2794,74
6	3,04	4,85	1,81	0+010,90	2794,22
7	3,09	4,96	1,87	0+013,53	2794,11

Nota. Esta tabla muestra el perfil de socavación general obtenido por el método de Maza (1968) para un estrato granular, considerando un período de retorno de 50 años. Se presentan los valores iniciales (y_o), los valores máximos de socavación (y_s), la socavación neta (Δs), junto con las abscisas y cotas correspondientes a cada tramo del perfil.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.32:

Perfil de socavación general para el período de retorno de 50 años



Nota. La figura presenta el perfil de socavación general correspondiente al período de retorno de 50 años, considerando el comportamiento hidráulico del cauce sobre dos estratos del lecho: cohesivo y granular. Se detalla la profundidad máxima de socavación y su variación a lo largo de la sección evaluada.

Fuente. Tesistas.

La socavación general fue estimada utilizando la Ecuación 3.9 para suelos granulares y la Ecuación 3.10 para suelos cohesivos. En la Tabla 3.69 se presentan los valores calculados del perfil de socavación correspondiente al primer estrato cohesivo. Para este análisis se siguió el mismo procedimiento aplicado en los otros períodos de retorno, respetando la secuencia metodológica previamente definida.

Es importante destacar que en los tramos 5, 6 y 7 la profundidad estimada de socavación atraviesa completamente el estrato cohesivo. Por esta razón, fue necesario aplicar nuevamente el análisis en estos tramos, esta vez utilizando la ecuación correspondiente al comportamiento del estrato granular, cuyos resultados se detallan en la Tabla 3.70.

El valor máximo de socavación se identificó en la abscisa 0+013,53 km, correspondiente a una zona de suelo granular, mientras que el mínimo se registró en la abscisa 0+017,82 km. Todos los resultados han sido integrados en la Figura 3.32, la cual proporciona una representación gráfica del perfil socavado para el período de 50 años.

- **Período de retorno: 25 años**

El último período de retorno analizado para la estimación de la socavación general mediante el método de Maza corresponde a 25 años. Para este caso, se emplea la información hidráulica y geométrica mostrada en la Tabla 3.71. Es necesario considerar que las características de los estratos del cauce permanecen sin variaciones, conformadas por un estrato superior cohesivo seguido de uno granular lo que provoca que los exponentes de ajuste de profundidad de socavación se mantengan igual que los períodos de retorno pasados (ver Tabla 3.72).

El caudal de diseño (Q_D), indispensable para los cálculos de socavación, se tomó de la Tabla 3.23. La cota de agua asociada a dicho caudal permitió determinar el ancho efectivo del cauce (B_e), el cual alcanza un valor de 16,40 metros. Esta medida, junto con el área total de la sección transversal (A_t) están incluidas en la Tabla 3.24, fueron determinadas a través del método de Manning, aplicado anteriormente en el estudio.

A partir de la nueva información hidráulica, se procedió al cálculo de la profundidad media del flujo (H_m) y la velocidad media (V_m), empleando las mismas fórmulas aplicadas en los análisis anteriores.

El coeficiente de contracción (μ) se obtuvo mediante un procedimiento de doble interpolación, siguiendo el mismo enfoque que en los demás períodos de retorno, esta información está presente en la Tabla 3.73 y Tabla 3.74. Por otro lado, el coeficiente de carga hidráulica ajustado (α) se calculó aplicando la Ecuación 3.11, integrando los parámetros hidráulicos propios de este escenario.

Para determinar el coeficiente del período de retorno (β), se recurrió a la Ecuación 3.13, complementada con una interpolación dentro del rango de valores correspondiente a este resultado tomando como base al período de retorno de 25 años. En cuanto al coeficiente de concentración de sedimentos en suspensión (ψ), no se presentó modificaciones con respecto a los análisis anteriores.

Tabla 3.71:

Parámetros Iniciales para Socavación de Maza: Período de retorno 25 años

Datos Iniciales Maza:		Determinación de factores Iniciales	
Q_D (m ³ /s):	27,78	H_m :	1,15
B_e (m):	16,40	V_m (m/s):	1,48
A_t (m ²):	18,83	μ :	0,97
Tr:	25 años	α :	1,39
Nº Estratos:	2	β :	0,95
γ_s (kgf/m ³):	1,04	ψ :	1,13
D_m (mm):	20		

Nota. La tabla presenta los valores de entrada utilizados para la aplicación del método de socavación de Maza, correspondientes a un período de retorno de 25 años. Se incluyen parámetros geométricos e hidráulicos del cauce, así como los factores adimensionales calculados a partir de estos datos.

Fuente. Tesistas.

El análisis correspondiente al período de retorno de 25 años representa el último escenario evaluado para la socavación general mediante el método de Maza. En este caso, se mantienen los estratos al igual que en los anteriores períodos. Estos están conformados por un primer estrato cohesivo y un segundo granular. La cota de agua calculada para este período es de 2798,97 metros, valor obtenido mediante la aplicación del método de Manning que se observa en la Tabla 3.23. Con base en esta cota, se identifican diez abscisas distribuidas a lo largo del tramo en estudio, comprendido entre 0+000 km y 0+020 km, que corresponden a los puntos de cambio de nivel en el perfil longitudinal del

cauce. Sin embargo, en las abscisas 0+000, 0+002,08, 0+018,47 y 0+020 km no se presenta socavación general, dado que el nivel de agua no alcanza las cotas del lecho en esos tramos. En consecuencia, la socavación únicamente se desarrolla en las seis abscisas restantes, donde el flujo mantiene contacto directo. Este comportamiento permite aplicar nuevamente las Ecuación 3.9 y Ecuación 3.10, según el tipo de estrato involucrado, obteniendo así el perfil de socavación correspondiente al período de retorno de 25 años.

Tabla 3.72:

Exponente de ajuste de profundidad de socavación: Período de retorno 25 años

Estrato			
N° de estrato	Tipo	$\frac{I}{I+x}$	$\frac{I}{I+z}$
1	Cohesivo	0,77	-
2	Granular	-	0,84

Nota. La tabla presenta los valores del valor de ajuste de profundidad de socavación para los 2 tipos de estratos: Granular y cohesivo.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.73:

Interpolación 1 realizada en función de la luz del puente, correspondiente al período de retorno de 25 años

Interpolación 1					
Luz libre 2	Luz Libre 1	μ_2	μ_1	Luz Puente	μ
18	16	0,97	0,97	16,40	0,97
18	16	0,96	0,95	16,40	0,95

Nota. La tabla muestra la primera interpolación realizada para determinar el valor del coeficiente de contracción (μ) en función de la luz del puente, utilizando como referencia la Tabla 3.26. El procedimiento se basa en la velocidad obtenida del caudal de diseño, identificando los dos rangos intermedios necesarios para efectuar la interpolación.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.74:

Interpolación 2 realizada en función de la velocidad para el período de retorno de 25 años

Interpolación 2					
V ₂ (m/s)	V ₁ (m/s)	μ ₂	μ ₁	V _m (m/s)	μ
2,00	1,50	0,95	0,97	1,48	0,97

Nota. La tabla muestra la segunda interpolación realizada para determinar el valor del coeficiente de contracción (μ) en función de los rangos de la velocidad obtenidos en la Tabla 3.73.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.75:

Coefficiente de período de retorno mediante interpolación

Interpolación - Coeficiente de período de retorno					
Probabilidad 2	Probabilidad 1	β ₂	β ₁	Probabilidad	β
5,00	2,00	0,94	0,97	4	0,95

Nota. La tabla muestra la interpolación de la probabilidad del período de retorno de 25 años para estimar el coeficiente (β).

Fuente. Tesistas.

Al igual que en los períodos de retorno previamente analizados, el cálculo de la socavación general se realiza en dos etapas: la primera corresponde al análisis sobre el estrato cohesivo y la segunda considera el comportamiento del estrato granular, utilizando para cada caso las ecuaciones respectivas ya descritas. El procedimiento aplicado es equivalente al empleado en escenarios anteriores. En la Tabla 3.76 se presentan los resultados obtenidos para el estrato cohesivo. Sin embargo, en los tramos 5,6 y 7 se evidencia una penetración que excede el espesor del estrato cohesivo, por lo que fue necesario aplicar nuevamente la fórmula correspondiente al estrato granular. En esta última evaluación, la socavación máxima registrada alcanza un valor de 4,74 metros en la abscisa 0+013,53. Esta información se encuentra resumida en la Figura 3.33.

Tabla 3.76:*Socavación general por Maza en estrato cohesivo (Período de retorno 25 años)*

Perfil socavado general por Maza (1968) para un TR: 25 años					
Estrato:			Cohesivo		
Nº Tramo	y _o (m)	y _s (m)	Δs	Abscisa (km)	Cota (km)
1	0	0,00	0	0+000,00	2800
2	0	0,00	0	0+002,08	2798,97
3	0,51	0,79	0,28	0+003,10	2798,18
4	0,85	1,52	0,67	0+006,34	2797,45
5	1,48	3,09	1,62	0+008,42	2795,88
6	1,97	4,48	2,51	0+010,90	2794,49
7	1,74	3,81	2,07	0+013,53	2795,16
8	0,44	0,66	0,22	0+017,82	2798,31
9	0	0,00	0	0+018,47	2798,97
10	0	0,00	0	0+020,00	2800

Nota. Esta tabla muestra el perfil de socavación general obtenido por el método de Maza (1968) para un estrato cohesivo, considerando un período de retorno de 25 años. Se presentan los valores iniciales (y_o), los valores máximos de socavación (y_s), la socavación neta (Δs), junto con las abscisas y cotas correspondientes a cada tramo del perfil.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.77:*Socavación general por Maza en estrato granular (Período de retorno 25 años)*

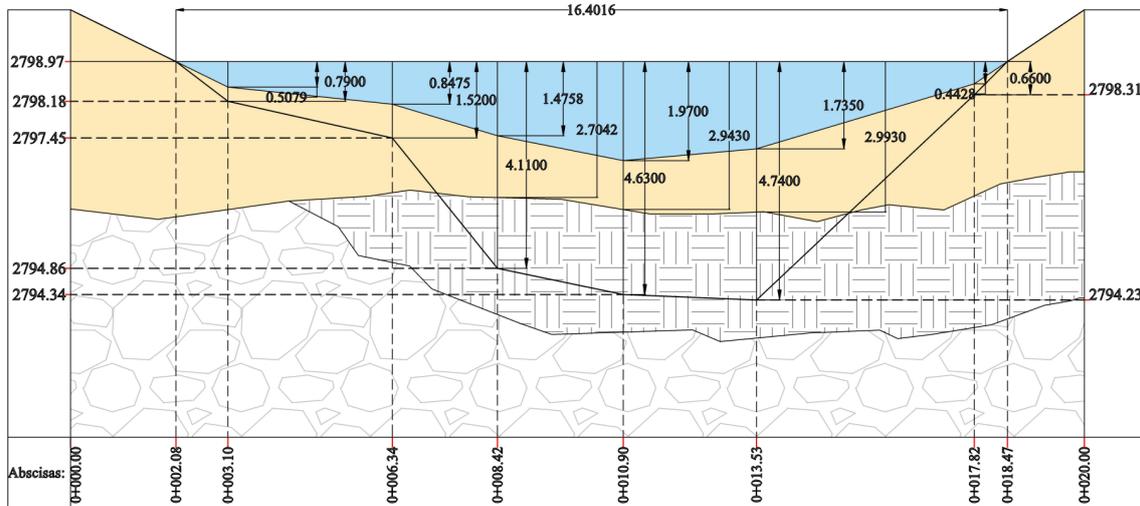
Perfil socavado general por Maza (1968) para un TR: 25 años					
Estrato:			Granular		
Nº Tramo	y _o (m)	y _s (m)	Δs	Abscisa (km)	Cota (km)
5	2,70	4,11	1,41	0+008,42	2794,86
6	2,94	4,63	1,69	0+010,90	2794,34
7	2,99	4,74	1,75	0+013,53	2794,23

Nota. Esta tabla muestra el perfil de socavación general obtenido por el método de Maza (1968) para un estrato granular, considerando un período de retorno de 25 años. Se presentan los valores iniciales (y_o), los valores máximos de socavación (y_s), la socavación neta (Δs), junto con las abscisas y cotas correspondientes a cada tramo del perfil.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.33:

Perfil de socavación general para el período de retorno de 25 años



Nota. La figura presenta el perfil de socavación general correspondiente al período de retorno de 25 años, considerando el comportamiento hidráulico del cauce sobre dos estratos del lecho: cohesivo y granular. Se detalla la profundidad máxima de socavación y su variación a lo largo de la sección evaluada.

Fuente. Tesistas.

La socavación general correspondiente a este período de retorno sigue el mismo procedimiento aplicado en los escenarios anteriores. Los resultados obtenidos para el estrato cohesivo se presentan en la Tabla 3.76, mientras que los valores calculados para el estrato granular se encuentran en la Tabla 3.77. Durante el análisis de los tramos 5, 6 y 7, se evidenció que la profundidad de socavación excede el espesor del estrato cohesivo, motivo por el cual fue necesario emplear la ecuación correspondiente al estrato granular para estos segmentos.

La Figura 3.33 muestra el perfil socavado resultante, donde se observa que la mayor profundidad de socavación se registra nuevamente en la abscisa 0+013,53. Esta ubicación se ha mantenido como el punto de máxima socavación en todos los períodos analizados, mientras que la menor socavación se presenta de forma constante en la abscisa 0+017,82.

3.4.3. Socavación por método de Levediev

La socavación general, según la metodología propuesta por Levediev, se fundamenta en un criterio de equilibrio de sedimentos. Este enfoque considera que la máxima profundidad de socavación se alcanza cuando el flujo pierde completamente la capacidad de transportar los sedimentos presentes en el fondo del cauce, estableciéndose una condición de transporte nulo. Durante el proceso erosivo, a medida que la sección hidráulica se amplía, la velocidad del flujo disminuye progresivamente, lo que reduce los esfuerzos tangenciales ejercidos sobre el lecho. Esta disminución continúa hasta que la energía del flujo resulta insuficiente para movilizar las partículas del fondo, terminando con el proceso de socavación general (Godinez Melgares, 2010).

Debido a este principio de equilibrio, el método de Levediev no incorpora explícitamente el transporte de sedimentos en su formulación, a diferencia del método de Maza, que sí considera este factor a través del coeficiente de concentración de sedimentos en suspensión (ψ). Como consecuencia, las profundidades de socavación estimadas mediante el enfoque de Levediev tienden a ser menores en comparación con las obtenidas por el método de Maza. Ambos métodos emplean los mismos factores hidráulicos y geométricos; sin embargo, la principal diferencia radica en la expresión utilizada para el cálculo de la profundidad socavada.

Ecuación 3.15:

Socavación general para suelos granulares

$$H_s = \left[\frac{\alpha \cdot H_o^{\frac{5}{3}}}{0.68 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta} \right]^{\frac{1}{1+z}}$$

Donde:

H_s = Profundidad de la socavación (Desnivel entre la superficie del agua y el fondo erosionado) [m]

H_o = Desnivel entre la superficie del agua y el fondo original, medido durante la crecida [m]

D_m = Diámetro medio del material del fondo [mm]

β = Coeficiente de período de retorno (En base a la probabilidad de ocurrencia) [-]

$\frac{1}{1+z}$ = Exponente de ajuste de profundidad de socavación [-]

α = Coeficiente de carga hidráulica ajustado [-]

Ecuación 3.16:

Socavación general para suelos cohesivos

$$H_s = \left[\frac{\alpha \cdot H_o^{\frac{5}{3}}}{0.60 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta} \right]^{\frac{1}{1+z}}$$

Donde:

H_s = Profundidad de la socavación (Desnivel entre la superficie del agua y el fondo erosionado) [m]

H_o = Desnivel entre la superficie del agua y el fondo original, medido durante la crecida [m]

D_m = Diámetro medio del material del fondo [mm]

β = Coeficiente de período de retorno (En base a la probabilidad de ocurrencia) [-]

$\frac{1}{1+z}$ = Exponente de ajuste de profundidad de socavación [-]

α = Coeficiente de carga hidráulica ajustado [-]

Para la estimación de la socavación general mediante la metodología de Levediev, se emplean los mismos factores hidráulicos y geométricos utilizados en el método de Maza. La principal diferencia radica en la ecuación aplicada para calcular la profundidad de socavación, tanto en suelos granulares como en cohesivos, donde no se considera el coeficiente de concentración de sedimentos en suspensión (Ψ).

Este enfoque se basa en un criterio de equilibrio, lo que implica que la socavación cesa una vez que el flujo no posee la energía suficiente para movilizar partículas del fondo del cauce. Bajo esta metodología, se realizó el cálculo de la socavación general para los cuatro períodos de retorno analizados.

Los resultados se presentan a continuación:

- **Período de retorno: 200 años**

Tabla 3.78:

Socavación general por Levediev en estrato cohesivo (Período de retorno 200 años)

Perfil socavado general por Levediev (1959) para un TR: 200 años					
Estrato:			Cohesivo		
N° Tramo	H ₀ (m)	H _s (m)	Δs	Abscisa (km)	Cota (m)
1	0	0,0	0	0+000,00	2800
2	0	0,0	0	0+001,41	2799,3
3	0,84	1,3	0,46	0+003,10	2798,00
4	1,18	2,0	0,83	0+006,34	2797,29
5	1,81	3,5	1,67	0+008,42	2795,83
6	2,30	4,7	2,44	0+010,90	2794,56
7	2,07	4,1	2,06	0+013,53	2795,17
8	0,77	1,2	0,40	0+017,82	2798,13
9	0	0,0	0	0+018,91	2799,30
10	0	0,0	0	0+020,00	2800

Nota. Esta tabla muestra el perfil de socavación general obtenido por el método de Levediev (1959) para un estrato cohesivo, considerando un período de retorno de 200 años. Se presentan los valores iniciales (H₀), los valores máximos de socavación (H_s), la socavación neta (Δs), junto con las abscisas y cotas correspondientes a cada tramo del perfil.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.79:*Socavación general por Levediev en estrato granular (Período de retorno 200 años)*

Perfil socavado general por Levediev (1959) para un TR: 200 años					
Estrato:			Granular		
Nº Tramo	H ₀ (m)	H _s (m)	Δs	Abscisa (km)	Cota (m)
5	3,04	4,15	1,11	0+008,42	2795,15
6	3,28	4,62	1,33	0+010,90	2794,68
7	3,33	4,72	1,38	0+013,53	2794,58

Nota. Esta tabla muestra el perfil de socavación general obtenido por el método de Levediev (1959) para un estrato granular, considerando un período de retorno de 200 años. Se presentan los valores iniciales (H₀), los valores máximos de socavación (H_s), la socavación neta (Δs), junto con las abscisas y cotas correspondientes a cada tramo del perfil.

Fuente. Tesistas.

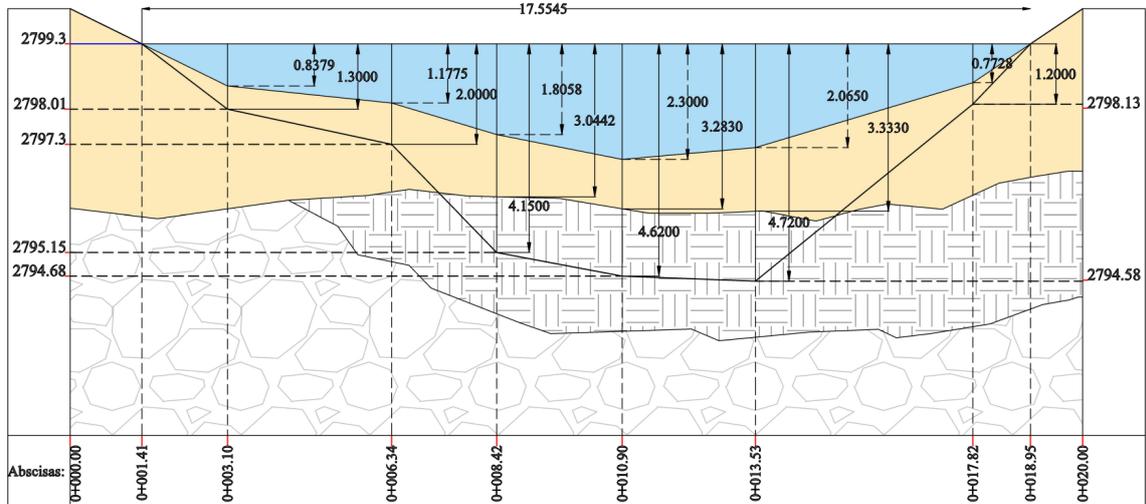
La socavación para el período de retorno de 200 años, determinada mediante el método de Levediev, utilizó los mismos parámetros y factores empleados en los análisis anteriores. Los resultados se presentan en dos tablas: la primera (ver Tabla 3.78) corresponde al perfil de socavación en el primer estrato, de tipo cohesivo; la segunda (Tabla 3.79) recoge los valores obtenidos para el segundo estrato, compuesto por material granular. En la Figura 3.34 se ilustra el perfil total de socavación generado por esta metodología.

En los tramos 5, 6 y 7 fue necesario aplicar la fórmula correspondiente a suelos granulares, dado que en el primer cálculo la profundidad de socavación superó el espesor del estrato cohesivo. Por otro lado, se descarta la presencia de socavación general en las abscisas 0+000, 0+001,41, 0+018,95 y 0+020, debido a que la cota de agua alcanzada, de 2799,30 metros, no incide en dichos puntos.

La socavación máxima se registró en la abscisa 0+013,53, alcanzando una profundidad de 4,72 metros en el estrato granular. Este valor resulta menor en comparación con el obtenido mediante el método de Maza en la misma abscisa, donde se registró una socavación de 5,23 metros, al no considerar el transporte de sedimentos.

Figura 3.34:

Perfil de socavación general para el período de retorno de 200 años



Nota. La figura presenta el perfil de socavación general correspondiente al período de retorno de 200 años, considerando el comportamiento hidráulico del cauce sobre dos estratos del lecho: cohesivo y granular. Se detalla la profundidad máxima de socavación y su variación a lo largo de la sección evaluada.

Fuente. Tesistas.

- **Período de retorno: 100 años**

Para el período de retorno de 100 años, la socavación general fue evaluada mediante el método de Levediev, manteniendo los mismos parámetros y factores aplicados en los análisis previos. El cálculo se desarrolló considerando la estratigrafía del cauce, presentando los resultados en dos etapas: la Tabla 3.80 corresponde al primer estrato, de tipo cohesivo, mientras que la Tabla 3.81 presenta los valores para el segundo estrato granular. En los tramos 5, 6 y 7 se empleó la fórmula correspondiente a suelos granulares, debido a que la profundidad calculada excedió el espesor del estrato cohesivo. En contraste, no se identificó socavación general en las abscisas 0+000, 0+001,65, 0+018,78 y 0+020, dado que la cota de agua alcanzada, de 2799,18 metros, no incide en dichos puntos. La Figura 3.35 representa el perfil de socavación resultante para este período.

La socavación máxima se produjo en la abscisa 0+013,53, con una profundidad de 4,58 metros en el estrato granular. Este valor es inferior al obtenido con el método de Maza en el mismo punto y período, donde se estimó una socavación de 5,06 metros.

Tabla 3.80:*Socavación general por Levediev en estrato cohesivo (Período de retorno 100 años)*

Perfil socavado general por Levediev (1959) para un TR: 100 años					
Estrato:			Cohesivo		
N° Tramo	H ₀ (m)	H _s (m)	Δs	Abscisa (km)	Cota (m)
1	0	0,00	0	0+000,00	2800
2	0	0,00	0	0+001,65	2799,18
3	0,72	1,09	0,37	0+003,10	2798,09
4	1,06	1,79	0,73	0+006,34	2797,39
5	1,69	3,25	1,56	0+008,42	2795,93
6	2,18	4,52	2,34	0+010,90	2794,66
7	1,95	3,90	1,96	0+013,53	2795,28
8	0,65	0,96	0,31	0+017,82	2798,22
9	0	0,00	0	0+018,78	2799,18
10	0	0,00	0	0+020,00	2800

Nota. Esta tabla muestra el perfil de socavación general obtenido por el método de Levediev (1959) para un estrato cohesivo, considerando un período de retorno de 100 años. Se presentan los valores iniciales (H₀), los valores máximos de socavación (H_s), la socavación neta (Δs), junto con las abscisas y cotas correspondientes a cada tramo del perfil.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.81:*Socavación general por Levediev en estrato granular (Período de retorno 100 años)*

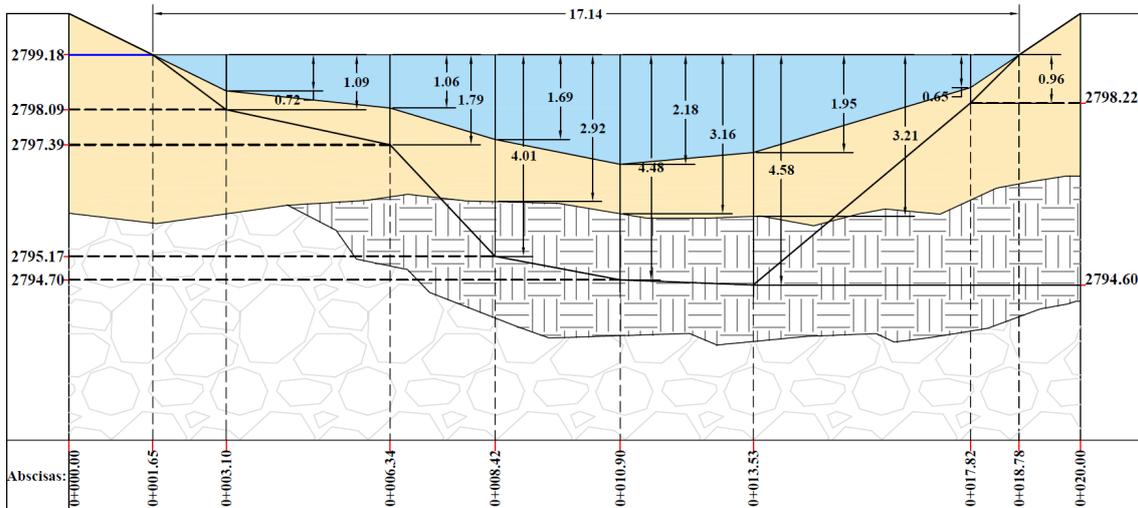
Perfil socavado general por Levediev (1959) para un TR: 100 años					
Estrato:			Granular		
N° Tramo	H ₀ (m)	H _s (m)	Δs	Abscisa (km)	Cota (m)
5	2,92	4,01	1,09	0+008,42	2795,17
6	3,16	4,48	1,32	0+010,90	2794,70
7	3,21	4,58	1,37	0+013,53	2794,60

Nota. Esta tabla muestra el perfil de socavación general obtenido por el método de Levediev (1959) para un estrato granular, considerando un período de retorno de 100 años. Se presentan los valores iniciales (H₀), los valores máximos de socavación (H_s), la socavación neta (Δs), junto con las abscisas y cotas correspondientes a cada tramo del perfil.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.35:

Perfil de socavación general para el período de retorno de 100 años



Nota. La figura presenta el perfil de socavación general correspondiente al período de retorno de 100 años, considerando el comportamiento hidráulico del cauce sobre dos estratos del lecho: cohesivo y granular. Se detalla la profundidad máxima de socavación y su variación a lo largo de la sección evaluada.

Fuente. Tesistas.

- **Período de retorno: 50 años**

En el análisis correspondiente al período de retorno de 50 años, se aplicó el método de Levediev para estimar la socavación general, utilizando los mismos parámetros hidráulicos y geométricos que en los casos anteriores. Los resultados se organizaron en función de los estratos del cauce: el cálculo para el estrato cohesivo se detalla en la Tabla 3.82, mientras que la socavación generada en el estrato granular se presenta en la Tabla 3.83. Durante el proceso de evaluación se identificaron tramos en los que no se generó socavación general, debido a que la cota de agua asociada (2799,07 metros) no alcanza dichos puntos. Este fenómeno se evidencia en las abscisas 0+000,00; 0+001,87; 0+018,62 y 0+020,00, donde la acción del flujo no resulta suficiente para socavar. En los tramos donde la profundidad estimada excede el espesor del primer estrato, se recurrió a la ecuación correspondiente a suelos granulares (tramo 5,6 y 7). La socavación máxima se localizó nuevamente en la abscisa 0+013,53, con un valor de 4.48 metros, generado en el estrato granular. La Figura 3.36 ilustra el perfil socavado resultante

Tabla 3.82:*Socavación general por Levediev en estrato cohesivo (Período de retorno 50 años)*

Perfil socavado general por Levediev (1959) para un TR: 50 años					
Estrato:			Cohesivo		
N° Tramo	H ₀ (m)	H _s (m)	Δs	Abscisa (km)	Cota (m)
1	0	0,00	0	0+000,00	2800
2	0	0,00	0	0+001,87	2799,07
3	0,61	0,90	0,29	0+003,10	2798,17
4	0,95	1,59	0,65	0+006,34	2797,48
5	1,58	3,06	1,49	0+008,42	2796,01
6	2,07	4,34	2,27	0+010,90	2794,73
7	1,84	3,72	1,89	0+013,53	2795,35
8	0,54	0,78	0,24	0+017,82	2798,29
9	0	0,00	0	0+018,62	2799,07
10	0	0,00	0	0+020,00	2800

Nota. Esta tabla muestra el perfil de socavación general obtenido por el método de Levediev (1959) para un estrato cohesivo, considerando un período de retorno de 50 años. Se presentan los valores iniciales (H₀), los valores máximos de socavación (H_s), la socavación neta (Δs), junto con las abscisas y cotas correspondientes a cada tramo del perfil.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.83:*Socavación general por Levediev en estrato granular (Período de retorno 50 años)*

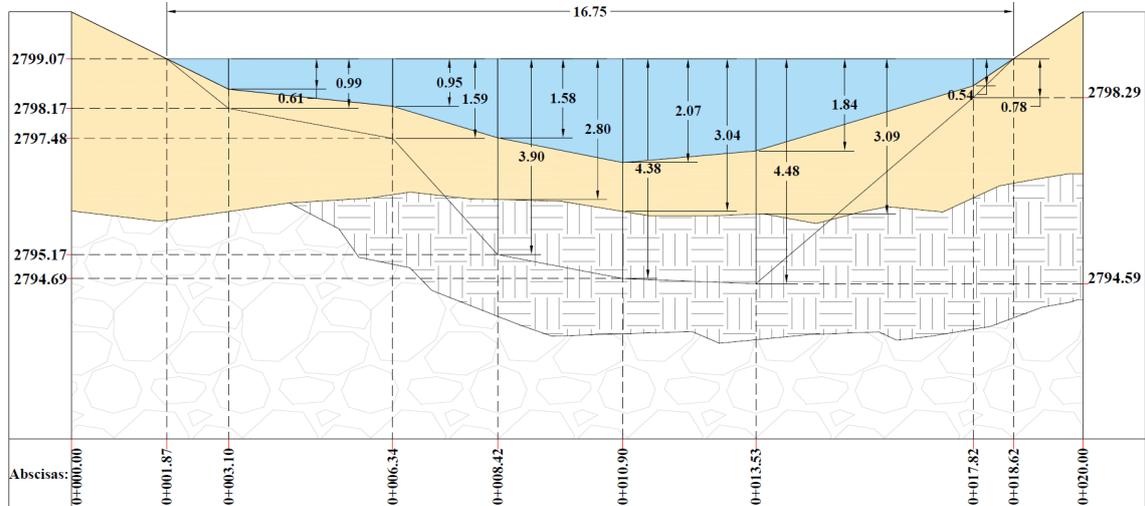
Perfil socavado general por Levediev (1959) para un TR: 50 años					
Estrato:			Granular		
N° Tramo	H ₀ (m)	H _s (m)	Δs	Abscisa (km)	Cota (m)
5	2,80	3,90	1,10	0+008,42	2795,17
6	3,04	4,38	1,33	0+010,90	2794,69
7	3,09	4,48	1,38	0+013,53	2794,59

Nota. Esta tabla muestra el perfil de socavación general obtenido por el método de Levediev (1959) para un estrato granular, considerando un período de retorno de 50 años. Se presentan los valores iniciales (H₀), los valores máximos de socavación (H_s), la socavación neta (Δs), junto con las abscisas y cotas correspondientes a cada tramo del perfil.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.36:

Perfil de socavación general para el período de retorno de 50 años



Nota. La figura presenta el perfil de socavación general correspondiente al período de retorno de 50 años, considerando el comportamiento hidráulico del cauce sobre dos estratos del lecho: cohesivo y granular. Se detalla la profundidad máxima de socavación y su variación a lo largo de la sección evaluada.

Fuente. Tesistas.

- **Período de retorno: 25 años**

El último período analizado corresponde al período de retorno de 25 años. El análisis de socavación general mediante el método de Levediev se desarrolló considerando la cota de agua estimada de 2798,97 metros, junto con las condiciones geométricas y estratigráficas previamente establecidas. En este escenario, no se evidencia socavación en las abscisas 0+000,00; 0+002,08; 0+018,47 y 0+020,00, debido a que el nivel hidráulico no interactúa en estos puntos.

Para los tramos restantes, se realizó el cálculo de socavación según el tipo de material presente. La Tabla 3.84 presenta los resultados correspondientes al estrato cohesivo, mientras que la Tabla 3.85 recoge los valores del estrato granular, empleado únicamente cuando la profundidad calculada supera el espesor del primero (tramo 5, 6 y 7). La socavación máxima se registró en la abscisa 0+013,53, alcanzando una profundidad de 4,27 metros en el estrato granular. La Figura 3.37 muestra el perfil socavado correspondiente para este período.

Tabla 3.84:*Socavación general por Levediev en estrato cohesivo (Período de retorno 25 años)*

Perfil socavado general por Levediev (1959) para un TR: 25 años					
Estrato:			Cohesivo		
N° Tramo	H ₀ (m)	H _s (m)	Δs	Abscisa (km)	Cota (m)
1	0	0,00	0	0+000,00	2800
2	0	0,00	0	0+002,08	2798,97
3	0,51	0,72	0,21	0+003,10	2798,25
4	0,85	1,38	0,53	0+006,34	2797,59
5	1,48	2,81	1,34	0+008,42	2796,16
6	1,97	4,08	2,11	0+010,90	2794,89
7	1,74	3,46	1,73	0+013,53	2795,51
8	0,44	0,60	0,16	0+017,82	2798,37
9	0	0,00	0	0+018,47	2798,97
10	0	0,00	0	0+020,00	2800

Nota. Esta tabla muestra el perfil de socavación general obtenido por el método de Levediev (1959) para un estrato cohesivo, considerando un período de retorno de 25 años. Se presentan los valores iniciales (H₀), los valores máximos de socavación (H_s), la socavación neta (Δs), junto con las abscisas y cotas correspondientes a cada tramo del perfil.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.85:*Socavación general por Levediev en estrato granular (Período de retorno 25 años)*

Perfil socavado general por Levediev (1959) para un TR: 25 años					
Estrato:			Granular		
N° Tramo	H ₀ (m)	H _s (m)	Δs	Abscisa (km)	Cota (m)
5	2,70	3,70	1,00	0+008,42	2795,27
6	2,94	4,18	1,23	0+010,90	2794,79
7	2,99	4,27	1,28	0+013,53	2794,70

Nota. Esta tabla muestra el perfil de socavación general obtenido por el método de Levediev (1959) para un estrato granular, considerando un período de retorno de 25 años. Se presentan los valores iniciales (H₀), los valores máximos de socavación (H_s), la socavación neta (Δs), junto con las abscisas y cotas correspondientes a cada tramo del perfil.

Fuente. Tesistas.

2. *Vórtices de estela*: Son remolinos que se forman aguas abajo del estribo, como consecuencia de la interacción del flujo con la estructura. Aunque suelen ser más débiles que los vórtices horizontales, también tienen la capacidad de remover partículas.

Para determinar la socavación local producida en los estribos durante cada período de retorno, se utilizó el método de Artamonov, el cual permite calcular la profundidad de socavación en la base de los estribos y, adicionalmente, en la base de espigones, en caso de que estos se encuentren presentes. Los espigones son estructuras transversales que se instalan en las márgenes del río con el objetivo de desviar el flujo de agua lejos de elementos estructurales vulnerables, como los estribos, y así reducir el riesgo de socavación (Aguinaga Ramírez, 2019).

Este depende de varios factores que se muestran en la Figura 3.38 como son:

Q_1 y Q_2 = Caudales interceptados

θ = Ángulo entre el eje longitudinal y la corriente

(H: V) = Talud de los lados del estribo

Se debe aclarar que cuando un estribo es totalmente vertical, es decir, sin inclinación, provoca una mayor socavación debido al choque directo del flujo contra su superficie. En cambio, cuando el estribo presenta una inclinación (es decir, tiene talud), el flujo tiene la posibilidad de deslizarse con mayor facilidad a lo largo de la superficie, lo que reduce la turbulencia y, en consecuencia, disminuye la socavación.

A continuación, se expresa la ecuación con la cual se obtendrá la profundidad del agua al pie del estribo:

Ecuación 3.17:

Profundidad del agua al pie del estribo

$$H_T = k_\theta \cdot k_Q \cdot k_m \cdot h$$

Donde:

H_T = Profundidad del agua al pie del estribo, medida desde la superficie libre de la corriente [m]

k_θ = Coeficiente que varía en función del ángulo formado entre el eje de la estructura y la dirección del flujo [-]

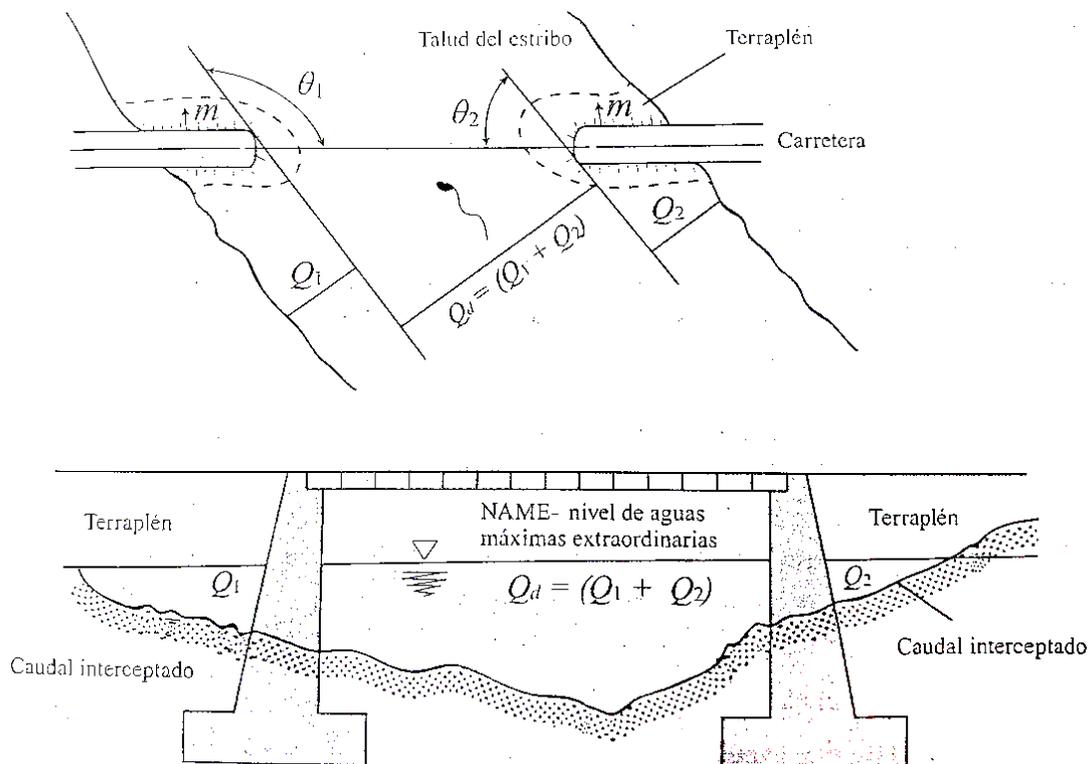
k_Q = Coeficiente que varía de la relación entre el gasto interceptado por el estribo y el caudal total (Q_d) [-]

k_m = Coeficiente que depende del talud de los lados del estribo [-]

h = Tirante de agua antes de la socavación cercana al estribo [m]

Figura 3.38:

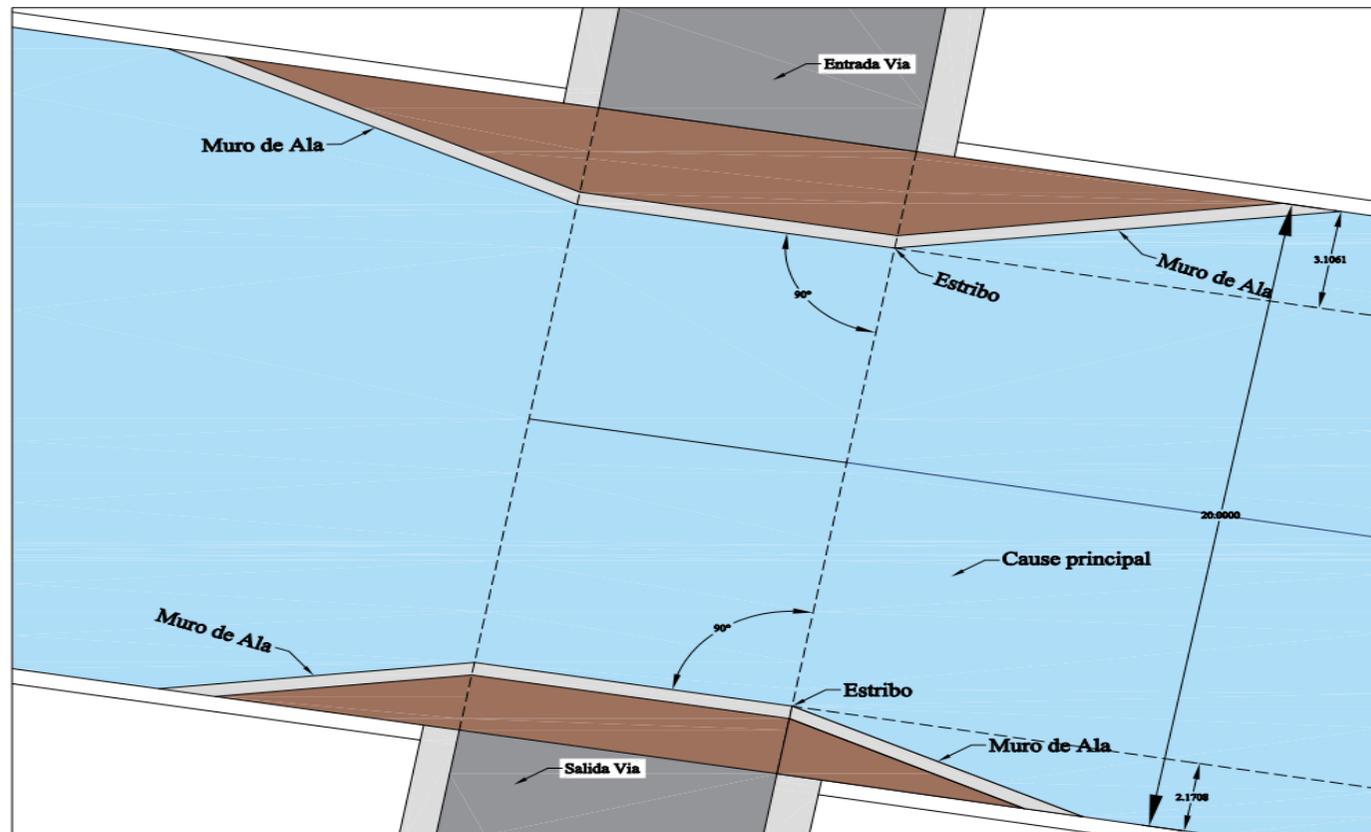
Factores de socavación en los estribos



Nota. La figura muestra los factores que influyen en la socavación localizada en los estribos, tales como el caudal interceptado, el ángulo entre el eje longitudinal de la estructura y la dirección del flujo, y el talud de los estribos.

Fuente. Juárez Badillo, E & Rico Rodríguez, A (1992)

Figura 3.39:
Implantación del puente general



Nota. La figura muestra la implantación general del puente con el ángulo entre el eje longitudinal de la estructura, muro de ala y estribos.

Fuente. Tesistas.

A continuación, se presentan cada una de las tablas correspondientes a los factores relacionados a la socavación local:

Tabla 3.86:

Coefficiente que varía en función del ángulo formado entre el eje de la estructura y la dirección del flujo

		Coeficiente de corrección K_θ				
θ		20°	60°	90°	120°	150°
K_θ		0,84	0,94	1,00	1,07	1,19

Nota. Esta tabla representa el valor de k_θ en función del ángulo formado entre el eje longitudinal de la estructura (como un estribo o espigón) y la dirección del flujo del agua. A medida que el ángulo se aleja de los 90°, es decir, cuando la estructura presenta un mayor sesgo respecto al flujo, el valor de este coeficiente disminuye, lo que implica una menor profundidad de socavación.

Fuente. Juárez Badillo, E & Rico Rodríguez, A (1992).

Tabla 3.87:

Coefficiente que varía de la relación entre el gasto interceptado por el estribo y el caudal total

		Coeficiente de corrección K_Q							
Q_1/Q_d		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
K_Q		2,00	2,65	3,22	3,45	3,67	3,87	4,06	4,20

Nota. Esta tabla representa el valor de k_Q que depende de la relación entre el gasto interceptado por el estribo y el caudal total. Entre menor sea el valor de este factor, menor será la socavación, debido a que el flujo interactúa de manera menos intensa con el estribo, lo que reduce el impacto sobre el fondo del cauce. En cambio, cuando el valor de k_Q es mayor, la socavación aumenta, debido a la mayor intervención del estribo en el flujo, lo que genera una mayor concentración de energía

Fuente. Juárez Badillo, E & Rico Rodríguez, A (1992).

Tabla 3.88:*Coefficiente que depende del talud de los lados del estribo*

	Coeficiente de corrección K_m					
Talud m/m	0	0,5	1	1,5	2	3
K_m	1,00	0,91	0,85	0,93	0,61	0,50

Nota. Esta tabla representa el valor del coeficiente que depende del talud de los lados del estribo k_m . A mayor inclinación de los lados de los estribos, menor es la concentración de energía en la base, lo que reduce la intensidad de la socavación. Los taludes verticales provocan mayor interferencia del flujo.

Fuente. Juárez Badillo, E & Rico Rodríguez, A (1992).

- **Período de retorno: 200 años**

Para calcular la socavación local en los estribos correspondiente al período de retorno de 200 años, se parte de la cota determinada con el caudal de diseño, considerando el efecto del remanso, según la Tabla 3.48, con los estribos ubicados en su posición óptima. A partir de este punto, se aplica la Ecuación 3.17 para obtener la profundidad del flujo al pie de cada estribo, lo cual requiere determinar previamente los factores involucrados.

El coeficiente K_θ , que varía en función del ángulo entre el eje de la estructura y la dirección del flujo, se obtiene de la Tabla 3.86. En este caso, el puente se encuentra perpendicular al flujo, con un ángulo de 90° , como se observa en la Figura 3.39. El coeficiente K_Q se determina a partir de la Tabla 3.87, en función de la relación entre el caudal interceptado por el estribo (ya sea izquierdo o derecho, ver Figura 3.40) y el caudal total Q_D , el cual se obtiene de la Tabla 3.48. En cuanto al coeficiente k_m , dependiente de los taludes de los estribos, se obtiene de la Tabla 3.88. Dado que en este caso no existen taludes, se adopta un valor de $k_m = 1$.

La altura del tirante de agua antes de la socavación, representada como h , se identifica en la Figura 3.40. Con todos estos parámetros, se aplica la ecuación correspondiente, obteniendo como resultado la Tabla 3.89, la cual muestra la cota de agua al pie de los estribos izquierdo y derecho. Esta cota representa el nivel mínimo al que debería ubicarse la pantalla estructural para garantizar la estabilidad frente a la socavación.

Tabla 3.89:

Cota de agua al pie de los estribos izquierdo y derecho correspondiente al período de retorno de 200 años

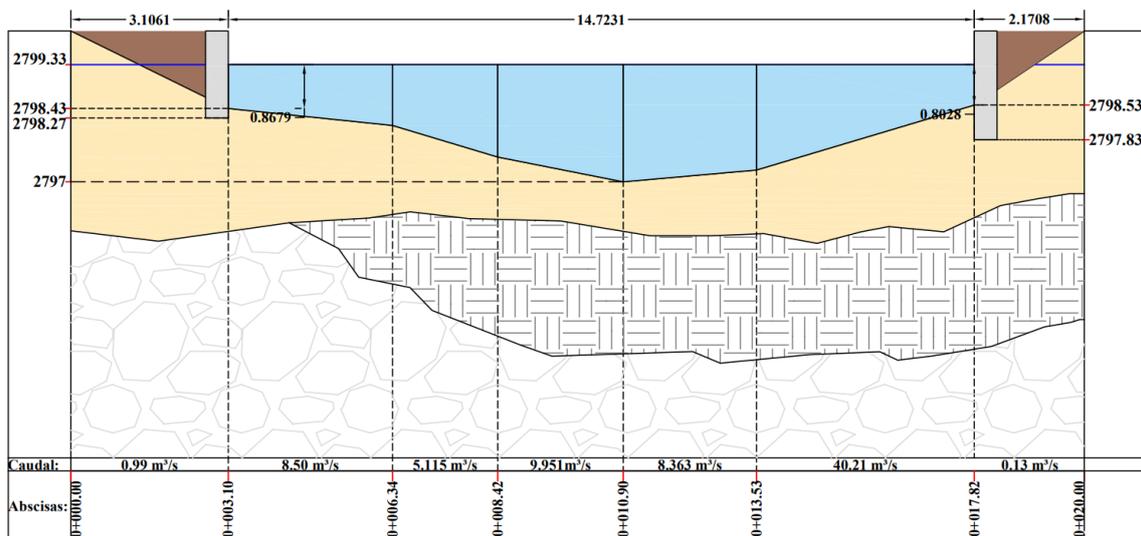
Izquierdo		Derecho	
K_{θ} :	1,00	K_{θ} :	1,00
$Q_{\text{izquierdo}}/Q_d$:	0,025	Q_{derecho}/Q_d :	0,003
K_Q :	2,00	K_Q :	2,00
Talud:	2/1	Talud:	1.5/1
K_m :	0,61	K_m :	0,93
h:	0,87	h:	0,80
H_T :	1,06	H_T :	1,49
Cota:	2798,27	Cota:	2797,83

Nota. La presente tabla muestra los valores de cota de agua al pie de los estribos izquierdo y derecho, determinados para un período de retorno de 200 años mediante el método de Artamonov. Se hace uso de los factores: K_{θ} , $Q_{\text{izquierdo}}/Q_d$, Talud, K_m y h.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.40:

Estribos izquierdo y derecho con su cota de agua correspondiente al período de retorno de 200 años



Nota. La presente ilustración muestra los valores de cota de agua al pie de los estribos izquierdo y derecho, determinados para un período de retorno de 200 años mediante el método de Artamonov.

Fuente. Tesistas.

- **Período de retorno: 100 años**

Para el período de retorno de 100 años se aplica el mismo procedimiento previamente descrito, utilizando como referencia los datos de remanso presentados en la Tabla 3.48, así como los caudales interceptados por los estribos izquierdo y derecho, mostrados en la Figura 3.41. A partir de esta información y con apoyo en las tablas anteriormente utilizadas, se obtiene la cota de agua al pie de ambos estribos, cuyos resultados se detallan en la Tabla 3.90.

La estimación se representa de forma gráfica en la figura correspondiente, donde se observa que el nivel del agua alcanza una cota de 2798,30 metros en el estribo izquierdo y de 2797,95 metros en el estribo derecho. Esto indica que el estribo derecho presenta una mayor profundidad de flujo en su base. Aunque la socavación local para este período no es excesiva, debido a la menor interacción del flujo con los estribos, no debe considerarse como insignificante ni descartarse su efecto. La cota obtenida representa el nivel mínimo al cual debería disponerse la pantalla del estribo. No obstante, la profundidad definitiva será determinada en la etapa de prediseño.

Tabla 3.90:

Cota de agua al pie de los estribos izquierdo y derecho correspondiente al periodo de retorno de 100 años

Izquierdo		Derecho	
K_{θ} :	1,00	K_{θ} :	1,00
$Q_{\text{izquierdo}}/Q_d$:	0,018	Q_{derecho}/Q_d :	0,002
K_Q :	2	K_Q :	2
Talud:	2/1	Talud:	1.5/1
K_m :	0,61	K_m :	0,93
h:	0,74	h:	0,67
H_T :	0,90	H_T :	1,25
Cota:	2798,30	Cota:	2797,95

Nota. La presente tabla muestra los valores de cota de agua al pie de los estribos izquierdo y derecho, determinados para un período de retorno de 100 años mediante el método de Artamonov. Se hace uso de los factores: K_{θ} , $Q_{\text{izquierdo}}/Q_d$, Talud, K_m y h.

Fuente. Tesistas.

Tabla 3.91:

Cota de agua al pie de los estribos izquierdo y derecho correspondiente al período de retorno de 50 años

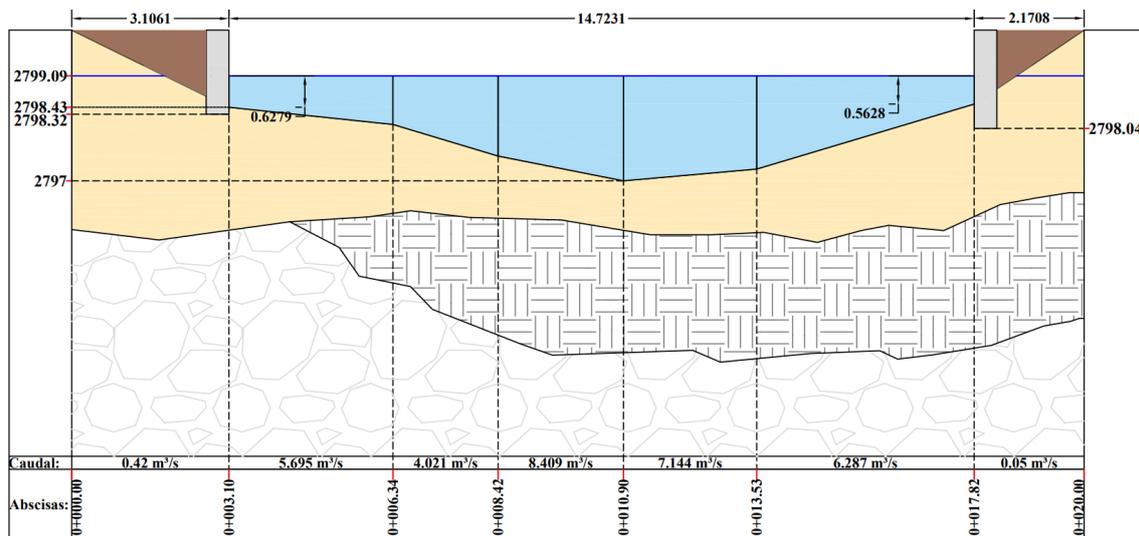
Izquierdo		Derecho	
K_0 :	1,00	K_0 :	1,00
$Q_{\text{izquierdo}}/Q_d$:	0,013	Q_{derecho}/Q_d :	0,002
K_Q :	2	K_Q :	2
Talud:	2/1	Talud:	1.5/1
K_m :	0,61	K_m :	0,93
h:	0,63	h:	0,56
H_T :	0,77	H_T :	1,05
Cota:	2798,32	Cota:	2798,04

Nota. La presente tabla muestra los valores de cota de agua al pie de los estribos izquierdo y derecho, determinados para un período de retorno de 50 años mediante el método de Artamonov. Se hace uso de los factores: K_0 , $Q_{\text{izquierdo}}/Q_d$, Talud, K_m y h.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.42:

Estribos izquierdo y derecho con su cota de agua correspondiente al período de retorno de 50 años



Nota. La presente ilustración muestra los valores de cota de agua al pie de los estribos izquierdo y derecho, determinados para un período de retorno de 50 años mediante el método de Artamonov.

Fuente. Tesistas.

- **Período de retorno: 25 años**

Para el período de retorno de 25 años, se mantiene la aplicación del método de Artamonov, utilizando como base la misma metodología. En este caso, la cota de nivel de agua fue obtenida nuevamente a partir de la Tabla 3.48, mientras que los resultados específicos para cada estribo se presentan en la tabla 3.88 al aplicar la Ecuación 3.17 y se ilustran en la Figura 3.43. Se obtuvo una cota de 2798,35 metros para el estribo izquierdo y 2798,14 metros para el derecho.

A pesar de tratarse del menor de los períodos evaluados, los valores obtenidos permiten identificar las condiciones mínimas del nivel de flujo en los estribos. Esta información es útil para definir los límites inferiores de la cimentación, especialmente en lo que respecta a la colocación de la pantalla del estribo. No obstante, la profundidad exacta en la que se colocará el estribo se abordará en la etapa de prediseño.

Tabla 3.92:

Cota de agua al pie de los estribos izquierdo y derecho correspondiente al período de retorno de 25 años

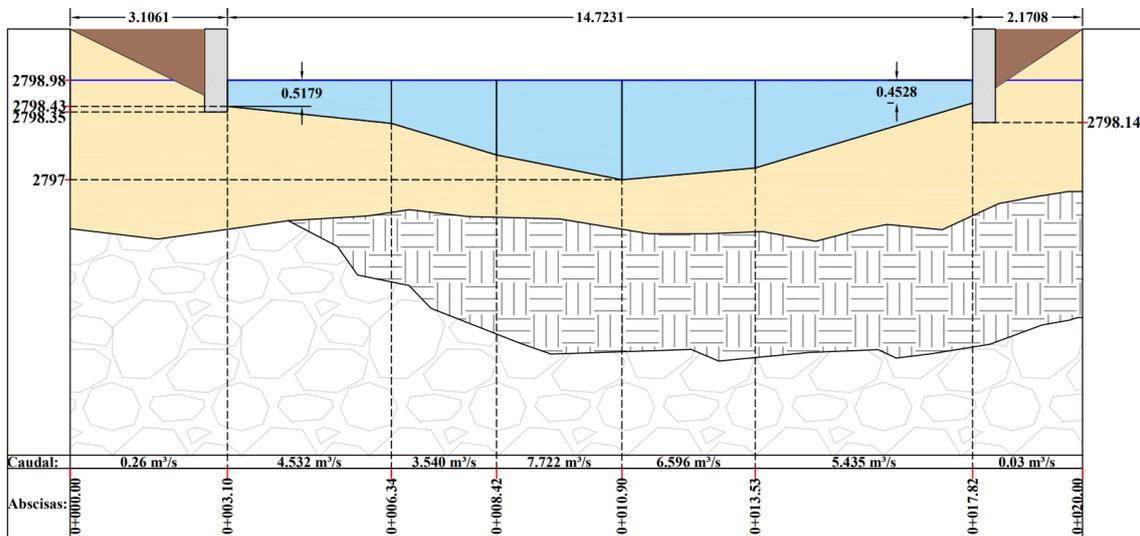
Izquierdo		Derecho	
K_{θ} :	1,00	K_{θ} :	1,00
$Q_{\text{izquierdo}}/Q_d$:	0,009	Q_{derecho}/Q_d :	0,001
K_Q :	2	K_Q :	2
Talud:	2/1	Talud:	1.5/1
K_m :	0,61	K_m :	0,93
h:	0,52	h:	0,45
H_T :	0,63	H_T :	0,84
Cota:	2798,35	Cota:	2798,14

Nota. La presente tabla muestra los valores de cota de agua al pie de los estribos izquierdo y derecho, determinados para un período de retorno de 25 años mediante el método de Artamonov. Se hace uso de los factores: K_{θ} , $Q_{\text{izquierdo}}/Q_d$, Talud, K_m y h.

Fuente. Tesistas.

Figura 3.43:

Estribos izquierdo y derecho con su cota de agua correspondiente al período de retorno de 25 años



Nota. La presente ilustración muestra los valores de cota de agua al pie de los estribos izquierdo y derecho, determinados para un período de retorno de 25 años mediante el método de Artamonov.

Fuente. Tesistas.

Capítulo 4: Evaluación de costos en el prediseño de la subestructura en base a los diferentes períodos de retorno

El presente capítulo se enfoca en el análisis de costos del prediseño de la subestructura correspondiente a cada período de retorno. En primer lugar, se aborda el predimensionamiento de la viga y la losa, cuyos valores se mantendrán constantes en todos los casos. En contraste, el dimensionamiento del estribo presentará variaciones. Esto responde al análisis previo de la ubicación óptima de los estribos, en el cual se determinó que su posición se conserva para todos los períodos de retorno. Esto se debe a que, en las abscisas seleccionadas, los caudales presentan variaciones mínimas, lo que genera una luz de tablero constante.

El predimensionamiento proporciona valores iniciales para los espesores de los elementos estructurales, los cuales sirven como punto de partida para el desarrollo de los modelos estructurales. Al tratarse de una etapa preliminar, el predimensionamiento implica ciertas simplificaciones en el cálculo estructural, con el fin de facilitar el diseño inicial (Berlana et al., 2021).

4.1. Predimensionamiento de la viga

Para iniciar el predimensionamiento subestructural, es necesario determinar el número de vigas a utilizar. Para ello, se siguieron los lineamientos establecidos en la normativa *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Según esta normativa, el número mínimo de vigas no debe ser inferior a cuatro (AASHTO, 2020, sección 4.6.2.2).

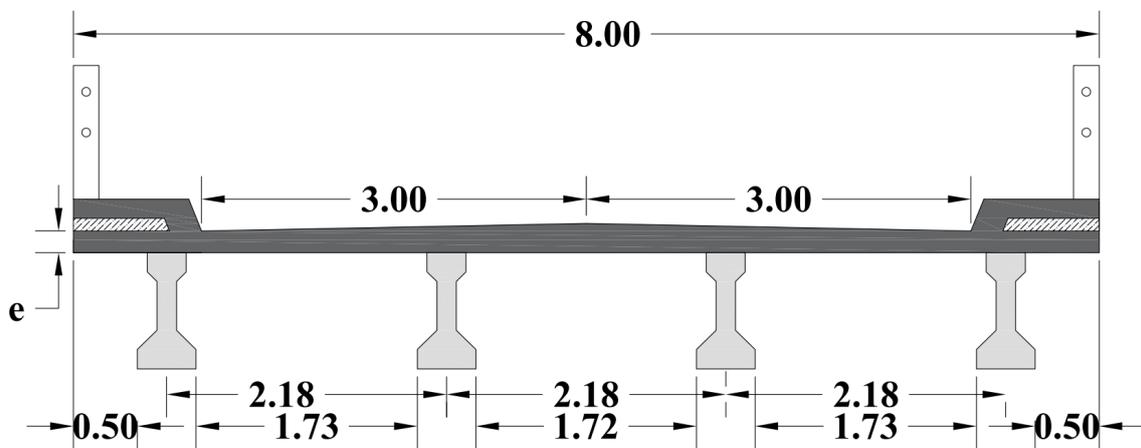
En el capítulo 3 del presente estudio se determinó que la luz del puente es de 14.72 metros para todos los períodos de retorno analizados (25, 50, 100 y 200 años), y se consideró un ancho de tablero de 8 metros. A partir de estos parámetros, se recurrió al *PCI Bridge Design Manual*, específicamente a la sección 6.9, que presenta gráficas de diseño preliminar basadas en la relación entre la luz máxima y el espaciamiento entre vigas.

Como punto de partida, se seleccionó un tipo de viga pretensada (Tabla 4.1) del mismo manual, donde se presentan las distintas tipologías disponibles. Cada tipo de viga cuenta con una gráfica correspondiente que permite verificar su aplicabilidad en función de la

luz y el espaciamiento (en ft). Para este estudio se seleccionó la sección “AASHTO I-Beams Type II”. Con base en las dimensiones de dicha viga (Figura 4.2), se realizó una distribución gráfica de cuatro vigas a lo largo del ancho del tablero, determinando el espaciamiento entre ellas mediante un procedimiento geométrico como se observa en la Figura 4.1. Finalmente, se consultó la gráfica correspondiente al tipo de viga seleccionada en el manual, con el fin de verificar que las condiciones del diseño cumplen con los criterios estructurales establecidos.

Figura 4.1:

Esquema transversal de la distribución de las vigas



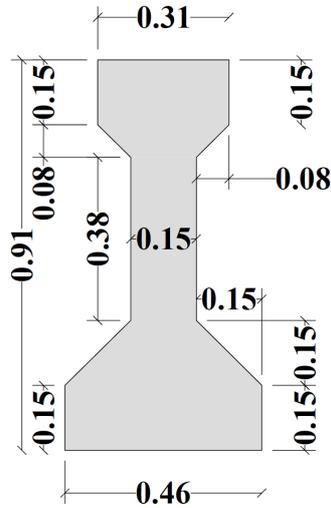
Nota. La figura muestra la separación entre vigas en metros, desde los centros de base y la luz libre entre cada una. La colocación de las vigas iniciales se realiza después de 0.50 metros, dando como una separación de 1.73 metros entre vigas.

Fuente: Tesistas

En la Figura 4.1 se presenta la disposición transversal del tablero del puente, la cual es válida para todos los períodos de retorno considerados. El diseño contempla dos carriles de circulación, cada uno con un ancho de 3.00 metros, dentro de un tablero total de 8.00 metros de ancho. Se colocaron cuatro vigas pretensadas distribuidas de forma simétrica, iniciando con una separación de 0.50 metros desde el borde del tablero hacia la primera viga exterior. Esta configuración resultó en una separación de 1.73 metros entre ejes de vigas.

Figura 4.2:

Detalle de viga I AASHTOO Tipo II

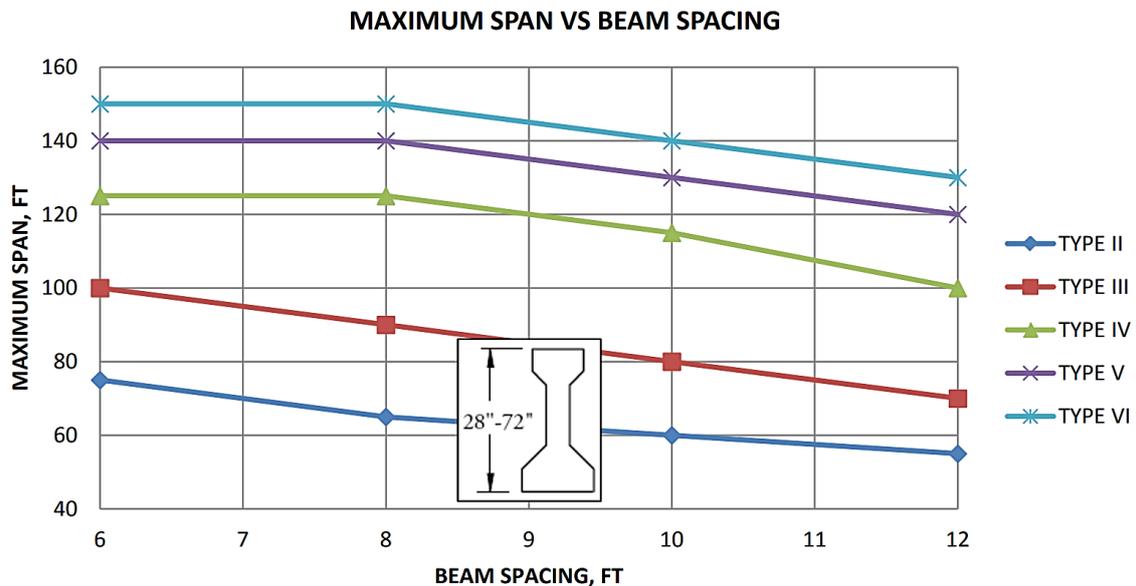


Nota. La figura muestra las dimensiones de la viga pretensada AASHTO I-Beams Type II la cual fue seleccionada para el presente prediseño y adicionalmente usada para determinar el espaciamiento entre vigas alrededor del tablero.

Fuente: Tesistas

Figura 4.3:

Grafica IB-1 del manual de diseño PCI Bridge Design Manual para vigas I AASHTO



Nota. La figura muestra una estimación en las dimensiones de los estribos con relación a su altura.

Fuente: PCI BDM (2014).

Tabla 4.1:*Tipos de vigas en función de la luz máxima vs espaciamiento*

Chart No.	Beam Type	Chart Type
BB-1	AASHTO Box Beams 48 in. Wide	Maximum span versus beam spacing
BB-2	AASHTO Adjacent Box Beams 48 in. Wide	No. of strands versus span length
BB-3	AASHTO Spread Box Beams BII-48	No. of strands versus span length
BB-4	AASHTO Spread Box Beams BIII-48	No. of strands versus span length
BB-5	AASHTO Spread Box Beams BIV-48	No. of strands versus span length
BB-6	AASHTO Box Beams 36 in. Wide	Maximum span versus beam spacing
BB-7	AASHTO Adjacent Box Beams 36 in. Wide	No. of strands versus span length
BB-8	AASHTO Spread Box Beams BII-36	No. of strands versus span length
BB-9	AASHTO Spread Box Beams BIII-36	No. of strands versus span length
BB-10	AASHTO Spread Box Beams BIV-36	No. of strands versus span length
BT-1	AASHTO-PCI Bulb-Tees	Maximum span versus beam spacing
BT-2	AASHTO-PCI Bulb-Tees BT-54	No. of strands versus span length
BT-3	AASHTO-PCI Bulb-Tees BT-63	No. of strands versus span length
BT-4	AASHTO-PCI Bulb-Tees BT-72	No. of strands versus span length
DBT-1	Deck Bulb-Tees	Maximum span versus section depth
DBT-2	Deck Bulb-Tees	No. of strands versus span length
IB-1	AASHTO I-Beams	Maximum span versus beam spacing
IB-2	AASHTO I-Beams Type II	No. of strands versus span length
IB-3	AASHTO I-Beams Type III	No. of strands versus span length
IB-4	AASHTO I-Beams Type IV	No. of strands versus span length
IB-5	AASHTO I-Beams Type V	No. of strands versus span length
IB-6	AASHTO I-Beams Type VI	No. of strands versus span length
NEXT-1	NEXT Type D Beams	Maximum span versus section depth
NEXT-2	NEXT Type D × 96 Beams	No. of strands versus span length
NEXT-3	NEXT Type D × 120 Beams	No. of strands versus span length
NEXT-4	NEXT Type F Beams	Maximum span versus section depth
NEXT-5	Next Type F × 96 Beams	No. of strands versus span length
NEXT-6	Next Type F × 144 Beams	No. of strands versus span length
U-1	U-Beams	Maximum span versus beam spacing
U-2	Texas U-40 Beams	No. of strands versus span length
U-3	Texas U-54 Beams	No. of strands versus span length
U-4	Washington U66GS Beams	No. of strands versus span length
U-5	Washington U78GS Beams	No. of strands versus span length

Nota. La presente tabla muestra el listado de los diferentes tipos de vigas pretensadas disponibles, clasificadas en base a su geometría y tipología. Cada tipo de viga cuenta con una gráfica asociada que permite verificar su adecuación al diseño preliminar, en función de la luz máxima y el espaciamiento entre vigas.

Fuente. Tesistas.

En la Figura 4.3 se presenta la gráfica correspondiente a la viga pretensada tipo AASHTO I-Beam Type II, en la cual se verifica que cumple con la demanda estructural del prediseño de la subestructura. Esto se determina desde un enfoque conservador, dado que los puntos representativos de la luz del puente frente al espaciamiento se ubican por debajo de la curva de dicha viga, lo que indica el cumplimiento de todos los parámetros requeridos.

4.2. Predimensionamiento de la losa

Al enfocarnos en un predimensionamiento de la subestructura el único parámetro a considerar es el espesor de la losa. Para obtener este espesor se hará uso de la Tabla 4.2 obtenida de la normativa LRFD Bridge Design Specifications, en el Capítulo 2, Sección 14.

Tabla 4.2:

Espesor mínimo tradicional para superestructuras de profundidad constante

Material	Tipo	Vanos Simples	Vanos Continuos
Reinforced Concrete	Slabs with Main Reinforcement Parallel to Traffic	$\frac{1.2(S + 10)}{30}$	$\frac{(S + 10)}{30} \geq 0,54 \text{ ft}$
	T-Beams	0.070L	0.065L
	Box Beams	0.060L	0.055L
	Pedestrian Structure Beams	0.035L	0.033L
Prestressed Concrete	Slabs	$0.030L \geq 6.5 \text{ in.}$	$0.027L \geq 6.5 \text{ in.}$
	CIP Box Beams	0.045L	0.040L
	Precast I-Beams	0.045L	0.040L
	Pedestrian Structure Beams	0.033L	0.030L
	Adjacent Box Beams	0.030L	0.025L
Steel	Overall Depth of Composite I-Beam	0.040L	0.032L
	Depth of I-Beam Portion of Composite I-Beam	0.033L	0.027L
	Trusses	0.100L	0.100L

Nota. La presente tabla muestra el espesor mínimo tradicional para superestructuras de profundidad constante, tomando como base el material, tipo de estructura y la clasificación del vano como continuo o simple. La información se encuentra especificada en unidades de pies (ft).

Fuente. AASHTO (2020).

La ecuación presentada en la tabla corresponde al parámetro del material de hormigón armado, específicamente para una losa con refuerzo principal paralelo al tráfico y con un

vano continuo. La expresión mostrada en dicha ecuación está formulada en unidades de pies (ft), por lo que se realizó la conversión correspondiente a centímetros (cm), como se indica en la

Ecuación 4.1.

Ecuación 4.1:

Espesor mínimo para la losa según AASHTO

$$e = \frac{S + 3.05}{30} \geq 17 \text{ cm}$$

Donde:

e = Espesor de losa [cm]

S = Luz libre entre las vigas de apoyo [cm]

En la Tabla 4.3 se presenta la aplicación de la Ecuación 4.1, considerando el criterio de que el espesor de la losa debe ser mayor o igual a 17 centímetros. Para ello, se utilizó una separación entre vigas de 1,73 m (Figura 4.1). Con estos parámetros, se obtuvo un espesor de losa de 15,93 cm; sin embargo, este valor fue ajustado a un espesor constructivo de 17 centímetros.

Tabla 4.3:

Cálculo del espesor preliminar de la losa

Predimensionamiento del espesor de la Losa:	
Datos:	Valor:
Espesor min. según AASHTO (cm):	17
Separación entre vigas (m):	1.73
Predimensionamiento Espesor Losa (cm):	15.93
Medida adoptada (cm):	17

Nota. La tabla presenta la aplicación de la Ecuación 4.1 para obtener el cálculo del espesor de la losa para el predimensionamiento.

Fuente: Tesistas

4.3. Predimensionamiento del estribo

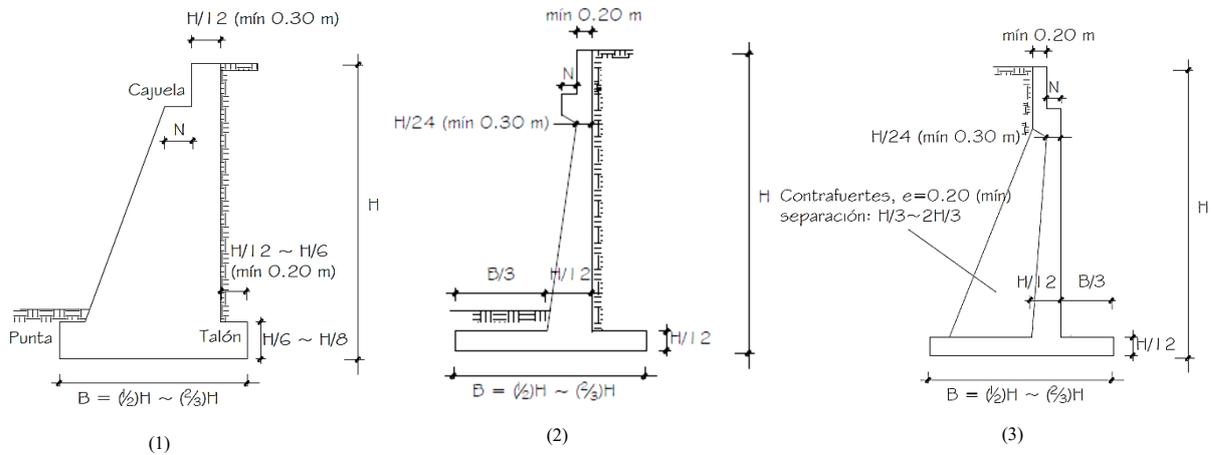
La subestructura está conformada por elementos cuya función principal es transmitir a la cimentación las cargas provenientes de la superestructura. Generalmente, estos elementos están constituidos por estribos o pilas. En el caso de los estribos, además de soportar las cargas de la superestructura, cumplen una función secundaria al actuar como muros de contención para el terraplén ubicado en los extremos del puente (Rodríguez, 2017). Los estribos al igual que los muros de contención pueden ser de distintos tipos, entre ellos:

- *Estribo de gravedad:* Este tipo de estribo resiste las cargas de empuje principalmente mediante su peso propio. Es una opción adecuada cuando la cimentación se apoya sobre un terreno con buena capacidad portante. Se recomienda su uso en alturas que no superen los 6 m. Pueden ser de hormigón simple o ciclópeo.
- *Estribo en voladizo:* Este tipo de estribo es recomendado para alturas que van desde los 4 hasta los 10 m. Están constituidos con hormigón reforzado con acero, materiales que se combinan de manera que el peso propio del muro en conjunto con el peso del terreno detrás de él genere un momento resistente que contrarreste el volcamiento. El terreno se apoya sobre el talón de la estructura.
- *Estribo con pantalla y contrafuerte:* Este tipo de estribo se utiliza para soportar empujes de terreno en alturas superiores a los 10 m. Dado que en la unión entre la pantalla y la zapata se generan momentos flexionantes significativos, se refuerza la estructura mediante apoyos transversales en dirección opuesta al empuje del terreno (Aguilar Yañez, 2008).

En la Figura 4.4 se muestran algunos parámetros para el predimensionamiento para los diferentes tipos de estribos según Rodríguez, 2017:

Figura 4.4:

Predimensionamiento de diferentes tipos de estribos



Nota. La figura muestra una estimación en las dimensiones de los estribos con relación a su altura (H). Se ilustran tres tipos de estribos: 1. Estribo tipo muro de gravedad, 2. Estribo tipo muro en voladizo y 3. Estribo con contrafuertes.

Fuente. Rodríguez (2017).

4.3.1. Estimación de altura y valores de predimensionamiento del estribo

Para determinar el predimensionamiento del estribo, se parte de la altura de este y, con base en esta, se selecciona uno de los tres casos previamente establecidos que satisfaga las condiciones del proyecto. La altura del estribo se calcula mediante la Ecuación 4.2.

A este valor se deben adicionar otros elementos constructivos, como el gálibo mínimo requerido de 1,5 m (Rodríguez, 2017), el espesor de la losa (Tabla 4.3), el peralte de la viga correspondiente a la viga tipo IAASHTO Tipo II (Figura 4.2) y el resguardo vertical que garantice la integridad de la zapata frente a procesos de abrasión e infiltración de agua, como valor de referencia, se recomienda un margen adicional de 1m por debajo de la cota de socavación. Estos valores se mantienen constantes para todos los períodos de retorno analizados.

La única variación considerada en las alturas de los estribos corresponde a los valores de las cotas de socavación general, obtenidos mediante el método de Maza, y a las cotas de altura de agua considerando el remanso.

En las Tabla 4.4, Tabla 4.5, Tabla 4.6 y Tabla 4.7 se presentan las alturas estimadas de los estribos para cada período de retorno con medidas ajustadas a constructivas. Se

observa que la variación de altura entre estribos no es significativa, por lo que todas las configuraciones se ajustan a las características del estribo tipo muro en voladizo, el cual es aplicable para alturas comprendidas entre 4 y 10 metros.

Ecuación 4.2:

Altura del estribo

$$H = \text{Cota de agua con remanso} - \text{cota de socavación} + \text{Altura de gálibo} \\ + \text{resguardo vertical} + \text{peralte de viga con apoyo} \\ + \text{espesor de losa}$$

- **Altura de los estribos para los períodos de retorno de 25, 50, 100 y 200 años:**

Tabla 4.4:

Altura del estribo para el período de retorno de 200 años

Altura del estribo: Tr 200 años	
Cota de socavación (m.s.n.m):	2794,07
Cota máxima de agua con remanso (m.s.n.m):	2799,33
Resguardo vertical (m):	1
Peralte de viga con apoyo (m):	0,91
Espesor losa (m):	0,17
Altura de gálibo:	1,5
H (m):	8,83
H (m): Ajustado	8,9

Nota. La tabla muestra la altura del estribo correspondiente al período de retorno de 200 años, determinada en función de la cota de socavación general obtenida mediante el método de Maza, la cota del nivel de remanso, así como los valores del espesor de la losa y el peralte de la viga.

Fuente. Tesistas.

Tabla 4.5:*Altura del estribo para el período de retorno de 100 años*

Altura del estribo: Tr 100 años	
Cota de socavación (m.s.n.m):	2794,12
Cota máxima de agua con remanso (m.s.n.m):	2799,20
Resguardo vertical (m):	1
Peralte de viga con apoyo (m):	0,91
Espesor losa (m):	0,17
Altura de gálibo:	1,5
H (m):	8,66
H (m): Ajustado	8,7

Nota. La tabla muestra la altura del estribo correspondiente al período de retorno de 100 años, determinada en función de la cota de socavación general obtenida mediante el método de Maza, la cota del nivel de remanso, así como los valores del espesor de la losa y el peralte de la viga.

Fuente. Tesistas.

Tabla 4.6:*Altura del estribo para el período de retorno de 50 años*

Altura del estribo: Tr 50 años	
Cota de socavación (m.s.n.m):	2794,11
Cota máxima de agua con remanso (m.s.n.m):	2799,09
Resguardo vertical (m):	1
Peralte de viga con apoyo (m):	0,91
Espesor losa (m):	0,17
Altura de gálibo:	1,5
H (m):	8,56
H (m): Ajustado	8,6

Nota. La tabla muestra la altura del estribo correspondiente al período de retorno de 50 años, determinada en función de la cota de socavación general obtenida mediante el método de Maza, la cota del nivel de remanso, así como los valores del espesor de la losa y el peralte de la viga.

Fuente. Tesistas.

Tabla 4.7:*Altura del estribo para el período de retorno de 25 años*

Altura del estribo: Tr 25 años	
Cota de socavación (m.s.n.m):	2794,23
Cota máxima de agua con remanso (m.s.n.m):	2798,98
Resguardo vertical (m):	1
Peralte de viga con apoyo (m):	0,91
Espesor losa (m):	0,17
Altura de gálibo:	1,5
H (m):	8,33
H (m): Ajustado	8,35

Nota. La tabla muestra la altura del estribo correspondiente al período de retorno de 25 años, determinada en función de la cota de socavación general obtenida mediante el método de Maza, la cota del nivel de remanso, así como los valores del espesor de la losa y el peralte de la viga.

Fuente. Tesistas.

- **Predimensionamiento de los estribos para todos los períodos de retorno**

Una vez establecidas las alturas de los estribos y definido el tipo a utilizar (estribo tipo muro en voladizo), se procede con el predimensionamiento correspondiente para cada período de retorno. Para estimar estos valores, se recurre a la Figura 4.4, en la cual se presentan los parámetros necesarios para el dimensionamiento de cada parte del estribo.

El valor de N , que representa la longitud mínima de la cajuela (zona donde se colocará la viga sobre el estribo), se determina mediante la Ecuación 4.3, utilizando los parámetros previamente calculados.

La desviación de apoyo, medida desde la línea al tramo (S), debe considerar el ángulo de desviación de los apoyos con respecto a una línea perpendicular al eje del puente. En este caso, los apoyos se encuentran completamente alineados de forma perpendicular, por lo que $S = 0^\circ$. Es fundamental tener en cuenta este parámetro, dado que una desviación genera un incremento en la longitud efectiva.

Ecuación 4.3:*Longitud mínima de la cajuela*

$$N = (200 + 0.0017 * L + 0.0067 * H')(1 + 0.00125 * S^2)$$

Donde:

N = Longitud mínima de la cajuela [mm]

L = Longitud del tablero para puentes de un solo tramo, Para articulaciones entre luces, L debe tomarse como la suma de la distancia a ambos lados de la articulación. [mm]

H' = Altura promedio de las columnas que soportan el tablero [mm]

S = desviación del apoyo de medido desde la línea normal al tramo [°]

El predimensionamiento de cada estribo se presenta en las Tabla 4.8, Tabla 4.9, Tabla 4.10 y Tabla 4.11. En cada una de ellas se incluyen dos filas: la primera corresponde a los valores obtenidos directamente a partir de la Figura 4.4, mientras que la segunda muestra los valores ajustados a medidas constructivas.

Tabla 4.8:*Valores de predimensionamiento del estribo para un Tr: 200 años*

Predimensionamiento del estribo para Tr: 200 años		
Datos	Predimensionamiento	Medidas ajustadas
Espesor zapata (m):	0,74	0,75
Base zapata (m):	5,89	5,9
Espesor min. pantalla (m):	0,37	0,4
Espesor máx. pantalla (m):	0,74	0,75
Longitud del tablero (L) (m):	14,72	15,29
Desviación del apoyo (S) (°):	0	0
Long. Min de cajuela (m):	0,28	0,3

Nota. La tabla muestra el predimensionamiento del estribo correspondiente al período de retorno de 200 años. La fila derecha presenta los valores ajustados a criterios constructivos. Estos resultados se basan en la Figura 4.4.

Fuente. Tesistas.

Tabla 4.9:*Valores de predimensionamiento del estribo para un Tr: 100 años*

Predimensionamiento del estribo para Tr: 100 años		
Datos	Predimensionamiento	Medidas ajustadas
Espesor zapata (m):	0,72	0,75
Base zapata (m):	5,77	5,8
Espesor min. pantalla (m):	0,36	0,4
Espesor máx. pantalla (m):	0,72	0,75
Longitud del tablero (L) (m):	14,72	15,29
Desviación del apoyo (S) (°):	0	0
Long. Min de cajuela (m):	0,28	0,3

Nota. La tabla muestra el predimensionamiento del estribo correspondiente al período de retorno de 100 años. La fila derecha presenta los valores ajustados a criterios constructivos. Estos resultados se basan en la Figura 4.4.

Fuente. Tesistas.

Tabla 4.10:*Valores de predimensionamiento del estribo para un Tr: 50 años*

Predimensionamiento del estribo para Tr: 50 años		
Datos	Predimensionamiento	Medidas ajustadas
Espesor zapata (m):	0,71	0,75
Base zapata (m):	5,71	5,75
Espesor min. pantalla (m):	0,36	0,4
Espesor máx. pantalla (m):	0,71	0,75
Longitud del tablero (L) (m):	14,72	15,28
Desviación del apoyo (S) (°):	0	0
Long. Min de cajuela (m):	0,28	0,3

Nota. La tabla muestra el predimensionamiento del estribo correspondiente al período de retorno de 50 años. La fila derecha presenta los valores ajustados a criterios constructivos. Estos resultados se basan en la Figura 4.4.

Fuente. Tesistas.

Tabla 4.11:

Valores de predimensionamiento del estribo para un Tr: 25 años

Predimensionamiento del estribo para Tr: 25 años		
Datos	Predimensionamiento	Medidas ajustadas
Espesor zapata (m):	0,69	0,7
Base zapata (m):	5,55	5,6
Espesor min. pantalla (m):	0,35	0,35
Espesor máx. pantalla (m):	0,69	0,7
Longitud del tablero (L) (m):	14,72	15,28
Desviación del apoyo (S) (°):	0	0
Long. Min de cajuela (m):	0,28	0,3

Nota. La tabla muestra el predimensionamiento del estribo correspondiente al período de retorno de 25 años. La fila derecha presenta los valores ajustados a criterios constructivos. Estos resultados se basan en la Figura 4.4.

Fuente. Tesistas.

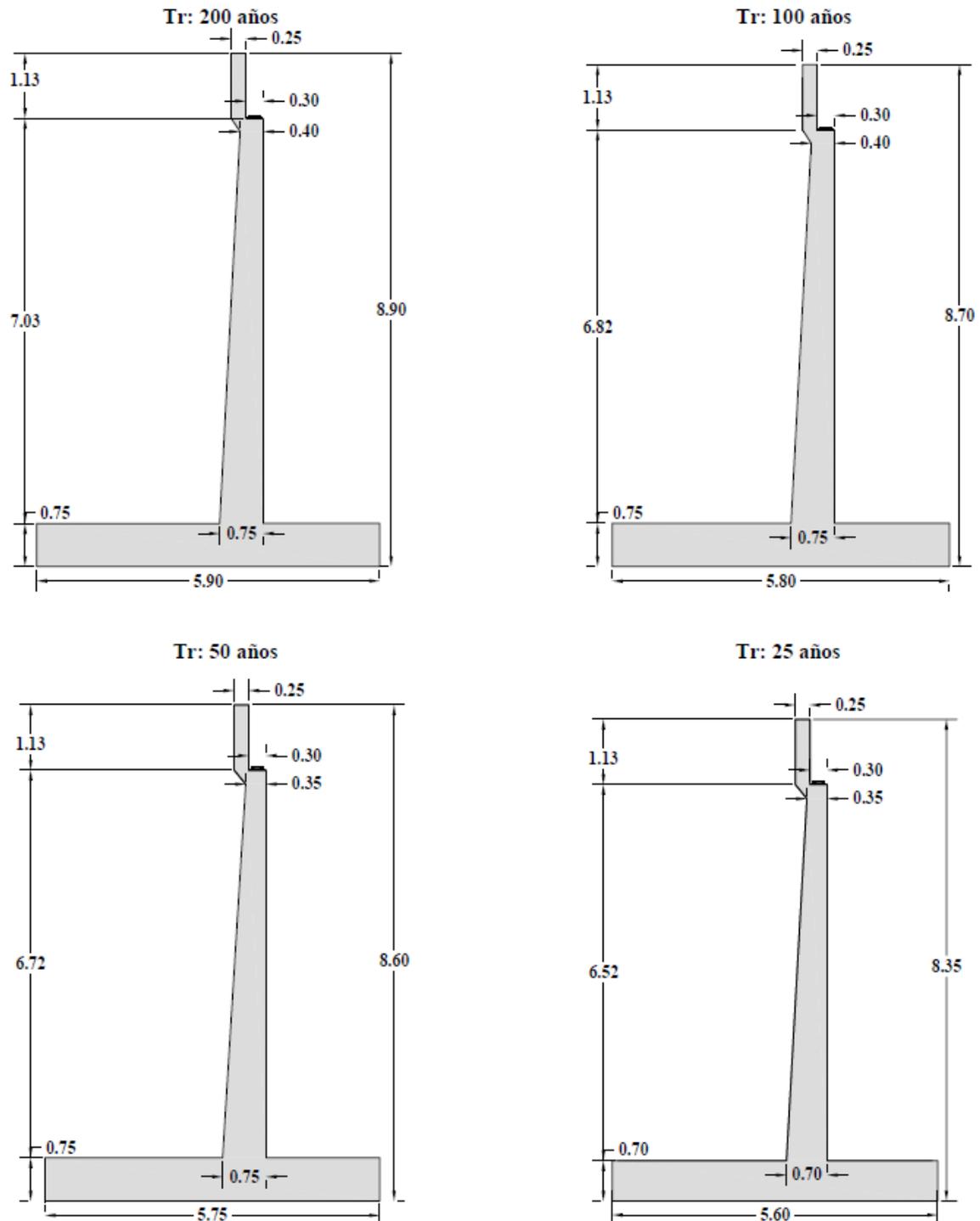
Para visualizar con mayor claridad la variación de las medidas adoptadas, en la Figura 4.5 presentan las dimensiones resultantes del predimensionamiento de los estribos tipo muro en voladizo. Estas configuraciones corresponden a los distintos períodos de retorno analizados: 25, 50, 100 y 200 años.

La figura muestra la ubicación del estribo con relación a la cota de socavación para cada escenario, evidenciando los cambios en la altura total del elemento estructural. A pesar de estas variaciones, se observa que tanto la ubicación de la viga como del soporte lateral se mantienen constantes, lo cual responde a que las cargas aplicadas y las condiciones geométricas de diseño no varían entre los cuatro casos evaluados.

En particular, se observa que la base del estribo se amplía ligeramente en los períodos de retorno mayores, con el fin de mejorar la capacidad de soporte y contrarrestar los momentos flectores inducidos por el incremento de altura.

Figura 4.5:

Perfiles de estribo para diferentes períodos de retorno

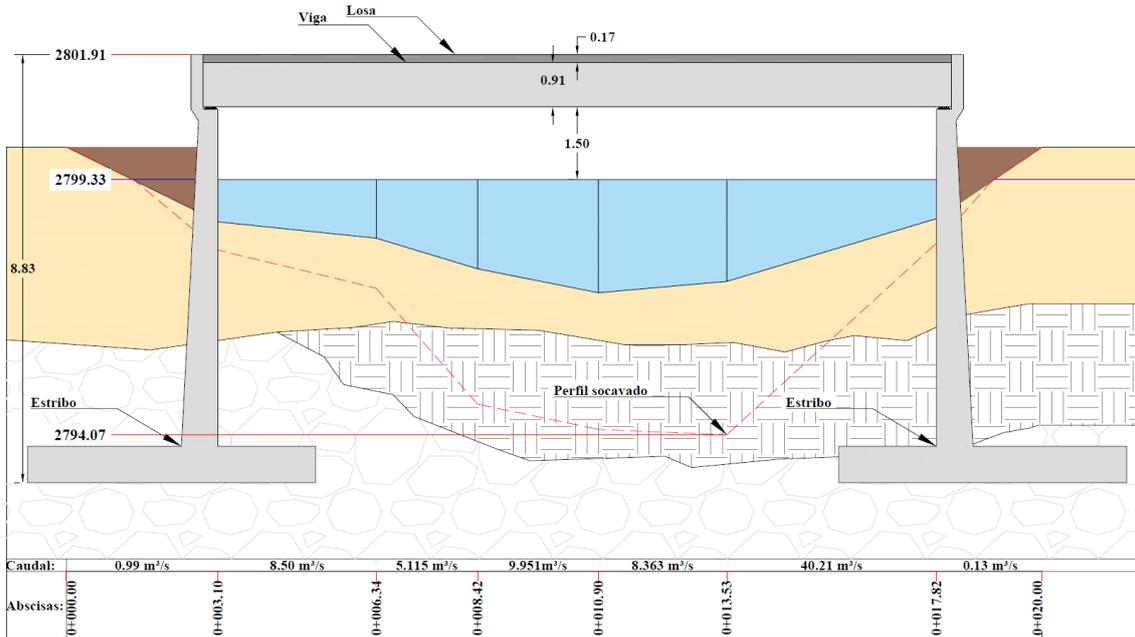


Nota. La figura expone las dimensiones adoptadas para el estribo de tipo muro en voladizo correspondiente a cada uno de los períodos de retorno analizados. Se detallan las medidas subestructurales ajustadas a criterios constructivos.

Fuente. Tesistas.

Figura 4.6:

Emplazamiento de los estribos para un Tr:200 años

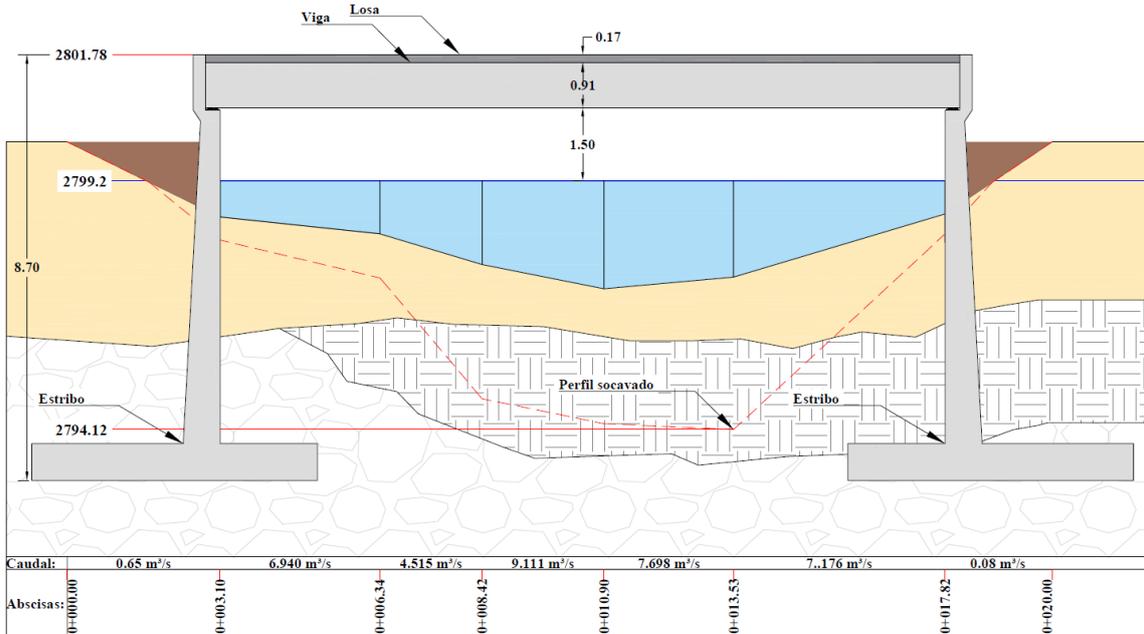


Nota. La figura expone la ubicación del estribo en la batimetría tomando como referencia el perfil socavado.

Fuente. Tesistas.

Figura 4.7:

Emplazamiento de los estribos para un Tr:100 años

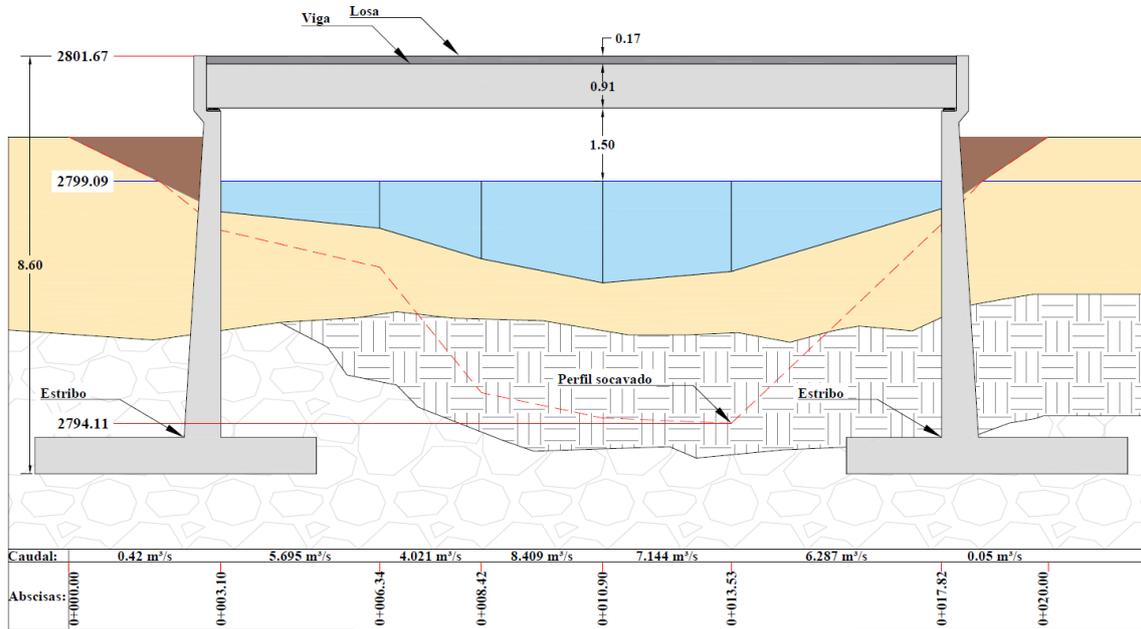


Nota. La figura expone la ubicación del estribo en la batimetría tomando como referencia el perfil socavado.

Fuente. Tesistas.

Figura 4.8:

Emplazamiento de los estribos para un Tr:50 años

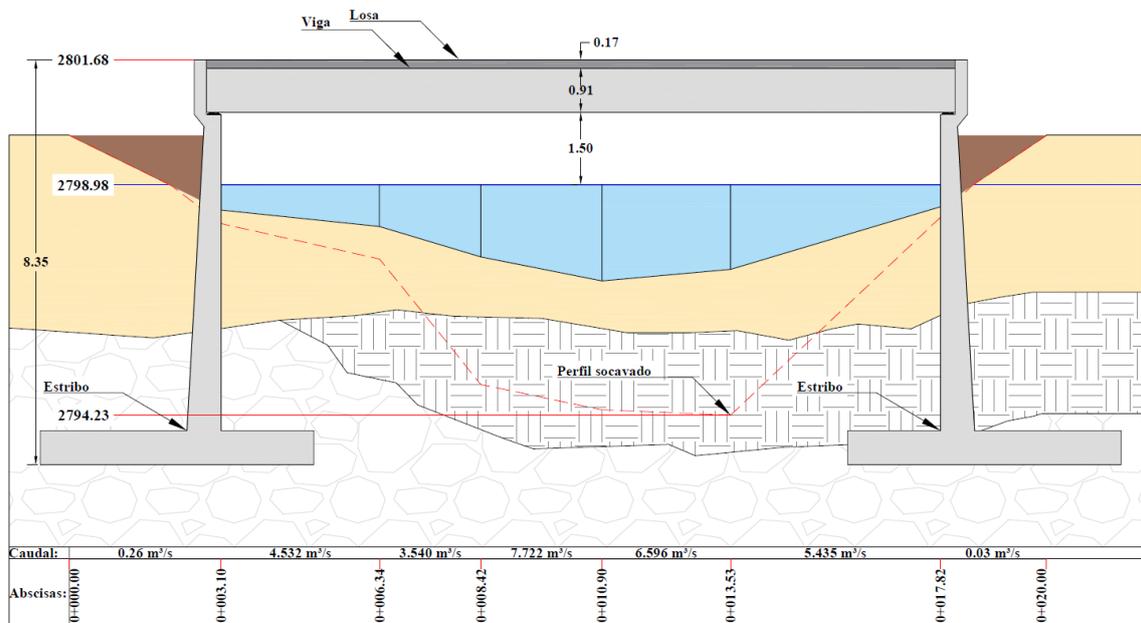


Nota. La figura expone la ubicación del estribo en la batimetría tomando como referencia el perfil socavado.

Fuente. Tesistas.

Figura 4.9:

Emplazamiento de los estribos para un Tr:25 años



Nota. La figura expone la ubicación del estribo en la batimetría tomando como referencia el perfil socavado.

Fuente. Tesistas.

En las Figura 4.6, Figura 4.7, Figura 4.8 y Figura se representan los emplazamientos de los estribos tipo muro en voladizo correspondientes a los períodos de retorno de 200, 100, 50 y 25 años, respectivamente. Cada figura ilustra el perfil longitudinal del cauce y la ubicación de los elementos subestructurales del puente, considerando las condiciones hidráulicas específicas de cada escenario.

Para la determinación del perfil de socavación general, se utilizó el método de Maza, el cual toma en cuenta la sedimentación de partículas y proporciona una profundidad de socavación más crítica que la del método de Levediev. Esta opción fue adoptada como medida de seguridad para el predimensionamiento, dado que permite considerar condiciones más desfavorables.

En cuanto a la socavación local, si bien se determinaron las respectivas cotas con anterioridad, estas presentaron una profundidad mínima en comparación con el nivel de cimentación de los estribos. Dado que los estribos se encuentran emplazados a una profundidad considerable, la influencia de la socavación local resulta insignificante, haciendo improbable que esta afecte la estabilidad de los estribos.

Cada figura también muestra elementos de la superestructura, como la viga y la losa, así como las cotas del nivel de remanso, del terreno natural y del perfil de socavación general. Se visualiza además la distribución del caudal a lo largo de la sección con sus diferentes variaciones por período de retorno.

4.3.2. Criterios de carga para el predimensionamiento

Para el predimensionamiento del estribo se emplearon las combinaciones de carga correspondientes a los estados límite Servicio I y Fuerza I, conforme a lo establecido en la sección 3.4.1 de la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2020). Algunas de las cargas se mencionan en la Tabla 4.12. Estas combinaciones permiten evaluar, de forma preliminar, tanto la resistencia estructural como el comportamiento en condiciones normales de servicio, criterios fundamentales en esta etapa del diseño.

Tabla 4.12:*Tipos de carga según AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*

Símbolo	Tipo de carga	Descripción
DC	Muerta	Peso propio de componentes estructurales y accesorios no estructurales
DD	Muerta	Carga por asentamiento negativo
DW	Muerta	Peso de recubrimientos y servicios
EH	Muerta	Presión horizontal del terreno
EV	Muerta	Presión vertical del suelo de relleno
EL	Muerta	Fuerzas internas generadas durante la construcción, postensado, etc.
ES	Muerta	Sobrecarga del terreno
PS	Muerta	Fuerzas secundarias por postensado
CR	Muerta	Efectos por fluencia del concreto
SH	Muerta	Efectos por retracción del concreto
LL	Viva	Carga viva vehicular
IM	Viva	Incremento dinámico vehicular
LS	Viva	Sobrecarga sobre el relleno
PL	Viva	Carga viva peatonal
WA	Viva	Carga de agua y presión de corriente
WL	Viva	Viento sobre carga viva
WS	Viva	Carga de viento sobre la estructura
SE	Viva	Efecto de carga debido al asentamiento
TG	Viva	Efecto de temperatura por gradiente
TU	Viva	Efecto de temperatura uniforme
IC	Viva	Carga por hielo
EQ	Transitoria	Carga sísmica
BR	Transitoria	Fuerza de frenado vehicular
CE	Transitoria	Fuerza centrífuga vehicular
CT	Transitoria	Fuerza por colisión vehicular
CV	Transitoria	Fuerza por colisión de embarcación
FR	Transitoria	Carga por fricción
BL	Transitoria	Carga por explosión

Nota. La tabla presenta los diferentes tipos de carga que pueden ser considerados en el diseño para puentes dependiendo de las condiciones de diseño de cada uno.

Fuente. (Adaptado de sección 3.4.1 de la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (9.^a ed., 2020).

La combinación Fuerza I se utilizó para verificar la capacidad del estribo frente a las acciones más exigentes durante su vida útil, mientras que Servicio I permitió comprobar que las deformaciones y desplazamientos se mantuvieran dentro de límites aceptables bajo condiciones de operación habituales. Esta selección garantiza un balance adecuado entre seguridad, funcionalidad y coherencia normativa en el análisis estructural preliminar (AASHTO, 2020). Las cargas consideradas y sus factores, en cada una de las combinaciones de Fuerza I y Servicio I se muestran en la Tabla 4.13.

Tabla 4.13:

Combinaciones de carga consideradas para el prediseño

Combinaciones de carga de estado limite	DC DD EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	YU	TG	SE	Usar uno de estos a la vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Fuerza I	γ_p	1.75	1.00	----	----	1.00	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	----	----	----	----	----
Servicio I	γ_p	1.75	1.00	----	----	1.00	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	----	----	----	----	----

Nota. La tabla presenta las combinaciones de carga que pueden ser consideradas para la evaluación de requisitos estructurales, cada factor representa un incremento en sus cargas.

Fuente. Adaptado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (9.^a ed., 2020, Tabla 3.4.1-1), por American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO. © 2020 American Association of State Highway and Transportation Officials.

En el caso de un puente estándar, se excluyen del análisis aquellas cargas accidentales o asociadas a condiciones excepcionales, propias de situaciones específicas contempladas en la normativa. De esta manera, es posible realizar un estudio de costos sobre estructuras que representen un diseño estándar, con el fin de establecer referencias técnicas útiles para decisiones futuras de diseño o planificación. Las cargas consideradas para el predimensionamiento de la subestructura corresponden a aquellas comunes en todo tipo de proyecto, independientemente del método constructivo o de la ocurrencia de eventos externos.

Las cargas permanentes que estarán presentes en todo proyecto y deben considerarse en la subestructura son:

- DC: Carga muerta correspondiente al peso propio de los elementos estructurales.
- EV: Empuje activo del suelo.

Por otro lado, las cargas de servicio que se presentan de forma recurrente en estructuras de este tipo incluyen:

- LL: Carga viva vehicular.
- LVp: Sobrecarga vehicular lateral asociada al tránsito perpendicular al estribo.
- LS: Sobrecarga sobre el relleno

En función de estas cargas y los coeficientes modificadores de carga mencionados en la Tabla 4.13, la Ecuación 4.4 representa el estado de carga para Servicio I.

Ecuación 4.4:

Combinación de carga Servicio I

$$\text{Servicio I} = 1.0 * DC + 1.0 * EV + 1.0 * LL + 1.0 * LVp + 1.0 * LS$$

Para determinar los coeficientes de mayoración utilizados en la combinación de cargas correspondiente al estado límite de Fuerza I, es necesario considerar que el factor γ_p , mencionado en la Tabla 4.13, corresponde a un factor modificador aplicado a la carga muerta (DC) y no posee un valor único. Este puede variar en función del tipo de elemento estructural y de la metodología de diseño, comúnmente entre 1.25 y 1.35. En el presente estudio se adoptó un valor conservador de 1.25 para la mayoración de la carga muerta. En el caso del empuje horizontal activo del suelo (EH), el coeficiente de mayoración utilizado fue 1.50, de acuerdo con los valores máximos establecidos en la misma tabla. Todos estos factores fueron extraídos de la *Tabla 3.4.1-2 – Load Factors for Permanent Loads (γ_p)* de la *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9.^a ed., 2020), publicada por la American Association of State Highway and Transportation Officials. La Representa la combinación de cargas para Fuerza I.

Ecuación 4.5:

Combinación de carga Fuerza

$$Fuerza I = 1.25 * DC + 1.5 * EV + 1.75 * LL + 1.75 * L_{Vp} + +1.75 * LS$$

4.3.3. Determinación de actuantes de las cargas

Cada carga actúa y se transmite de manera particular dentro del sistema estructural, por lo que es fundamental identificar qué tipo de carga incide directamente sobre la subestructura y cómo se transmite. En la Tabla 4.14 se detalla el tipo de carga considerado en el análisis, así como su modo de aplicación o transferencia hacia la subestructura.

Tabla 4.14:

Características de las cargas consideradas para la subestructura

Carga	Tipo	Forma
DC	Muerta	Puntual
EV	Muerta	Triangular
LL	Viva	Puntual
L _{Vp}	Viva	Uniforme
LS	Viva	Uniforme

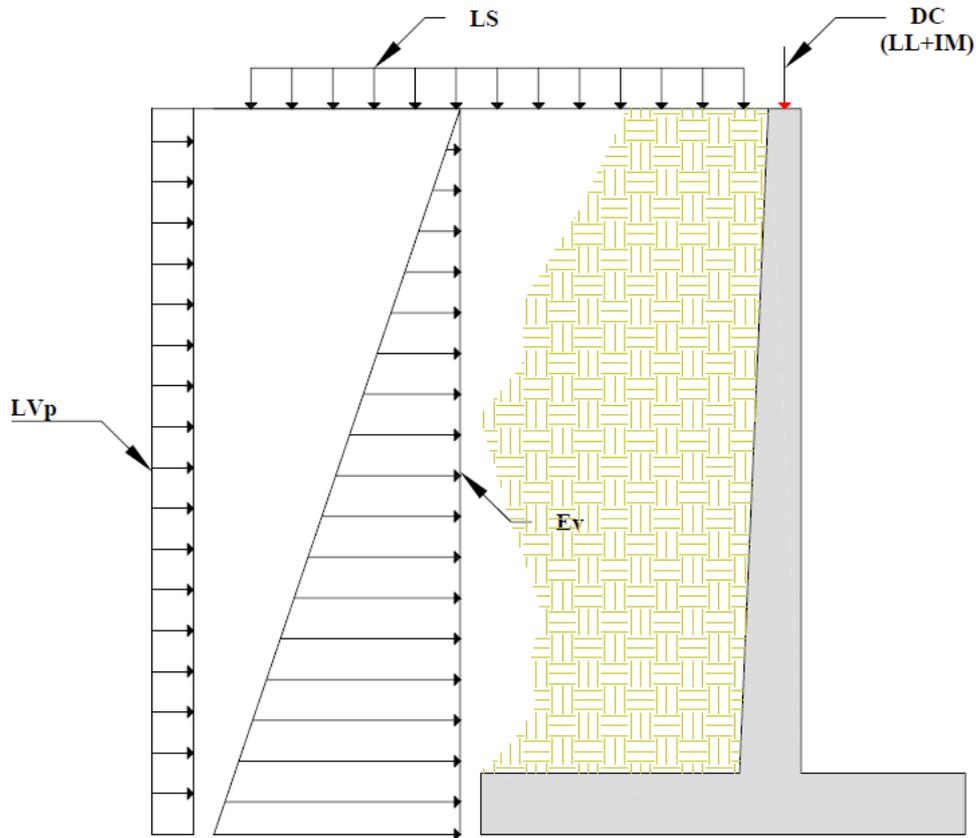
Nota. La tabla presenta las formas en que las cargas actúan sobre la subestructura además de su tipo, factores que nos ayudaran a determinar los sus efectos.

Fuente. Tesistas.

La función principal de la pantalla es resistir los empujes laterales generados por el empuje activo del terraplén, la sobrecarga vehicular sobre el relleno y el tránsito perpendicular al estribo. Por su parte, la zapata cumple la función de transmitir dichos esfuerzos al suelo, garantizando una adecuada disipación de cargas. Además, proporciona el momento de reacción necesario para contrarrestar los efectos de volcamiento y deslizamiento de la estructura. En la Figura 4.10 se representa las distribuciones y localizaciones de las cargas actuantes sobre el estribo.

Figura 4.10:

Representación de la distribución de cargas sobre la subestructura



Nota. La figura muestra el comportamiento de las cargas sobre la subestructura. El estribo se muestra como un muro de contención debido a que al no considerar fuerzas de frenado o reacciones horizontales de la viga no es necesario el modelamiento del parapeto.

Fuente. Tesistas.

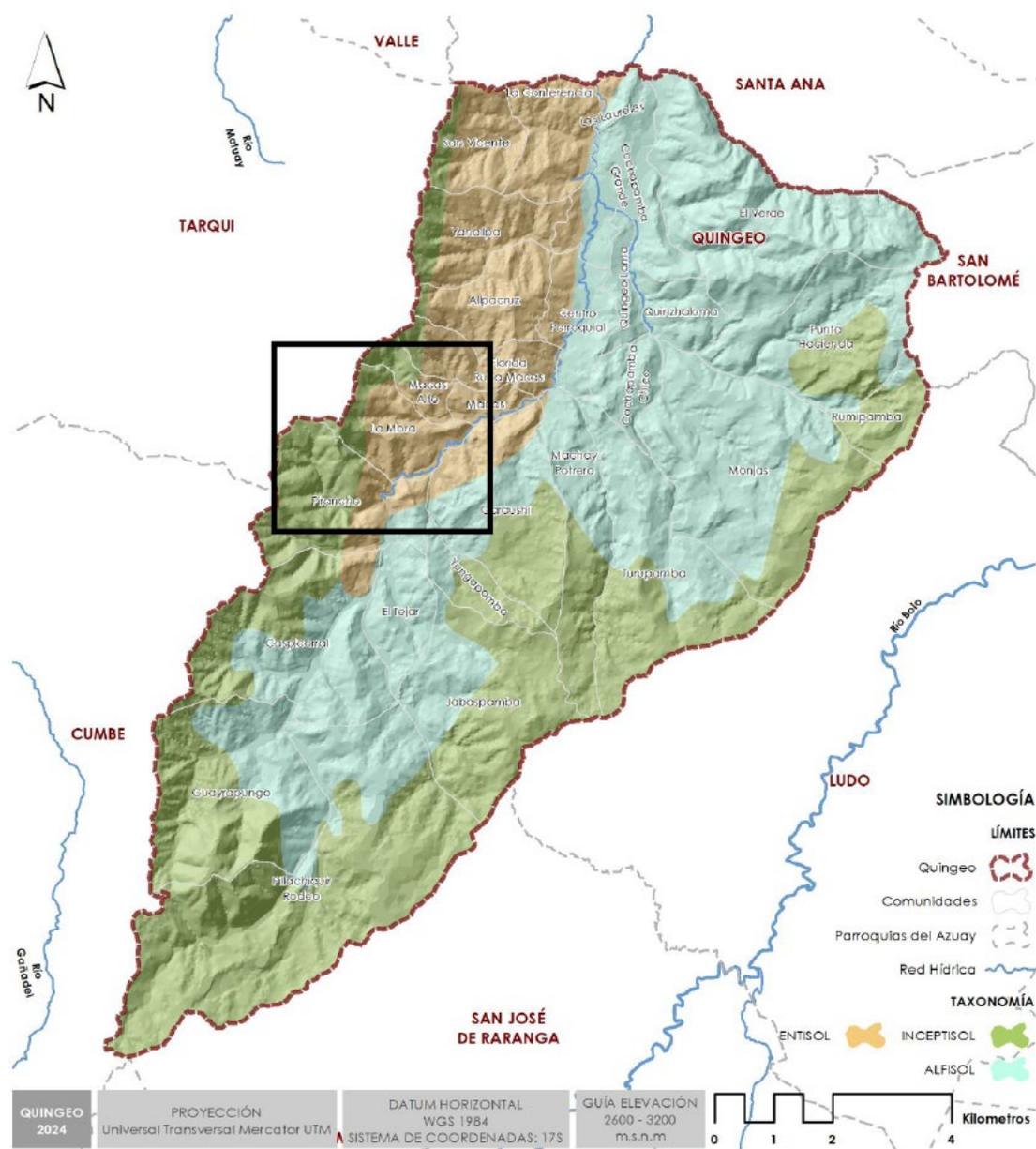
4.3.4. Determinación del empuje activo del suelo

Un componente principal para la obtención del empuje horizontal es conocer el ángulo de fricción interna del suelo. Por lo cual al no tener un estudio de suelos específico de la zona, se procedió a realizar una estimación de este. Se identificó el tipo de suelo presente en la cuenca tomando en cuenta un mapa referencial de la actualización del plan de desarrollo y ordenamiento territorial de la parroquia Quinceo 2023-2027. En la ubicación de la ubicación de la cuenca como se muestra se tiene registro de que el suelo pertenece a estratos de suelos tipo Inceptisol y Alfisol. Son suelos que se caracterizan por presentar el menor grado de evolución. Se localizan en zonas donde el desarrollo edáfico se ve limitado, ya sea por la presencia de fuertes pendientes, que favorecen la erosión, o en

áreas susceptibles a inundaciones, como las cercanías de ríos, donde el suelo recibe aportes constantes de sedimentos aluviales. Conformados de arenas limosas y principalmente suelos granulares depositados por las corrientes.

Figura 4.11:

Tipos de suelos en la parroquia Quingeo



Nota. La figura muestra los diferentes tipos de suelos, que se dividen en tres. Los suelos son representativos de terrenos en presencia de inundaciones.

Fuente. GAD Parroquial de Quingeo, PDOT 2023–2027, elaborado por el Equipo Consultor RCOM Arquitectura.

Los rangos de ángulo de fricción interna para estos tipos de suelos se encuentra rangos de 30 - 35°. En la Tabla 4.15 se presentan ángulos de fricción referenciales el con el cual podemos estimar el coeficiente de empuje activo.

Tabla 4.15:

Relación entre la densidad relativa y el ángulo de fricción en suelos sin cohesión

Estado de empaquetamiento	Densidad relativa (%)	Ángulo de fricción ϕ' (grados)
Muy suelto	<20	<30
Suelto	20-40	30-35
Compacto	40-60	35-40
Denso	60-80	40-45
Muy denso	>80	>45

Nota. La tabla presenta las formas en que las cargas actúan sobre la subestructura además de su tipo, factores que nos ayudaran a determinar los sus efectos.

Fuente. Adaptado de la Tabla 10.1 de *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (7.ª ed.), por Braja M. Das, Cengage Learning, 2010.

Según las características del terraplén y el ángulo de la pantalla se escogió en base a la Tabla 4.16 el coeficiente de empuje activo mediante Coulomb. EL empuje por el terraplén se mantiene constante para todos los estribos debido a que el ángulo entre la pantalla y el terreno se mantiene casi constante y son pequeñas variaciones que no son considerables para un cambio significativo en el coeficiente. Para el cálculo del empuje se utilizó la Ecuación 4.6. En la Tabla 4.17 se presenta los datos del terraplén y el empuje del terreno calculado.

Ecuación 4.6:

Formula para el cálculo del empuje activo del terraplén

$$EV = H * \gamma_s * Ka$$

Donde:

H: Altura del estribo

γ_s : Peso específico del terraplén

Ka: Coeficiente e empuje activo del terreno

Tabla 4.16:*Valores K_a según Coulomb $\delta = 2/3 \phi'$*

α (Grados)	(ϕ') (grados)	ϕ (grados)					
		0	5	10	15	20	25
0°	28	0.3213	0.3588	0.4007	0.4481	0.5026	0.5662
	29	0.3091	0.3467	0.3886	0.4362	0.4908	0.5547
	30	0.2973	0.3349	0.3769	0.4245	0.4794	0.5435
	31	0.286	0.3235	0.3655	0.4133	0.4682	0.5326
	32	0.275	0.3125	0.3545	0.4023	0.4574	0.522
	33	0.2645	0.3019	0.3436	0.3917	0.4469	0.5117
	34	0.2543	0.2916	0.3335	0.3813	0.4367	0.5017
	35	0.2444	0.2816	0.3235	0.3713	0.4267	0.4919
	36	0.2349	0.2719	0.3137	0.3615	0.417	0.4824
	37	0.2257	0.2626	0.3045	0.352	0.4075	0.4732
	38	0.2168	0.2535	0.295	0.3427	0.3983	0.4641
	39	0.2082	0.2447	0.2861	0.3337	0.3894	0.4553
	40	0.1998	0.2361	0.2774	0.3249	0.3806	0.4466
	41	0.1918	0.2278	0.2689	0.3164	0.3721	0.4382
	42	0.184	0.2197	0.2606	0.308	0.3637	0.4302

Nota. La tabla presenta valores relacionados a un terraplén plano para el coeficiente de empuje activo.

Fuente. Adaptado de la Tabla 14.4 de *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (7.^a ed.), por Braja M. Das, Cengage Learning, 2010.

Tabla 4.17:*Datos para el cálculo del empuje activo del suelo*

Ángulo de fricción interna del suelo (ϕ'):	30°
Inclinación del terraplén (α):	0°
Ángulo de fricción entre el terraplén y el muro (δ'):	$2/3 (\phi')$
Ángulo entre la pantalla (ϕ):	2.46°
Coefficiente de empuje activo K_a :	0.316
Peso específico del suelo (γ_s) (Tn/m ³):	1.8
Altura del estribo (m):	8.9
Carga lateral activo del terreno (Tn/m ²):	2.925

Nota. La tabla presenta valores correspondientes a los ángulos generales para todos los estribos, el ángulo entre el terraplén y el muro se ha estimado según la función de la pantalla.

Fuente. Tesistas

4.3.5. Determinación de la sobrecarga viva sobre el relleno

La sobrecarga vehicular es una carga lateral adicional que se genera por el peso de los vehículos que circulan o se detienen sobre el relleno posterior de estructuras como estribos, muros de contención u otras obras enterradas. Esta carga no actúa de forma vertical sobre la estructura, sino que se transfiere lateralmente a través del suelo, generando un empuje adicional sobre los paramentos estructurales.

En normativa como la *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, se modela comúnmente como una presión uniforme equivalente de 12 kPa (1.22 Tn/m²), aplicada en los primeros 2 a 3 metros de altura desde la superficie del relleno, para representar los efectos de tránsito pesado cercano al muro (AASHTO, 2020).

Para el cálculo de esta carga se empleó la una carga lateral uniforme sobre la pantalla en toda la altura para transmitir los esfuerzos por sobrecarga como un esfuerzo lateral

4.3.6. Determinación de la sobrecarga por trasmiso perpendicular al estribo

Este término refleja que se trata de una carga viva lateral, inducida por el tránsito vehicular cuando circula perpendicular al estribo, y se modela como un empuje adicional equivalente. Según la Tabla 4.18 nos indica que nuestra altura equivalente será proporcional a la altura del nuestro estribo.

Tabla 4.18:

Alturas equivalentes según la altura del estribo

Altura del Estribo (m)	h_{eq} (m)
1.6	1.2
3.05	0.9
>6.1	0.6

Nota. La tabla presenta valores de alturas equivalentes para estimar la sobrecarga por tránsito transversal al estribo cuya función es magnificar un empuje lateral equivalente.

Fuente. Adaptado de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9.^a ed., 2020, Tabla 3.11.6.4-1), por American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO. © 2020 American Association of State Highway and Transportation Officials.

Tabla 4.19:

Datos para el cálculo de la sobrecarga vehicular por tránsito transversal al estribo

Coeficiente de empuje activo K_a :	0.316
Altura de suelo equivalente h_{eq} (m):	0.61
Peso específico del suelo (γ_s) (Tn/m^3):	1.04
Sobrecarga horizontal por sobrecarga vehicular (Tn/m^2):	0.20

Nota. La tabla presenta valores correspondientes para todos los estribos. Ya que el puente presenta tránsito por encima del estribo, esta es considerada.

Fuente. Tesistas

4.3.7. Determinación de la carga vehicular

La carga vehicular HL-93 es el modelo estándar de carga viva utilizado en el diseño de puentes según la *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Este modelo simula las acciones generadas por el tránsito vehicular y está compuesto por:

El camión de diseño HL-93 consiste en tres ejes:

- 8 kip (35.6 kN) en el eje delantero
- Dos ejes posteriores de 32 kip (142.3 kN) cada uno
- Separación variable entre ejes traseros de 14 a 30 pies (4.3 a 9.1 m), para maximizar momentos y cortantes

Una carga de carril de diseño (Design Lane Load):

- Carga uniformemente distribuida de 0.64 klf (9.34 kN/m) a lo largo de la dirección del carril
- Se distribuye sobre un ancho de 10 pies (3.05 m)

Para el diseño, se considera la combinación más crítica entre el camión (o tándem) y la carga de carril.

4.3.8. Determinación de la carga muerta

Para la consideración de la carga muerta se estimaron todos los pesos de la superestructura que hemos prediseñado como la losa y viga además de las camineras referenciadas en Figura 4.1 Siguiendo la Ecuación 4.7 se determinó la carga muerta actuante sobre la viga

las cuales transmitirán dicha carga como cargas puntuales al estribo. En la Tabla 4.20 se presentan todos los datos necesarios para la aplicación de la y cargas muertas resultantes.

Ecuación 4.7:

Estimación de la carga muerta de la subestructura.

$$DC = \gamma H^{\circ} * Ar$$

Donde:

γH° : Peso específico del hormigón Armado o pretensado

Ar: Área transversal de la sección de hormigón

Tabla 4.20:

Datos para el cálculo de la carga muerta

Peso del hormigón para elementos pretensados o armados (kgf/m ³):	2500
Área de la viga (cm ²):	2380
Peso de la viga por metro (Tn/m):	0.60
Área de la losa (cm ²):	18690
Carga losa (Tn/m):	4.67
Total, de cargas muertas (Tn/m):	5.27

Nota. La tabla presenta las áreas transversales para cada elemento de hormigón. El hormigón pretensado y armado comparte un peso específico similar por lo cual se consideró uno en común.

Fuente. Tesistas

4.3.9. Modelo estructural

Un modelo estructural es una representación simplificada y matemática de una estructura real que permite analizar su comportamiento frente a cargas, esfuerzos y desplazamientos. Este modelo considera los elementos, sus conexiones, materiales y condiciones de carga, con el objetivo de prever cómo responderá la estructura ante diferentes situaciones y garantizar su seguridad y funcionalidad.

Con la ayuda del software SAP 2000 se realizó los modelos estructurales de los estribos. Al estar sometidos a esfuerzos laterales y gravitacionales, su modelamiento de la pantalla y del estribo se simplifican a un muro de contención. Para determinar las cargas puntuales de las vigas sobre el estribo se determinó las reacciones en el sistema de carga.

Las reacciones de las vigas se reflejan en la Tabla 4.21.

Tabla 4.21:

Reacciones de carga viva y muerta

Reacciones carga muerta (Tn):	40.26
Reacciones carga vehicular (Tn):	33.7

Nota. Los valores de las reacciones son el resultado de administrar las cargas uniformes de la carga viva mencionado en el subcapítulo 4.3.7 y de las cargas muertas de los elementos de la superestructura mencionadas en la Tabla 4.20.

Fuente. Tesistas

Para considerar las cargas laterales en el modelo estructural, estas siguen un patrón de presión sobre el área. Por lo cual estas tienen que seguir una fórmula de empuje que solicita el programa. Los coeficientes para la formular se expresan en

Tabla 4.22:

Coefficientes de cargas laterales para el software SAP 2000

		Carga Distribuida (LVp)	Carga triangular (EV)	Carga Distribuida (LS)
TR 200	C	0	-0.32864	0
H 8.90	D	0.20	2.924896	1.22
TR100	C	0	-0.336194943	0
H 8.7	D	0.20	2.924896	1.22
TR 50 AÑOS	C	0.00	-0.340104186	0
H 8.6	D	0.20	2.924896	1.22
TR 25AÑOS	C	0.00	-0.350286946	0
H 8.35	D	0.20	2.924896	1.22

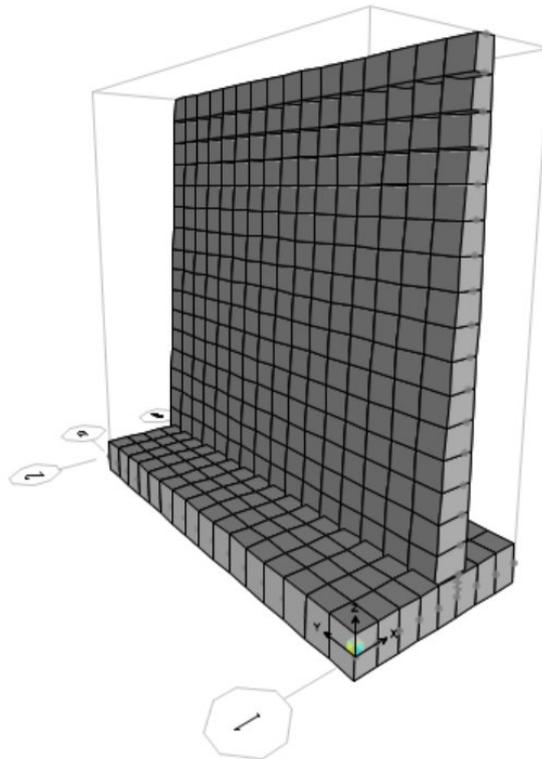
Nota. Los coeficientes C y D son los únicos considerados debido a que no existe carga en el resto de eje locales de las áreas.

Fuente. Tesistas

La Figura 4.12 representa un modelamiento estructural en el software SAP 2000 seccionado en áreas para una mayor precisión en el análisis y la aplicación de condiciones o cargas localizadas, de esta forma se busca un diseño detallado del refuerzo o verificación estructural.

Figura 4.12:

Modelo 3D del estribo en el software SAP 200



Nota. La imagen representa al estribo como un muro de contención debido a que no se consideró las cargas accidentales que representa una viga en apoyo deslizante para la subestructura.

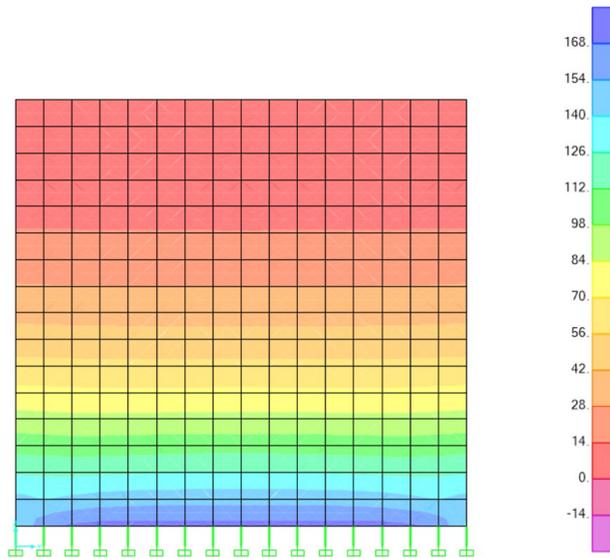
Fuente. Tesistas

4.3.10. Acero de refuerzo

Gracias al modelamiento estructural en el software SAP 2000 podemos verificar los requerimientos de cuantías para los casos de carga de Servicio I y Resistencia I. El dimensionamiento de la distribución de acero se realizó para el caso de carga de Resistencia I, debido a que presentó las solicitaciones más demandantes. El programa nos presenta los momentos en el lado de la pantalla, cuyos esfuerzos máximos se encuentran en la zona del trasdós. La Figura 4.13 representa las solicitaciones de para el trasdós de la pantalla en cuanto a demandas de momento. De igual forma se tomaron los momentos últimos para la zapata, cuyos esfuerzos se ven concentrados en la zona de asiento de la pantalla. Como se muestra en la Figura 4.14.

Figura 4.13:

Solicitudes de momento ultimo para el trasdós de la pantalla del estribo para un Tr: 25 años

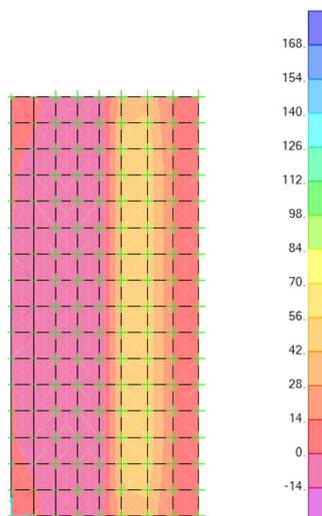


Nota. La imagen presenta el rango de momentos de diseño necesario para cada subárea de la pantalla en la zona del trasdós.

Fuente. Tesistas

Figura 4.14:

Solicitudes de momento ultimo para la zapata del estribo para un Tr: 25 años



Nota. La imagen presenta el rango de momentos de diseño necesario para cada subárea de la zapata, zona de esfuerzos en el apoyo de la zapata

Fuente. Tesistas

Con base en cada una de las solicitudes de cuantía mínima, se realizó el predimensionamiento de la armadura del estribo. El armado resultante cumple con los requisitos para todos los periodos de retorno considerados, las variaciones correspondientes se realizan de acuerdo con la cantidad de acero por metro requerido.

En la Tabla 4.24 se presenta el cálculo de la armadura correspondiente a los momentos últimos requeridas en cada zona del estribo. La armadura longitudinal del trasdós del muro se dividió en dos áreas, con el fin de optimizar el uso del acero, ya que en la parte superior de la pantalla los esfuerzos estructurales son menores. De forma similar, la armadura transversal se distribuyó según las diferentes zonas de exigencia estructural. En la Figura 4.15 se representa la armado para el estribo con un Tr de 25 años, tomando como referencia este tipo de armado en la Tabla 4.24, Tabla 4.25, Tabla 4.26 y Tabla 4.27 se muestran los refuerzos para cada uno de los estribos. Los refuerzos fueron estimados en base a la normativa American Concrete Institute. (2019). Todos los procedimientos se encuentran detallado en el Anexo 9.

Gracias al modelado BIM se pudo determinar la cantidad de acero para cada uno de los estribos. Se puede observar un aumento de la cantidad de acero para cada uno de los estribos, sin embargo, para el periodo de retorno de 100 años se observa que disminuye la cantidad de acero y no sigue la tendencia a sus anteriores dos periodos de retorno. Esto se debe que, al aumentar la altura según los diferentes periodos de retorno, las dimensiones de hormigón aumentan por lo cual se genera una menor demanda de refuerzo de acero requerido. Por lo cual podemos el periodo de retorno 100 años genera un equilibrio entre hormigón y refuerzo de acero.

Tabla 4.23:

Cantidad de acero según diferentes periodos de retorno

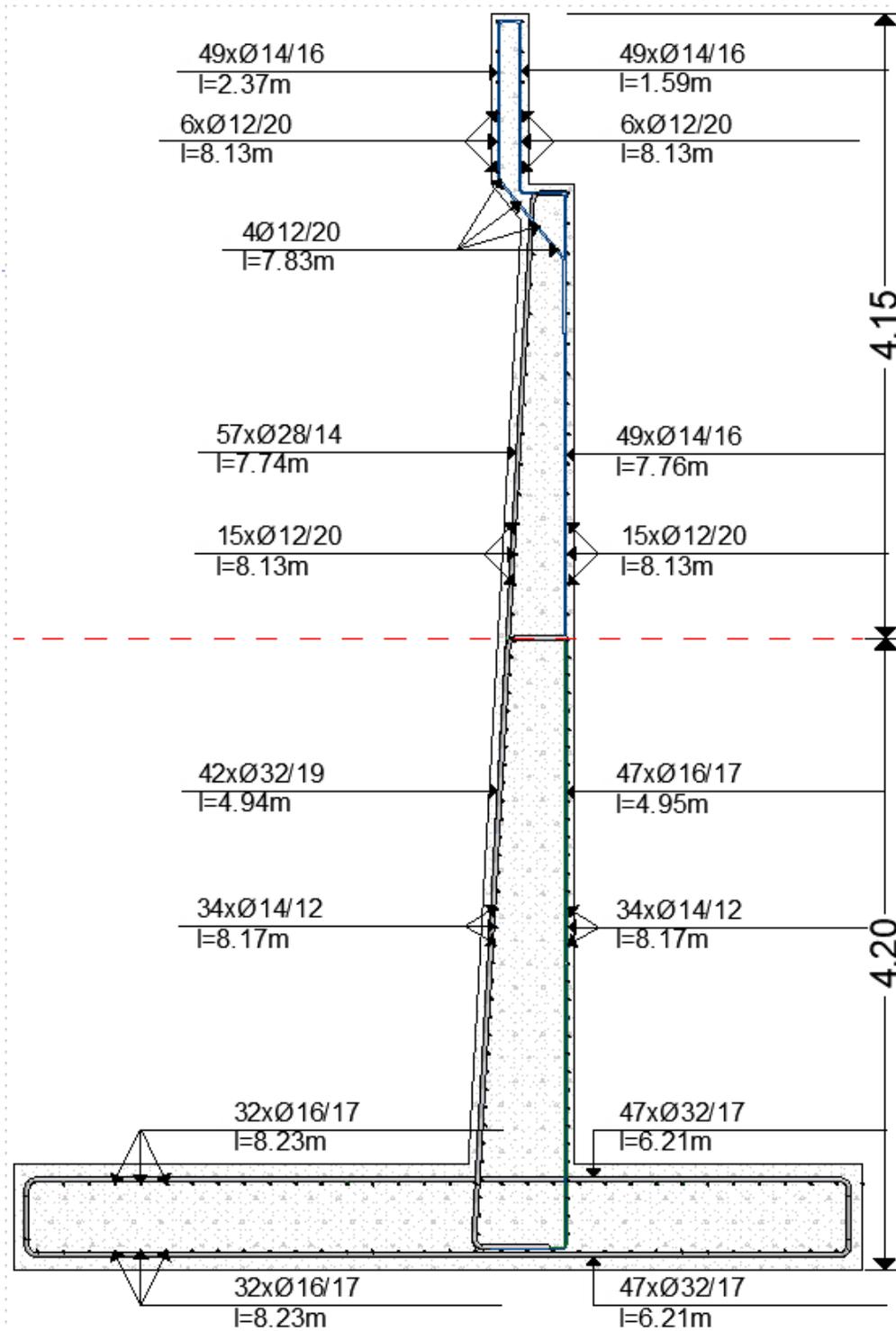
Tr (años)	Peso total (kg)
25	10428.58
50	10518.26
100	10417.85
200	10774.36

Nota. La imagen representa la distribución de aceros para el estribo en cada una de sus zonas

Fuente. Tesistas

Figura 4.15:

Disposición de armados para el estribo con un Tr: 25 años

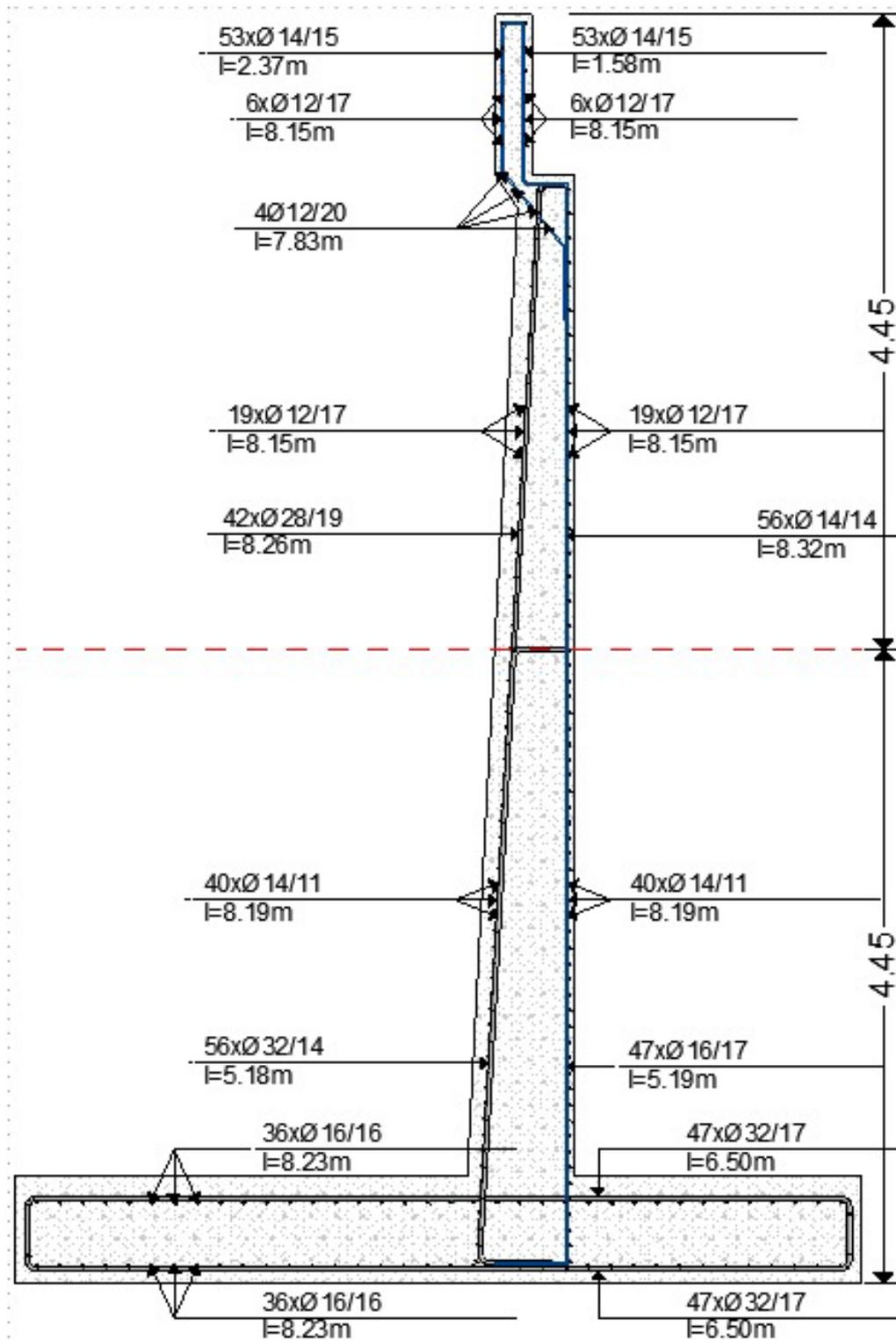


Nota. La imagen representa la distribución de aceros para el estribo en cada una de sus zonas

Fuente. Tesistas

Figura 4.16:

Disposición de armados para el estribo con un Tr: 200 años



Nota. La imagen representa la distribución de aceros para el estribo en cada una de sus zonas

Fuente. Tesistas

Tabla 4.24:*Armado estribo para un Tr: 25 años*

Tr: 25 años							
Pantalla trasdós - acero longitudinal							
Mu (Ton.m)	As requerido (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
172.85	85.08	1 (0-4.20)	32	19	42	42.32	
36.61	41.74	2 (0-8.35)	28	14	57	43.98	
Pantalla intradós - acero longitudinal							
Mu (Ton.m)	As mínimo (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
172.85	20.53	1 (0-4.20)	16	17	47	11.82	
36.61	9.17	2 (0-8.35)	14	16	50	9.62	
Pantalla - Acero transversal							
Mu (Ton.m)	As requerido (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
172.85	12.5	1 (0-4.20)	14	12	34	12.82	
36.61	5.5	2 (4.20-8.35)	12	20	15	5.65	
Zapata- Acero transversal							
Mu (Ton.m)	As requerido (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
101.58	46.57	1 (0-8)	32	17	47	47.31	
Zapata- Acero Longitudinal							
Mu (Ton.m)	As mínimo (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
101.58	11.25	1 (0-5.6)	16	17	33	11.82	

Nota. La tabla representa las cantidades de acero utilizadas en el estribo tanto como para la pantalla y la zapata en cada una de sus zonas.

Fuente. Tesistas

Tabla 4.25:*Armado estribo para un Tr: 50 años*

Tr: 50 años							
Pantalla trasdós - acero longitudinal							
Mu (Ton.m)	As requerido (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
185.14	83.09	1 (0-4.30)	32	22	36	36.55	
39.46	45.81	2 (0-8.60)	32	17	47	47.31	
Pantalla intradós - acero longitudinal							
Mu (Ton.m)	As mínimo (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
185.14	22.5	1 (0-4.30)	16	15	53	13.4	
39.46	9.17	2 (0-8.60)	14	16	50	9.62	
Pantalla - Acero transversal							
Mu (Ton.m)	As requerido (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
185.14	13.5	1 (0-4.30)	14	11	38	12.82	
39.46	5.5	2 (4.30-8.6)	12	20	16	5.65	
Zapata- Acero transversal							
Mu (Ton.m)	As requerido (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
107.55	45.28	1 (0-8)	32	17	47	47.31	
Zapata- Acero Longitudinal							
Mu (Ton.m)	As mínimo (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
107.55	12.15	1 (0-5.75)	16	16	35	12.56	

Nota. La tabla representa las cantidades de acero utilizadas en el estribo tanto como para la pantalla y la zapata en cada una de sus zonas.

Fuente. Tesistas

Tabla 4.26:*Armado estribo para un Tr: 100 años*

Tr: 100 años							
Pantalla trasdós - acero longitudinal							
Mu (Ton.m)	As requerido (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
187.09	84.11	1 (0-4.35)	32	16	50	50.26	
39.3	36.12	2 (0-8.70)	28	17	47	36.22	
Pantalla intradós - acero longitudinal							
Mu (Ton.m)	As mínimo (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
187.09	22.5	1 (0-4.35)	16	17	47	11.82	
39.3	10.83	2 (0-8.70)	14	14	57	11	
Pantalla - Acero transversal							
Mu (Ton.m)	As requerido (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
187.09	13.5	1 (0-4.35)	14	11	39	12.82	
39.3	6.5	2 (4.35-8.7)	12	17	19	5.65	
Zapata- Acero transversal							
Mu (Ton.m)	As requerido (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
105.87	44.51	1 (0-8)	32	17	47	47.31	
Zapata- Acero Longitudinal							
Mu (Ton.m)	As mínimo (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
105.87	12.15	1 (0-5.8)	16	16	36	12.56	

Nota. La tabla representa las cantidades de acero utilizadas en el estribo tanto como para la pantalla y la zapata en cada una de sus zonas.

Fuente. Tesistas

Tabla 4.27:*Armado estribo para un Tr: 200 años*

Tr: 200 años							
Pantalla trasdós - acero longitudinal							
Mu (Ton.m)	As requerido (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
196.34	89.04	1 (0-4.45)	32	14	57	57.44	
35.08	31.74	2 (0-8.9)	28	19	42	32.41	
Pantalla intradós - acero longitudinal							
Mu (Ton.m)	As mínimo (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
196.34	22.5	1 (0-4.45)	16	17	47	11.82	
35.08	10.83	2 (0-8.9)	14	14	57	11	
Pantalla - Acero transversal							
Mu (Ton.m)	As requerido (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
196.34	13.5	1 (0-4.45)	14	11	40	12.82	
35.08	6.5	2 (4.45-8.9)	12	17	19	5.65	
Zapata- Acero transversal							
Mu (Ton.m)	As requerido (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
111.85	47.24	1 (0-8)	32	17	47	47.31	
Zapata- Acero Longitudinal							
Mu (Ton.m)	As mínimo (cm ² /m)	Zona (m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	N°	As Calculado (cm ² /m)	
111.85	12.15	1 (0-5.9)	16	16	36	12.56	

Nota. La tabla representa las cantidades de acero utilizadas en el estribo tanto como para la pantalla y la zapata en cada una de sus zonas.

Fuente. Tesistas

4.4. Análisis de precios unitarios

En el presente capítulo se desarrolla el análisis de precios unitarios correspondiente a los elementos principales de la subestructura del puente, con el objetivo de estimar los costos parciales asociados a cada escenario de diseño estructural. El estudio permite establecer una comparación entre alternativas de diseño evaluadas previamente en el modelado

estructural, con el fin de identificar el impacto económico de variables como el tipo de carga, dimensiones estructurales y condiciones de carga hidrológica. La información obtenida servirá como soporte técnico para la toma de decisiones en proyectos similares y como base para la elaboración de presupuestos preliminares.

Tabla 4.28:

Valor total de la obra para Tr: 200 años

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNIT.	P. TOTAL
OBRAS PRELIMINARES				
Desbroce, desbrozado y limpieza	m ²	155.83	\$ 0.15	\$ 23.37
Excavación y encauzamiento de río o quebrada a máquina	m ³	91.68	\$ 1.55	\$ 142.10
SUBESTRUCTURA				
Replanteo y nivelación (puentes, Área <500 m ²)	m ²	194.45	\$ 1.13	\$ 219.73
Excavación a máquina sin clasificar	m ³	2727.11	\$ 1.50	\$ 4,090.67
Hormigón estructural de cemento portland, f _c = 240 kg/cm ² (Estribos y muros de ala) inc. encofrado	m ³	596.48	\$ 309.07	\$184,354.07
Acero de refuerzo f _y = 4200 kg/cm ²	kg	10774.36	\$ 2.64	\$ 28,444.31
SUPERESTRUCTURA				
Fabricación, transporte y colocación de vigas pretensadas	m ³	14.56	\$ 1,200.00	\$ 17,472.00
Loseta de hormigón precomprimido (pretensado) f _c = 45 0 kg/cm ² , (1,54 x 1,00 x 0,08)	u	81	\$ 147.12	\$ 11,916.72
Hormigón estructural y acero de refuerzo f _y = 4200 kg/cm ² (f _c =350 kg/cm ²) (inc. encofrado)- (losa de tablero)	m ³	28.57	\$ 598.15	\$ 17,089.15
Relleno compactado manual	m ³	878.009	\$ 10.50	\$ 9,219.09
			SUBTOTAL	\$ 272,971.22
			IVA 14%	\$ 38,215.97
			TOTAL	\$ 311,187.19

Nota. La tabla presenta los valores referenciales para un Tr de 200 años

Fuente. Tesistas

Tabla 4.29:*Valor total de la obra para un Tr: 100 años*

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNIT.	P. TOTAL
OBRAS PRELIMINARES				
Desbroce, desbrozado y limpieza	m ²	155.83	\$ 0.15	\$ 23.37
Excavación y encauzamiento de río o quebrada a máquina	m ³	91.68	\$ 1.55	\$ 142.10
SUBESTRUCTURA				
Replanteo y nivelación (puentes, Área <500 m ²)	m ²	194.45	\$ 1.13	\$ 219.73
Excavación a máquina sin clasificar	m ³	2646.66	\$ 1.50	\$ 3,969.99
Hormigón estructural de cemento portland, f ^c = 240 kg/cm ² (Estribos y muros de ala) inc. encofrado	m ³	583.12	\$ 309.07	\$180,224.90
Acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm ²	kg	10417.85	\$ 2.64	\$ 27,503.12
SUPERESTRUCTURA				
Fabricación, transporte y colocación de vigas pretensadas	m ³	14.56	\$ 1,200.00	\$ 17,472.00
Loseta de hormigón precomprimido (pretensado) f ^c = 45 0 kg/cm ² , (1,54 x 1,00 x 0,08)	u	81	\$ 147.12	\$ 11,916.72
Hormigón estructural y acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm ² (f ^c =350 kg/cm ²) (inc. encofrado)- (losa de tablero)	m ³	28.57	\$ 598.15	\$ 17,089.15
Relleno compactado manual	m ³	904.18	\$ 10.50	\$ 9,493.89
			SUBTOTAL	\$ 268,054.97
			IVA 14%	\$ 37,527.70
			TOTAL	\$ 305,582.67

Nota. La tabla presenta los valores referenciales para un Tr de 100 años

Fuente. Tesistas

Tabla 4.30:*Valor total de la obra para un Tr: 50 años*

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNIT.	P. TOTAL
OBRAS PRELIMINARES				
Desbroce, desbrozado y limpieza	m ²	155.83	\$ 0.15	\$ 23.37
Excavación y encauzamiento de río o quebrada a máquina	m ³	91.68	\$ 1.55	\$ 142.10
SUBESTRUCTURA				
Replanteo y nivelación (puentes, Área <500 m ²)	m ²	194.45	\$ 1.13	\$ 219.73
Excavación a máquina sin clasificar	m ³	2627.36	\$ 1.50	\$ 3,941.04
Hormigón estructural de cemento portland, f _c = 240 kg/cm ² (Estribos y muros de ala) inc. encofrado	m ³	557.73	\$ 309.07	\$172,377.61
Acero de refuerzo f _y = 4200 kg/cm ²	kg	10518.26	\$ 2.64	\$ 27,768.21
SUPERESTRUCTURA				
Fabricación, transporte y colocación de vigas pretensadas	m ³	14.56	\$ 1,200.00	\$ 17,472.00
Loseta de hormigón precomprimido (pretensado) f _c = 45 0 kg/cm ² , (1,54 x 1,00 x 0,08)	u	81	\$ 147.12	\$ 11,916.72
Hormigón estructural y acero de refuerzo f _y = 4200 kg/cm ² (f _c =350 kg/cm ²) (inc. encofrado)- (losa de tablero)	m ³	28.57	\$ 598.15	\$ 17,089.15
Relleno compactado manual	m ³	861.48	\$ 10.50	\$ 9,045.54
SUBTOTAL				\$ 259,995.47
IVA 14%				\$ 36,399.37
TOTAL				\$ 296,394.84

Nota. La tabla presenta los valores referenciales para un Tr de 50 años

Fuente. Tesistas

Tabla 4.31:*Valor total de la obra para un Tr: 25 años*

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNIT.	P. TOTAL
OBRAS PRELIMINARES				
Desbroce, desbrozado y limpieza	m ²	155.83	\$ 0.15	\$ 23.37
Excavación y encauzamiento de río o quebrada a máquina	m ³	91.68	\$ 1.55	\$ 142.10
SUBESTRUCTURA				
Replanteo y nivelación (puentes, Área <500 m ²)	m ²	194.45	\$ 1.13	\$ 219.73
Excavación a máquina sin clasificar	m ³	2496.87	\$ 1.50	\$ 3,745.31
Hormigón estructural de cemento portland, f _c = 240 kg/cm ² (Estribos y muros de ala) inc. encofrado	m ³	511.35	\$ 309.07	\$158,042.94
Acero de refuerzo f _y = 4200 kg/cm ²	kg	10428.58	\$ 2.64	27531.4512
SUPERESTRUCTURA				
Fabricación, transporte y colocación de vigas pretensadas	m ³	14.56	\$ 1,200.00	\$ 17,472.00
Loseta de hormigón precomprimido (pretensado) f _c = 45 0 kg/cm ² , (1,54 x 1,00 x 0,08)	u	81	\$ 147.12	\$ 11,916.72
Hormigón estructural y acero de refuerzo f _y = 4200 kg/cm ² (f _c =350 kg/cm ²) (inc. encofrado)- (losa de tablero)	m ³	28.57	\$ 598.15	\$ 17,089.15
Relleno compactado manual	m ³	826.03	\$ 10.50	\$ 8,673.32
			SUBTOTAL	\$ 244,856.09
			IVA 14%	\$ 34,279.85
			TOTAL	\$ 279,135.94

Nota. La tabla presenta los valores referenciales para un Tr de 20 años

Fuente. Tesistas

Estos valores representan una variabilidad que no es considerable en cuenta de altura. Cada periodo y su superior no esquematiza un excedente de precio. Considerando que los precios cambiantes son los del material de excavación, así como el de relleno debido a la altura que se debe cobrar por la rasante de cada caso, no se puede afirmar que el cambio de periodo de retorno significaría un gasto considerable.

Capítulo 5: Análisis e interpretación de los resultados en función de los diferentes períodos de retorno

En el presente capítulo se desarrolla el análisis e interpretación de los resultados obtenidos a lo largo de esta investigación, enfocados en la influencia de los diferentes períodos de retorno (25, 50, 100 y 200 años) sobre el prediseño de la subestructura del puente. Para ello, se exponen los principales parámetros calculados, incluyendo los caudales de diseño, las profundidades de socavación general, la velocidad del flujo, la altura de los estribos y la longitud de las zapatas.

Cada conjunto de resultados se analiza comparativamente en función del período de retorno correspondiente. Además, se evalúa la variabilidad de los costos asociados al prediseño de la subestructura, con el objetivo de determinar la incidencia económica de cada escenario hidrológico.

5.1. Resultados

Se parte de los resultados obtenidos en el análisis morfométrico de la cuenca Quesares, donde se determinaron parámetros como el factor de forma (Ff), el índice de circularidad (Ic) y el coeficiente de compacidad (Kc), tal como se presenta en la Tabla 5.1. Adicionalmente, se incluye el valor del área de la cuenca, la cual es inferior a 25 km², lo que permite clasificarla como una cuenca muy pequeña, de acuerdo con criterios hidrológicos establecidos.

Tabla 5.1:

Características de la cuenca

Factores de forma			Tamaño de cuenca
Ff	Ic	Kc	km ²
0,36	0,65	1,23	4,4

Nota. La tabla presenta de forma integrada los principales resultados obtenidos de las características morfológicas de la cuenca Quesares.

Fuente. Tesistas.

Con base en los resultados obtenidos, no es posible clasificar la cuenca Quesares dentro de una categoría morfométrica específica, dado que presenta características mixtas. El factor de forma (Ff), con un valor de 0.36, indica una forma oblonga, al encontrarse dentro del rango típico de 0.30 a 0.50. Por su parte, el índice de circularidad (Ic), con un valor de 0.65, sugiere una geometría ovalada, mientras que el coeficiente de compacidad (Kc), ubicado entre 1.00 y 1.25, refleja una leve tendencia hacia la circularidad. Esta combinación de formas intermedias (oblonga, ovalada y casi circular) implica que la cuenca podría presentar una respuesta hidrológica de velocidad moderada, sin llegar a ser ni muy lenta ni excesivamente rápida. Esta morfología también conlleva una ligera propensión a la generación de inundaciones. Asimismo, es probable que se generen picos de caudal relativamente rápidos, los cuales podrían ocasionar procesos de socavación importantes, aunque no extremos.

Tabla 5.2:

Resultados en base a los períodos de retorno: 25, 50, 100 y 200 años

Resultados en base a los períodos de retorno						
Período de retorno (años)	Q de diseño (m ³ /s)	Socavación general Max. (m)	Velocidad (m/s)	Altura de estribo (m)	Longitud de Zapata (m)	Costo total de obra
25	27,825	4,74	1,48	8,35	5,6	\$279.135,94
50	31,557	4,96	1,53	8,6	5,75	\$296.394,84
100	35,44	5,06	1,59	8,7	5,8	\$305.582,67
200	40,21	5,23	1,65	8,9	5,9	\$311.187,19

Nota. La tabla presenta de forma integrada los principales resultados obtenidos para los períodos de retorno analizados (25, 50, 100 y 200 años). Se incluyen los valores de caudal de diseño, la socavación general máxima estimada por método de Maza, la altura de estribo determinada y la longitud requerida de zapata para cada escenario.

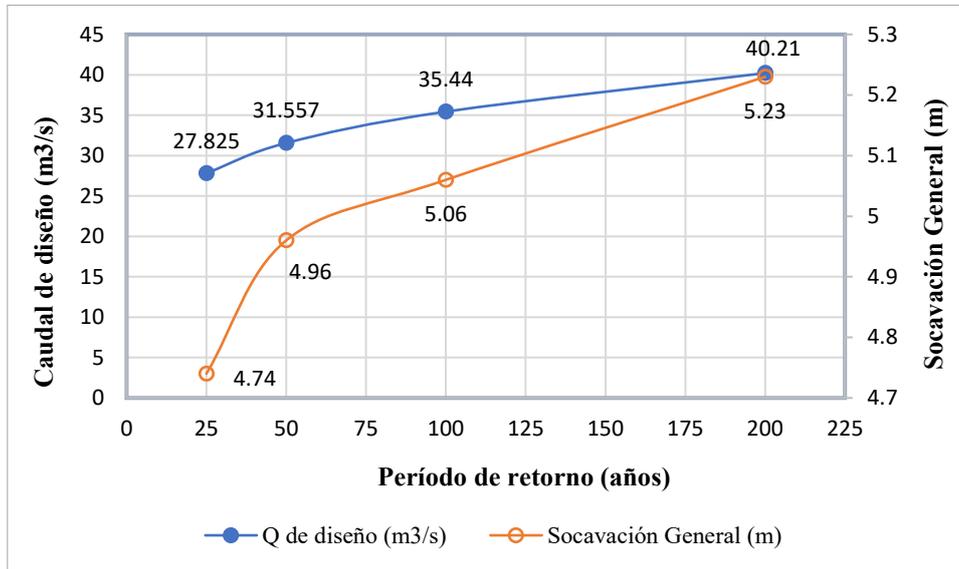
Fuente. Tesistas.

Por otro lado, se presenta un resumen de los resultados más relevantes relacionados con el estudio hidrológico y el predimensionamiento del estribo. A partir de estos, se elaboraron una serie de gráficas que relacionan el caudal de diseño, la socavación general calculada mediante el método de Maza y otros parámetros incluidos en la Tabla 5.2. Dichas gráficas permiten identificar las tendencias más significativas del comportamiento

hidráulico y subestructural del puente, facilitando el análisis comparativo entre los distintos períodos de retorno considerados.

Figura 5.1:

Relación del caudal de diseño y la socavación general en base al período de retorno



Nota. La figura muestra la relación entre el caudal de diseño y la socavación general obtenida mediante el método de Maza, para cada uno de los períodos de retorno analizados (25, 50, 100 y 200 años).

Fuente. Tesistas.

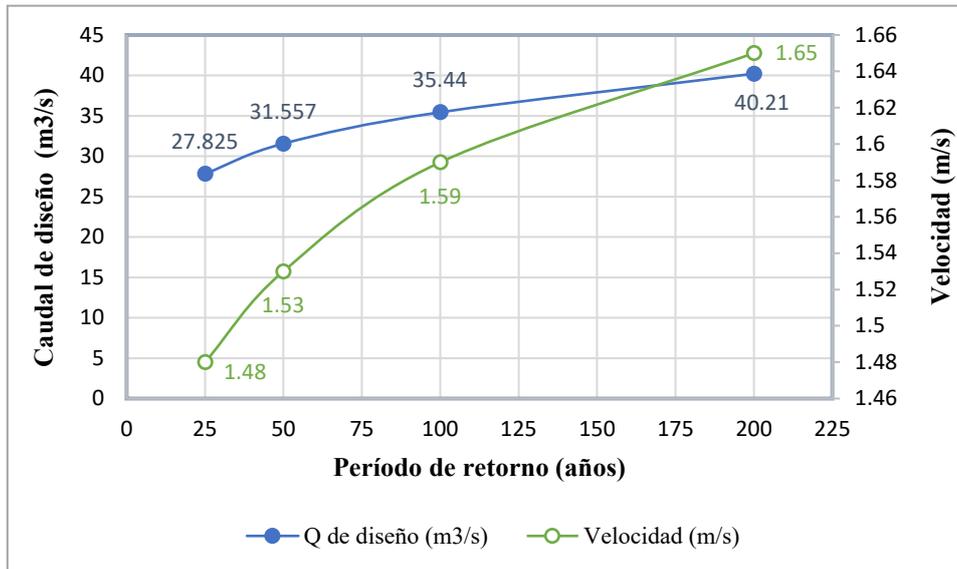
En la

Figura 5.1 se muestra la relación entre el caudal de diseño y la socavación general máxima. Se identifica una relación directamente proporcional entre ambos parámetros. A medida que el período de retorno se incrementa, el caudal aumenta de 27,83 m³/s (25 años) a 40,21 m³/s (200 años), mientras que la socavación general pasa de 4,74 a 5,23 m.

Se evidencia un comportamiento progresivo entre estas dos variables, aunque se observa un ligero cambio en la pendiente de la gráfica entre los períodos de 50 y 100 años. En ese intervalo, el caudal presenta un incremento más marcado, mientras que la socavación mantiene una tendencia de crecimiento más suave. Esto indica que, aunque el caudal continúa aumentando, la socavación tiende a estabilizarse.

Figura 5.2

Relación del caudal de diseño y la velocidad en base al período de retorno



Nota. La figura muestra la relación entre el caudal de diseño y la velocidad de estos, para cada uno de los períodos de retorno analizados (25, 50, 100 y 200 años).

Fuente. Tesistas.

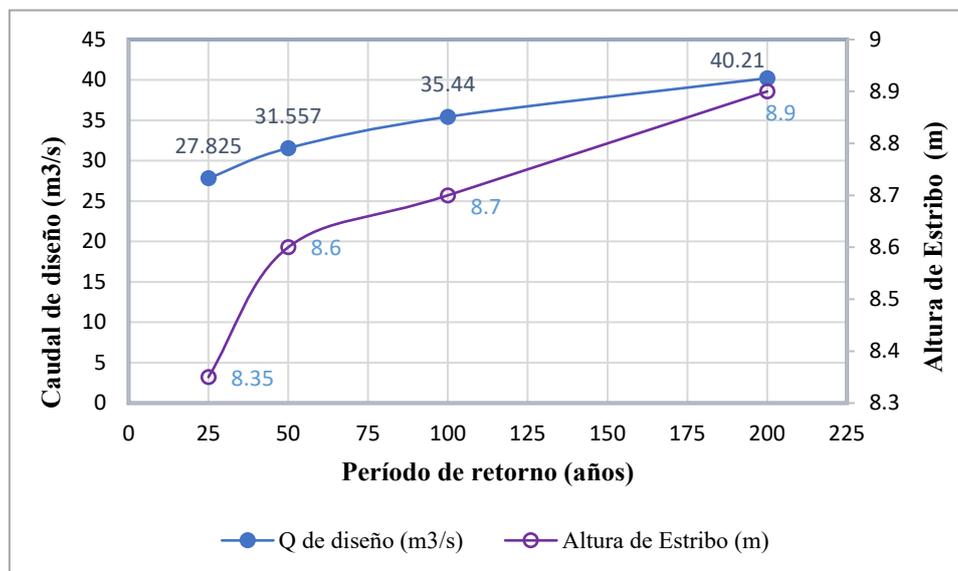
En la Figura 5.2 se representa la relación entre el caudal de diseño y la velocidad del flujo para cada período de retorno. Se visualiza una tendencia creciente, en la cual la velocidad aumenta conforme lo hace el caudal. Específicamente, la velocidad se incrementa de 1,48 m/s para un caudal de 27,83 m³/s (25 años) a 1,65 m/s para un caudal de 40,21 m³/s (200 años). Sin embargo, el crecimiento de la velocidad es más moderado en comparación con el incremento del caudal, lo cual se atribuye a que la sección hidráulica se mantiene constante durante todo el análisis.

Por otro lado, en la Figura 5.3 se representa la relación entre el caudal de diseño y la altura del estribo. En esta también se visualiza una tendencia creciente: a mayor caudal, mayor altura del estribo. En el período de 25 años se parte de un caudal de 27,87 m³/s con una altura de estribo de 8,35 metros, mientras que en el período de 200 años el caudal es de 40,21 m³/s con una altura de estribo de 8,90 metros. La curva de altura del estribo evidencia un cambio notorio entre los períodos de 25 y 50 años, donde el aumento es más significativo (de 8,35 a 8,60 metros). A partir del período de 50 años, la curva se suaviza, manteniendo un crecimiento constante. El cambio abrupto en las alturas al inicio de la curva responde al incremento de caudal en esos tramos, lo que genera un ajuste en el

predimensionamiento del estribo para satisfacer las demandas hidráulicas. No se evidencia ninguna intersección entre las curvas, pero sí un cambio de pendiente que resalta el ajuste proporcional de la altura del estribo.

Figura 5.3:

Relación del caudal de diseño y la altura del estribo en base al período de retorno



Nota. La figura muestra la relación entre el caudal de diseño y la altura del estribo, para cada uno de los períodos de retorno analizados (25, 50, 100 y 200 años).

Fuente. Tesistas.

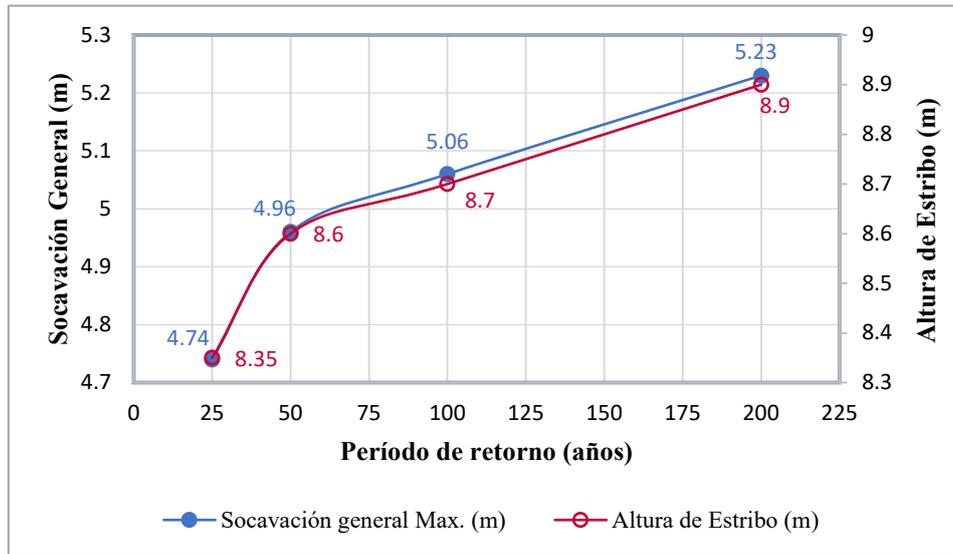
En la Figura 5.4 se representa la relación entre la socavación general máxima, calculada mediante el método de Maza, y la altura del estribo, en función del período de retorno. Ambas variables muestran una tendencia creciente conforme aumentan los períodos analizados. Para 25 años, la socavación es de 4,74 metros y la altura del estribo es de 8,35 metros, mientras que para 200 años alcanzan 5,23 metros y 8,90 metros, respectivamente.

En el tramo de los períodos de 25 y 50 se genera una intersección visual entre ambas líneas, lo que evidencia que, en ese tramo, el aumento de la altura responde de manera más marcada ante el aumento del caudal, como una forma de asegurar que la estructura siga siendo adecuada frente al incremento del caudal y la profundidad del flujo.

A partir del período de 50 años, ambas curvas mantienen un crecimiento progresivo y paralelo, sin nuevas intersecciones.

Figura 5.4:

Relación de la socavación general y la altura del estribo en base al período de retorno



Nota. La figura muestra la relación entre la socavación general por el método de Maza y la altura del estribo, para cada uno de los períodos de retorno analizados (25, 50, 100 y 200 años).

Fuente. Tesistas.

Por otro lado, la Figura 5.5 muestra la relación entre la socavación general máxima, estimada mediante el método de Maza, y la velocidad del flujo en función del período de retorno. Ambas variables presentan una tendencia creciente con el incremento del período, pasando la socavación de 4,74 m a 5,23 m, y la velocidad de 1,48 m/s a 1,65 m/s entre los períodos de 25 y 200 años.

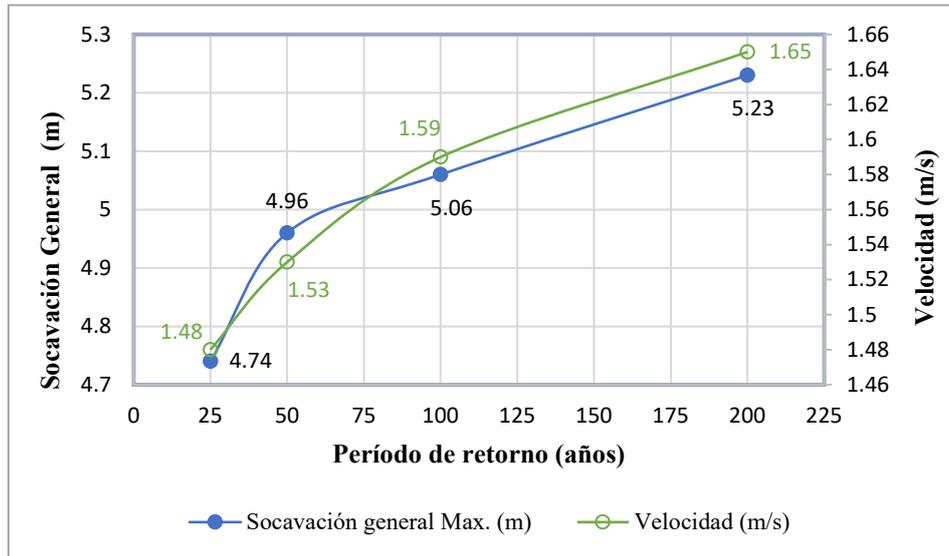
En la gráfica se evidencian dos puntos de intersección entre las curvas. El primero ocurre en el tramo correspondiente a los períodos de retorno de 25 a 50 años, donde la velocidad del flujo presenta un crecimiento más pronunciado que la socavación, lo que provoca que su curva cruce por encima. Este comportamiento indica que, en esa fase, el flujo alcanza una mayor velocidad y, por lo tanto, una mayor capacidad erosiva, aunque esta aún no se refleja completamente en la profundidad de la socavación.

El segundo punto de intersección se presenta entre los períodos de 50 y 100 años, donde la curva de socavación sobrepasa momentáneamente a la de velocidad. Esto sugiere que el efecto acumulado del aumento de la velocidad genera un crecimiento más significativo

en la socavación general. A partir del período de 100 años, ambas curvas mantienen un comportamiento paralelo y proporcional, sin nuevos cruces.

Figura 5.5:

Relación de la socavación general y la velocidad en base al período de retorno



Nota. La figura muestra la relación entre la socavación general por el método de Maza y la velocidad, para cada uno de los períodos de retorno analizados (25, 50, 100 y 200 años).

Fuente. Tesistas.

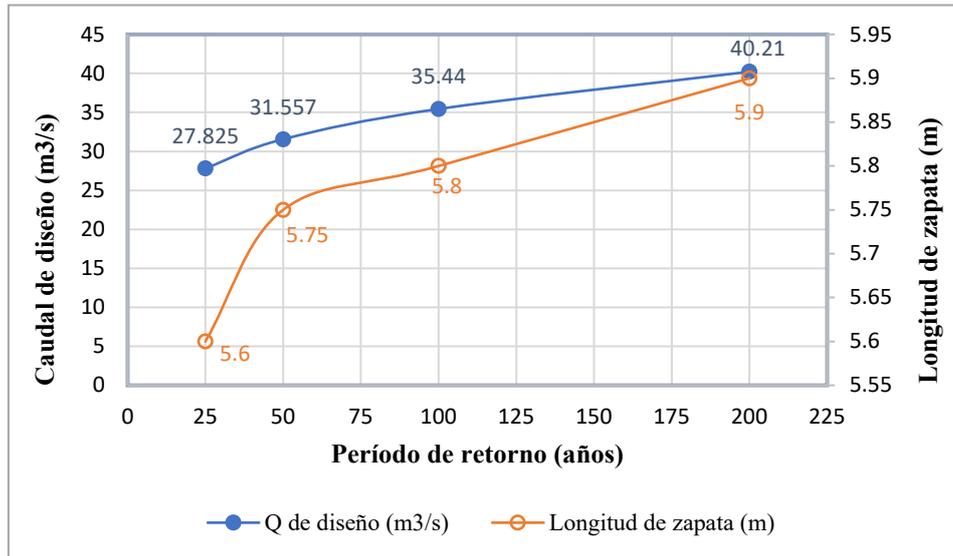
En la Figura 5.6 se representa la relación entre el caudal de diseño y la longitud de zapata, en función del período de retorno. Ambas variables presentan una tendencia creciente conforme se incrementa el período de análisis. El caudal de diseño pasa de 27,825 m³/s a 40,21 m³/s, mientras que la longitud de zapata varía de 5,6 m a 5,9 m entre los períodos de 25 y 200 años, respectivamente.

La curva del caudal de diseño muestra un crecimiento progresivo, con incrementos más pronunciados entre los primeros tramos (25 a 50 años), que luego se suavizan hacia los 200 años. El mayor incremento en la longitud ocurre entre los períodos de 25 y 50 años, pasando de 5,6 m a 5,75 m. A partir de este punto, la curva mantiene una pendiente más estable, alcanzando 5,9 m en el último tramo. El comportamiento de ambas curvas revela que la longitud de la zapata se ajusta de manera proporcional al aumento del caudal, respondiendo a la necesidad de una mayor base de apoyo que garantice la estabilidad

estructural ante caudales crecientes. No se identifican intersecciones entre las curvas, pero se observa una correlación directa entre ambas,

Figura 5.6:

Relación del caudal de diseño y la longitud de zapata en base al período de retorno



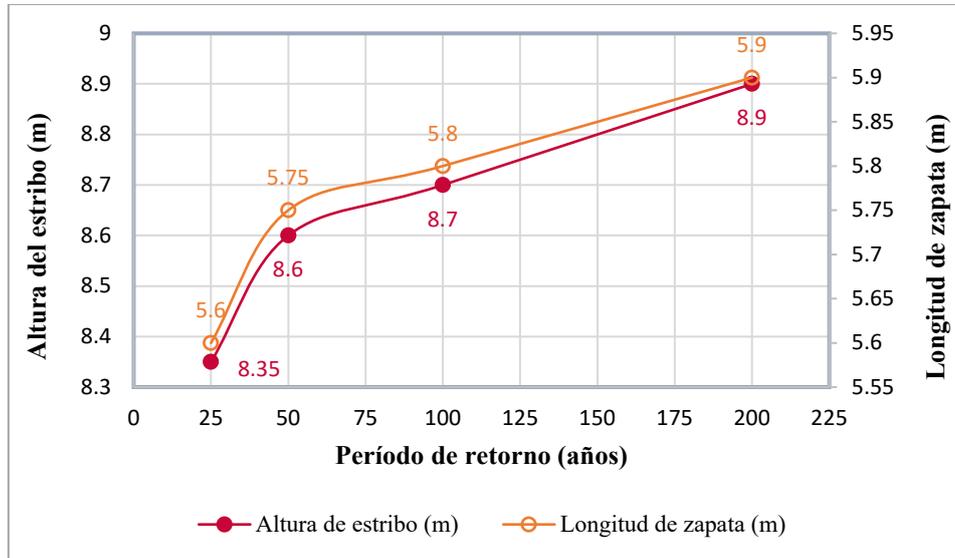
Nota. La figura muestra la relación entre el caudal de diseño y la longitud de zapata, para cada uno de los períodos de retorno analizados (25, 50, 100 y 200 años).

Fuente. Tesistas.

Mientras tanto, en la Figura 5.7 se evidencia la relación entre la altura del estribo y la longitud de la zapata en función del período de retorno. Ambas variables presentan un comportamiento creciente conforme aumentan los valores de retorno. En el período de 25 años, la altura del estribo es de 8,35 metros y la longitud de zapata es de 5,6 metros. Para el período de 200 años, estos valores ascienden a 8,9 metros y 5,9 metros, respectivamente. El incremento más pronunciado se observa en los tramos de los períodos de 25 y 50 años, donde ambas variables presentan una pendiente elevada: la altura del estribo pasa de 8,35 a 8,6 metros y la zapata de 5,6 a 5,75 metros. A partir del período de 50 años, ambas curvas mantienen un crecimiento más moderado, pero constante, lo que indica una evolución estructural equilibrada. La gráfica no muestra intersecciones entre las curvas, pero sí evidencia una correspondencia directa: a medida que la altura del estribo se incrementa, también lo hace la longitud de la zapata.

Figura 5.7:

Relación de la altura del estribo y la longitud de zapata en base al período de retorno



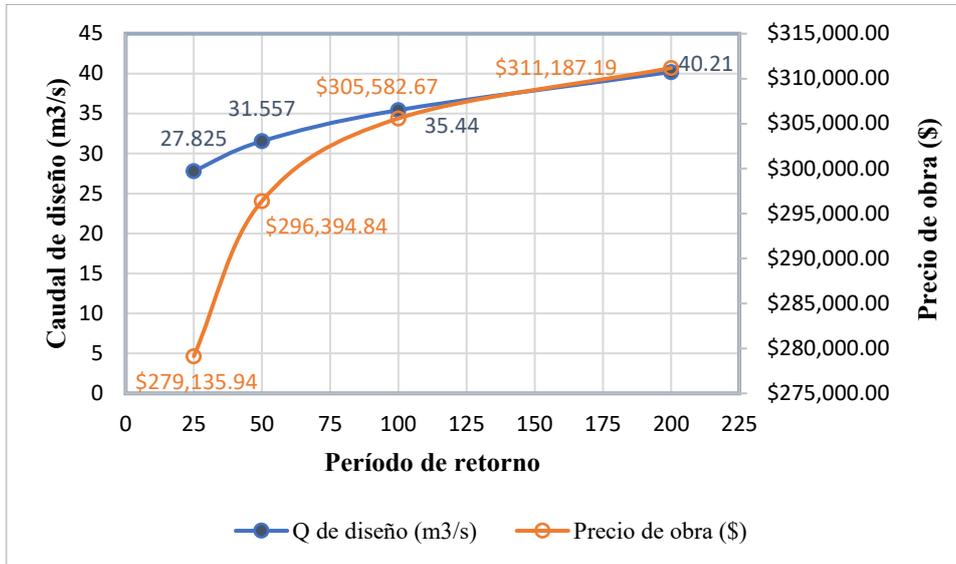
Nota. La figura muestra la relación entre la altura del estribo y la longitud de zapata, para cada uno de los períodos de retorno analizados (25, 50, 100 y 200 años).

Fuente. Tesistas.

Al analizar las Figura 5.8 y Figura 5.9 se puede notar que, si bien tanto el caudal de diseño como la socavación general aumentan con el período de retorno, el comportamiento del costo de la obra no crece en la misma proporción. En el período de 25 años, el costo total de la obra es de \$279.135,94. Para un período de 50 años sube a \$296.394,84, y luego a \$305.582,67 para 100 años. Sin embargo, entre 100 y 200 años, el incremento es mucho menor, llegando apenas a \$311.187,19, lo que representa una diferencia de solo \$5.604,52 en comparación con el período anterior. A pesar de que en ese mismo tramo la socavación sigue aumentando (de 5,06 m a 5,23 m), el costo prácticamente se estabiliza. Esto demuestra que, si bien diseñar para períodos mayores como 200 años implica enfrentar condiciones hidráulicas más exigentes, el impacto económico adicional no es significativo. Por tanto, resulta conveniente considerar períodos de diseño más altos, dado que se mejora la seguridad frente a crecientes y procesos de erosión sin que eso represente un aumento considerable en la inversión total de la obra.

Figura 5.8:

Relación del caudal de diseño y el costo de la obra en base al período de retorno

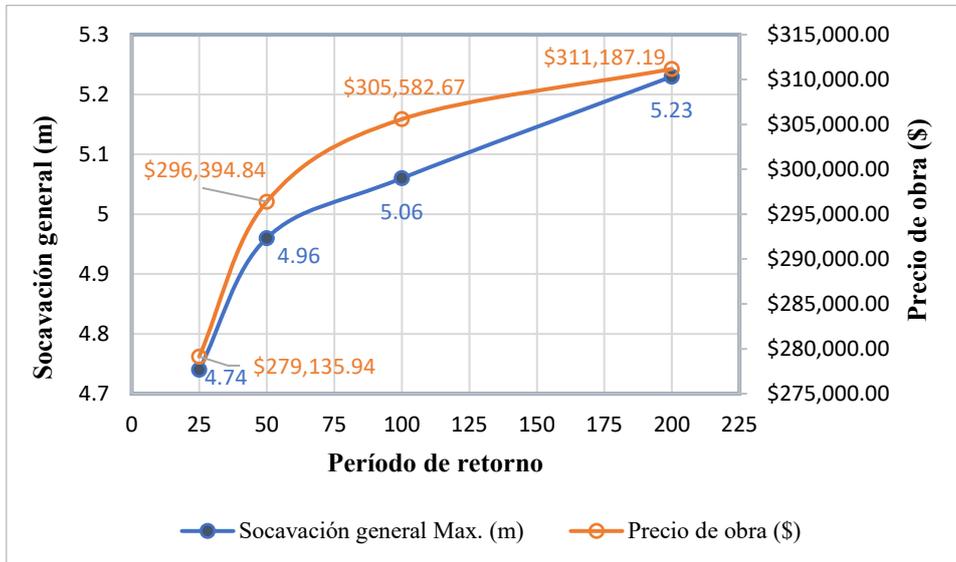


Nota. La figura muestra la relación del caudal de diseño y el costo de la obra, para cada uno de los períodos de retorno analizados (25, 50, 100 y 200 años).

Fuente. Tesistas.

Figura 5.9:

Relación de la socavación general y el costo de la obra en base al período de retorno



Nota. La figura muestra la relación de la socavación general y el costo de la obra, para cada uno de los períodos de retorno analizados (25, 50, 100 y 200 años).

Fuente. Tesistas.

5.2. Conclusiones

- Las características morfológicas de la cuenca Quesares, interpretadas a través de sus factores de forma, indicaron una respuesta hidrológica de velocidad intermedia, sin tendencias extremas. Este comportamiento se confirmó en los resultados, obtenidos dado que los caudales de diseño aumentaron con el período de retorno, pero no se produjeron crecidas abruptas. La socavación general también presentó incrementos moderados, lo que demuestra que la geometría de la cuenca influyó en una respuesta hidrológica equilibrada y predecible.
- Se cumplió con el cálculo de los caudales teóricos para los diferentes períodos de retorno mediante el método racional. Estos valores sirvieron como base para definir el perfil de remanso y establecer el caudal de diseño final. A pesar de su simplicidad, el método resulta eficaz para representar el comportamiento hidrológico de cuencas pequeñas sin registros históricos extensos.
- A pesar de que los caudales de diseño aumentaron de forma significativa en cada período de retorno, este incremento no se reflejó de manera proporcional en las dimensiones de los estribos. La altura del estribo también creció en todos los escenarios, pero de forma más moderada. Esto demuestra que, aunque existe una relación directa entre el comportamiento hidráulico y el predimensionamiento estructural, el aumento del caudal no implica necesariamente una modificación drástica en las dimensiones de la subestructura.
- La socavación general no presentó una variación tan pronunciada, a pesar de que los caudales de diseño aumentaron considerablemente con cada período de retorno. Esto se debe a que la velocidad del flujo se mantuvo dentro de un rango moderado. Esta relación es resultado de haber considerado una sección transversal constante en todos los escenarios, lo que limitó el crecimiento de la velocidad incluso ante mayores volúmenes de caudal. En consecuencia, más allá del caudal transportado, la geometría del canal se confirma como un factor clave que condiciona el efecto erosivo en la base del cauce.

- La socavación general, estimada mediante el método de Maza, presentó un aumento gradual a medida que se incrementaban los caudales de diseño correspondientes a cada período de retorno. Aunque el incremento en caudal fue significativo, la socavación se mantuvo dentro de un comportamiento progresivo y estable, alcanzando su valor máximo en el escenario de 200 años. Este resultado destaca la importancia de considerar la socavación en el diseño de estribos y cimentaciones, especialmente cuando se trabaja con escenarios hidrológicos más exigentes.
- El estudio se desarrolló considerando una estratigrafía uniforme para ambos estribos, lo que permitió que sus alturas y posiciones se mantuvieran constantes a lo largo de todos los escenarios analizados. Esta condición también explica por qué la variación estructural frente al incremento del período de retorno no fue tan significativa. Sin embargo, si se hubieran considerado distintos tipos de estrato en cada margen del cauce, la respuesta estructural habría sido diferente. En ese caso, el impacto del período de retorno se habría reflejado con mayor claridad, generando diferencias notorias en la profundidad de socavación, alturas desiguales entre estribos y posibles desplazamientos en su ubicación. Por lo tanto, el comportamiento estructural también está condicionado por las características del terreno, además de los efectos hidráulicos.
- Los escenarios de período de retorno considerados en el estudio representan condiciones realistas dentro del comportamiento hidrológico observado en cuencas del Ecuador. Por tanto, los resultados obtenidos pueden servir como base técnica de referencia para futuros prediseños de puentes ubicados en regiones con características morfológicas e hidráulicas similares.
- A partir del análisis técnico-económico realizado en el prediseño de la subestructura del puente tipo, se concluye que el impacto del período de retorno en los costos de construcción no es tan significativo. Si bien se observan incrementos graduales en el caudal de diseño y, por tanto, en las dimensiones hidráulicas y estructurales asociadas, los costos finales de la subestructura presentan variaciones moderadas, con diferencias que no superan el 6% entre el escenario de 25 y 50 años, y que se reducen aún más en los periodos de 100 y 200

años. Estos resultados demuestran que el período de retorno, si bien influye, no constituye el único ni el principal factor que determina el aumento de los costos constructivos. Esta investigación permite desmitificar la creencia inicial de que mayores períodos de retorno conllevarían incrementos desproporcionados en el costo de la obra. Por el contrario, se evidenció que es posible adoptar criterios de diseño más conservadores (como un período de 100 años) sin comprometer de forma significativa la viabilidad económica del proyecto.

5.3. Recomendaciones

- Para obtener un modelo más realista del comportamiento del suelo en la zona del puente, se recomienda realizar un estudio estratigráfico con mayor detalle, tanto en profundidad como a lo largo del eje del proyecto. Esto significa tomar más muestras en diferentes puntos y con mayor frecuencia vertical en cada sondeo, lo cual permitiría identificar cambios en los estratos que podrían pasar desapercibidos con una exploración limitada. Este enfoque permitirá mejorar el diseño de la estructura y garantizar una mayor seguridad.
- Aunque el predimensionamiento es útil para establecer lineamientos iniciales, se recomienda realizar un análisis estructural completo en software especializado que considere cargas combinadas, comportamiento dinámico y efectos de cimentación sobre suelos con distinta resistencia.
- Se recomienda que, en zonas urbanas, de infraestructura crítica o expuestas a crecidas frecuentes, se adopten períodos de retorno mayores (100 o 200 años) como base de diseño del puente. Los resultados obtenidos demuestran que esta medida es técnica y económicamente viable, y aporta mayor seguridad sin incrementar significativamente los costos
- Se recomienda considerar los factores de forma de la cuenca en etapas iniciales de diseño, dado que permiten anticipar el tipo de respuesta hidrológica y planificar mejor la estructura hidráulica a implementar.

- Se sugiere promover campañas de recolección de información hidrológica y geotécnica en cuencas con poca información. La disponibilidad de datos confiables permitirá diseñar infraestructuras más seguras, ajustadas al contexto real del Ecuador.

Bibliografía

- AASHTO. (2020). *LRFD bridge design specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Aguilar Yañez, C. cristian. (2008). *ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS DE DRENAJES CON GEOSINTÉTICOS VERSUS SISTEMAS DE DRENAJES NATURALES PARA MUROS DE CONTENCIÓN* [Universidad Austral de Chile]. <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2008/bmfcia283a/doc/bmfcia283a.pdf>
- Aguinaga Ramírez, H. A. (2019). *FACULTAD DE INGENIERÍA, ARQUITECTURA Y URBANISMO*.
- Béjar, M. V. (2022). *HIDROLOGÍA* (Instituto Tecnológico de Costa Rica, Ed.).
- Berlana, J., Corres, H., & Todisco, L. (2021). Estudio de diferentes tipologías estructurales para el proyecto de edificios altos: criterios de predimensionamiento y aplicación a dos casos de estudio. *Informes de la Construcción*, 73(562), 1-12. <https://doi.org/10.3989/ic.78002>
- Campos Aranda, D. F. (2008). CALIBRACIÓN DEL MÉTODO RACIONAL EN OCHO CUENCAS RURALES MENORES DE 1,650 km² DE LA REGIÓN HIDROLÓGICA No. 10 (SINALOA), MÉXICO. *Agrociencia*, 42(6), 615-627. https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S1405-31952008000600002&script=sci_abstract
- Castro Vargas, A., & Torres Giraldo, J. P. (2011). *FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA Y EXPERIMENTAL DEL CÁLCULO DE SOCAVACIÓN EN PUENTES*.
- Cerignoni, F., & Rodrigues, V. (2015). Cuadernos de la Sociedad Española de Ciencias Forestales Análisis morfométrico de la microcuenca «C» núcleo Cunha, São Paulo, Brasil. *Cuadernos de la Sociedad Española de Ciencias Forestales*, 41, 355-366.
- Chiarito, E., Zimmermann, E., & Zacarías, S. M. (2018). *METODOLOGÍAS PARA LA ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA EN ÁREAS URBANIZADAS MEDIANTE TELEDETECCIÓN* (Vol. 24).
- Estes, A. C., & Frangopol, D. M. (2001). Bridge Lifetime System Reliability under Multiple Limit States. *Journal of Bridge Engineering*, 6(6), 523-528. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1084-0702\(2001\)6:6\(523\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1084-0702(2001)6:6(523))
- Fernández, B., José, L., & Monckeberg, P. M. (2015). *Estimación del periodo de retorno de sequías meteorológicas e hidrológicas mensuales*. <http://www.revistatyca.org.mx/index.php/tyca/article/view/867>
- Fernández de Córdova, J., León, A., Rodríguez, Y., Martínez, P., & Meneses, M. (2018). Influencia del método de estimación en el coeficiente de Manning para cauces naturales. *riha*, 39, 17-31.
- Godínez Melgares, G. (2010). *Diseño y Construcción de Puentes*. Universidad de Oriente – Facultad de Construcciones.

- Ibisate González, A. (2004). ANÁLISIS MORFOMÉTRICO DE LA CUENCA Y DE LA RED DE DRENAJE DEL RÍO ZADORRA Y SUS AFLUENTES APLICADO A LA PELIGROSIDAD DE CRECIDAS. *Boletín de la Asociación de Geógrafos Españoles (Boletín de la A.G.E.)*, 38, 311-329. <https://bage.age-geografia.es/ojs/index.php/bage/article/view/495>
- Guevara, M. E. (2021). *Socavación en puentes: evaluación, instrumentación y cálculo*.
- Helene, P., & Pereira Fernanda. (2005). *Manual de Rehabilitación de Estructura de Hormigón*. <https://www.udocz.com/apuntes/126045/manual-rehabilitacion-de-estructuras-hormigon-reparacion-refuerzo>
- Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI). (2015). *DETERMINACIÓN DE ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DE INTENSIDADES MÁXIMAS DE PRECIPITACIÓN*.
- PCI BDM. (2014). *PCI Bridge Design Manual - 3rd Edition, Second Release, August 2014*. <http://www.pci.org>
- Rodríguez, A. (2017). *Puentes con AASHTO LRFD (Vol. 7)*.
- Suárez Díaz, J. (2001). *Control de Erosión en Zonas Tropicales*. Universidad Industrial de Santander – División Editorial y de Publicaciones. <https://www.erosion.com.co/control-de-erosion-en-zonas-tropicales/>
- Toapaxi, J., Galiano, L., Castro, M., Hidalgo, X., & Valencia, N. (2015). Análisis de la Socavación en Cauces Naturales. *Revista Politécnica*, 35(3). https://revistapolitecnica.epn.edu.ec/ojs2/index.php/revista_politecnica2/article/view/368
- Valencia-Leguizamón, J., & Tobón, C. (2017). Influencia de la vegetación en el funcionamiento hidrológico de cuencas de humedales de alta montaña tropical. *Ecosistemas*, 26(2), 10-17. <https://doi.org/10.7818/ECOS.2017.26-2.02>
- Vásconez, M., Mancheno, A., Álvarez, C., Prehn Claudia, Cevallos, C., & Ortiz, L. (2019). *Cuencas Hidrográficas*. Universidad Politécnica Salesiana. <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/19038/1/Cuencas%20hidrogr%C3%A1ficas.pdf>
- Vélez, J., & Botero, A. (2011). ESTIMACIÓN DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN Y TIEMPO DE REZAGO EN LA CUENCA EXPERIMENTAL URBANA DE LA QUEBRADA SAN LUIS. *Dyna*, 78, 58-71. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=49622372006>
- Juarez B, E.& RICOR, A. (1992). MECANICA DE SUELOS. TOMO III, FLUJO DE FLUJO DE AGUA EN SUELOS. MEXICO: Grupo Noriega Editores.

Anexos

Anexo 1:

Valores de diseño para el tramo 1 de la pantalla del estribo para un Tr: 25 años

TABLE: Element Forces - Area Shells								
Area	AreaElem	ShellType	OutputCase	CaseType	F11	F22	F12	FMax
Text	Text	Text	Text	Text	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m
262	262	Shell-Thin	RESITENCIA 1	LinStatic	-17.083	-80.953	-0.203	-17.082
262	262	Shell-Thin	RESITENCIA 1	LinStatic	-17.073	-80.903	0.42	-17.07
262	262	Shell-Thin	RESITENCIA 1	LinStatic	-13.501	-80.189	0.904	-13.489
262	262	Shell-Thin	RESITENCIA 1	LinStatic	-13.511	-80.239	0.281	-13.51

FMin	FAngle	FVM	M11	M22	M12	MMax	MMin	MAngle
Tonf/m	Degrees	Tonf/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Degrees
-80.954	-0.182	73.909	30.26194	172.4657	0.01424	172.4657	30.26194	89.994
-80.906	0.377	73.865	31.82512	172.8523	-0.2243	172.8526	31.82477	-89.909
-80.201	0.777	74.38	25.77804	148.1639	-0.19565	148.1642	25.77772	-89.908
-80.24	0.242	74.411	26.17268	148.2715	0.02122	148.2715	26.17267	89.99

V13	V23	VMax	VAngle
Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m	Degrees
-3.141	51.232	51.328	93.508
-3.186	52.269	52.366	93.489
0.729	52.225	52.23	89.2
0.775	51.189	51.195	89.133

Anexo 2:

Valores de diseño para el tramo 2 de la pantalla del estribo para un Tr: 25 años

TABLE: Element Forces - Area Shells								
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	F11	F22	F12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m
270	270	Shell-Thin	300	RESITENCIA 1	LinStatic	2.828	-78.751	0.079
270	270	Shell-Thin	317	RESITENCIA 1	LinStatic	2.873	-78.523	0.275
270	270	Shell-Thin	318	RESITENCIA 1	LinStatic	3.742	-78.349	0.28
270	270	Shell-Thin	301	RESITENCIA 1	LinStatic	3.696	-78.577	0.084

FMax	FMin	FAngle	FVM	M11	M22	M12	MMax	MMin
Tonf/m	Tonf/m	Degrees	Tonf/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m
2.828	-78.751	0.055	80.202	4.10887	36.61266	-0.05329	36.61274	4.10878
2.874	-78.524	0.194	80	4.03402	36.61484	-0.15161	36.61555	4.03332
3.743	-78.35	0.196	80.287	2.48427	27.86373	-0.12718	27.86437	2.48363
3.696	-78.577	0.058	80.489	2.5406	27.85867	-0.04065	27.85873	2.54053

MAngle	V13	V23	VMax	VAngle
Degrees	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m	Degrees
-89.906	0.123	18.561	18.561	89.62
-89.733	0.098	18.555	18.555	89.696
-89.713	0.061	18.531	18.531	89.81
-89.908	0.086	18.537	18.537	89.734

Anexo 3:

Valores de diseño para el tramo 1 de la pantalla del estribo para un Tr: 50 años

TABLE: Element Forces - Area Shells								
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	F11	F22	F12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m
431	431	Shell-Thin	492	RESISTENCIA I	LinStatic	-19.314	-82.028	-0.23
431	431	Shell-Thin	509	RESISTENCIA I	LinStatic	-19.304	-81.981	0.487
431	431	Shell-Thin	510	RESISTENCIA I	LinStatic	-15.002	-81.12	1.021
431	431	Shell-Thin	493	RESISTENCIA I	LinStatic	-15.011	-81.168	0.304
FMax	FMin	FAngle	FVM	M11	M22	M12	MMax	MMin
Tonf/m	Tonf/m	Degrees	Tonf/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m
-19.313	-82.029	-0.21	74.28	32.22943	184.7443	0.00903	184.7443	32.22943
-19.301	-81.985	0.445	74.24	33.88857	185.1491	-0.25057	185.1495	33.88815
-14.986	-81.136	0.884	74.778	27.44299	158.7301	-0.2194	158.7304	27.44262
-15.01	-81.169	0.263	74.802	27.86551	158.8501	0.01508	158.8501	27.86551
MAngle	V13	V23	VMax	VAngle				
Degrees	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m	Degrees				
89.997	-3.331	53.247	53.351	93.579				
-89.905	-3.382	54.315	54.42	93.563				
-89.904	0.782	54.265	54.27	89.175				
89.993	0.833	53.196	53.203	89.103				

Anexo 4:

Valores de diseño para el tramo 2 de la pantalla del estribo para un Tr: 50 años

TABLE: Element Forces - Area Shells								
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	F11	F22	F12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m
439	439	Shell-Thin	500	RESISTENCIA I	LinStatic	2.996	-78.952	0.068
439	439	Shell-Thin	517	RESISTENCIA I	LinStatic	3.045	-78.709	0.251
439	439	Shell-Thin	518	RESISTENCIA I	LinStatic	4.007	-78.516	0.263
439	439	Shell-Thin	501	RESISTENCIA I	LinStatic	3.958	-78.76	0.08
FMax	FMin	FAngle	FVM	M11	M22	M12	MMax	MMin
Tonf/m	Tonf/m	Degrees	Tonf/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m
2.996	-78.952	0.048	80.492	4.37396	39.46122	-0.05759	39.46131	4.37386
3.046	-78.709	0.176	80.276	4.29382	39.46358	-0.16384	39.46434	4.29306
4.008	-78.517	0.182	80.596	2.67462	30.08996	-0.13576	30.09064	2.67394
3.958	-78.76	0.055	80.812	2.73408	30.08507	-0.04336	30.08514	2.73401
MAngle	V13	V23	VMax	VAngle				
Degrees	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m	Degrees				
-89.906	0.131	19.305	19.305	89.61				
-89.733	0.103	19.3	19.3	89.694				
-89.716	0.062	19.272	19.272	89.816				
-89.909	0.09	19.277	19.277	89.733				

Anexo 5:

Valores de diseño para el tramo 1 de la pantalla del estribo para un Tr: 100 años

TABLE: Element Forces - Area Shells								
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	F11	F22	F12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m
197	197	Shell-Thin	227	RESITENCIA 1	LinStatic	-16.869	-82.367	-0.196
197	197	Shell-Thin	244	RESITENCIA 1	LinStatic	-16.857	-82.308	0.349
197	197	Shell-Thin	245	RESITENCIA 1	LinStatic	-13.55	-81.647	0.8
197	197	Shell-Thin	228	RESITENCIA 1	LinStatic	-13.562	-81.706	0.255
FMax	FMin	FAngle	FVM	M11	M22	M12	MMax	MMin
Tonf/m	Tonf/m	Degrees	Tonf/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m
-16.868	-82.368	-0.171	75.363	32.63843	186.7097	0.00682	186.7097	32.63843
-16.855	-82.31	0.306	75.311	34.17152	187.0918	-0.22917	187.0921	34.17117
-13.541	-81.656	0.673	75.798	27.71847	160.2619	-0.20113	160.2622	27.71816
-13.561	-81.707	0.214	75.841	28.10236	160.3695	0.0148	160.3695	28.10236
MAngle	V13	V23	VMax	VAngle				
Degrees	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m	Degrees				
89.997	-3.082	53.504	53.593	93.297				
-89.914	-3.123	54.49	54.579	93.28				
-89.913	0.711	54.45	54.455	89.252				
89.994	0.752	53.464	53.469	89.194				

Anexo 6:

Valores de diseño para el tramo 2 de la pantalla del estribo para un Tr: 100 años

TABLE: Element Forces - Area Shells								
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	F11	F22	F12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m
205	205	Shell-Thin	235	RESITENCIA 1	LinStatic	2.849	-79.232	0.081
205	205	Shell-Thin	252	RESITENCIA 1	LinStatic	2.897	-78.995	0.285
205	205	Shell-Thin	253	RESITENCIA 1	LinStatic	3.749	-78.825	0.295
205	205	Shell-Thin	236	RESITENCIA 1	LinStatic	3.701	-79.062	0.091
FMax	FMin	FAngle	FVM	M11	M22	M12	MMax	MMin
Tonf/m	Tonf/m	Degrees	Tonf/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m
2.849	-79.232	0.057	80.695	4.07336	39.30174	-0.05256	39.30182	4.07328
2.898	-78.996	0.2	80.484	3.99493	39.30903	-0.14661	39.30963	3.99432
3.75	-78.826	0.205	80.766	2.33657	29.86161	-0.12202	29.86215	2.33603
3.701	-79.062	0.063	80.976	2.39361	29.85258	-0.03831	29.85263	2.39355
MAngle	V13	V23	VMax	VAngle				
Degrees	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m	Degrees				
-89.915	0.128	19.213	19.213	89.618				
-89.762	0.107	19.209	19.209	89.68				
-89.746	0.065	19.188	19.189	89.807				
-89.92	0.085	19.192	19.192	89.745				

Anexo 7:

Valores de diseño para el tramo 1 de la pantalla del estribo para un Tr: 200 años

TABLE: Element Forces - Area Shells								
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	F11	F22	F12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m
426	426	Shell-Thin	444	Resistencia 1	LinStatic	-18.158	-82.66	-0.241
426	426	Shell-Thin	473	Resistencia 1	LinStatic	-18.165	-82.696	0.121
426	426	Shell-Thin	474	Resistencia 1	LinStatic	-16.12	-82.287	1.259
426	426	Shell-Thin	445	Resistencia 1	LinStatic	-16.113	-82.251	0.897
FMax	FMin	FAngle	FVM	M11	M22	M12	MMax	MMin
Tonf/m	Tonf/m	Degrees	Tonf/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m
-18.157	-82.661	-0.214	75.244	33.85877	195.774	-0.20182	195.7742	33.85851
-18.165	-82.696	0.107	75.276	36.31542	196.3405	-0.34232	196.3413	36.31469
-16.096	-82.311	1.09	75.56	31.40853	179.6227	-0.31207	179.6234	31.40787
-16.101	-82.264	0.777	75.512	31.99152	179.7467	-0.17847	179.7469	31.99131
MAngle	V13	V23	VMax	VAngle				
Degrees	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m	Degrees				
-89.929	-8.371	55.491	56.119	98.579				
-89.877	-8.395	57.861	58.467	98.255				
-89.879	1.864	57.838	57.868	88.154				
-89.931	1.887	55.468	55.5	88.051				

Anexo 8:

Valores de diseño para el tramo 2 de la pantalla del estribo para un Tr: 200 años

TABLE: Element Forces - Area Shells								
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	F11	F22	F12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m
357	357	Shell-Thin	372	Resistencia 1	LinStatic	1.671	-75.632	-0.137
357	357	Shell-Thin	401	Resistencia 1	LinStatic	1.63	-75.839	-0.167
357	357	Shell-Thin	402	Resistencia 1	LinStatic	1.841	-75.797	-0.521
357	357	Shell-Thin	373	Resistencia 1	LinStatic	1.882	-75.59	-0.491
FMax	FMin	FAngle	FVM	M11	M22	M12	MMax	MMin
Tonf/m	Tonf/m	Degrees	Tonf/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m	Tonf-m/m
1.672	-75.632	-0.102	76.482	3.07169	35.08909	0.14144	35.08972	3.07107
1.63	-75.839	-0.124	76.668	3.11762	35.08377	0.09956	35.08408	3.11731
1.844	-75.8	-0.384	76.739	2.21377	29.77117	0.08773	29.77145	2.21349
1.885	-75.593	-0.363	76.553	2.17715	29.77629	0.12688	29.77687	2.17657
MAngle	V13	V23	VMax	VAngle				
Degrees	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m	Degrees				
89.747	-0.105	18.379	18.379	90.327				
89.822	-0.114	18.378	18.378	90.357				
89.818	-0.083	18.369	18.369	90.259				
89.737	-0.074	18.369	18.369	90.23				

Anexo 9:

Procedimiento para la determinación del acero del estribo para cada periodo de retorno.

ARMADO DE LOS ESTRIBOS

1. Datos de los materiales

Resistencia a compresión del Hormigón $f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 23.536 \text{ MPa}$

Esfuerzo de fluencia $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Recubrimiento $r := 7.5 \text{ cm}$

Modulo de elasticidad del acero $E := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Deformación Unitaria del hormigón compresión $\varepsilon_{cu} := 0.003 \text{ mm}$

Deformación Unitaria del Acero Supuesto $\varepsilon_t := 0.006$

2. Datos geométricos de los estribos

<i>Tr</i>	<i>Base.Sup</i>	<i>Base.Inf</i>	<i>Altura</i>	<i>Espesor.zapata</i>
(yr)	(m)	(m)	(m)	(m)
25	0.35	0.7	8.35	0.7
50	0.35	0.75	8.60	0.75
100	0.40	0.75	8.70	0.75
200	0.40	0.75	8.90	0.75

Prediseño de armados de la pantalla

1. Momentos de diseño

T_r	<i>Tramo.Inf</i>	Mu_1	<i>Tramo.Sup</i>	Mu_2
(yr)	(m)	(tonnef · m)	(m)	(tonnef · m)
25	0 – 4.20	172.85	4.20 – 8.35	36.61
50	0 – 4.30	185.14	4.3 – 8.60	39.46
100	0 – 4.35	187.09	4.35 – 8.70	39.30
200	0 – 4.45	196.34	4.45 – 8.90	35.08

2. Determinación del factor de relación entra la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro según ACI 22.2.2.4.3.

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.85 \\ \text{if } 28 \text{ MPa} < f'_c < 55 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.85 - \frac{0.05 (f'_c - 28 \text{ MPa})}{7 \text{ MPa}} \\ \text{if } f'_c \geq 55 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.65 \end{array} \right. = 0.85$$

3. Determinación del valor de la deformación unitaria neta a tracción y factor de reducción de resistencia a momento Φ según ACI 21.2.2 :

$$\varepsilon_{ty} := \frac{f_y}{E} = 0.002$$

$$\Phi := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \Phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \Phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.003} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \Phi \leftarrow 0.90 \end{array} \right. \end{array} \right. = 0.9$$

4. Determinación del peralte efectivo:

$$d := \left\{ \begin{array}{l} \text{for } i \in 0.. \text{rows}(Tr) - 1 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} d_{0,0} \leftarrow \text{"Peralte.Bas.Sup"} \\ d_{0,1} \leftarrow \text{"Peralte.Bas.Inf"} \\ d_{i+1,0} \leftarrow Base.Sup_i - r \\ d_{i+1,1} \leftarrow Base.Inf_i - r \end{array} \right. \\ d \end{array} \right. = \left[\begin{array}{cc} \text{"Peralte.Bas.Sup"} & \text{"Peralte.Bas.Inf"} \\ 0.275 \text{ m} & 0.625 \text{ m} \\ 0.275 \text{ m} & 0.675 \text{ m} \\ 0.325 \text{ m} & 0.675 \text{ m} \\ 0.325 \text{ m} & 0.675 \text{ m} \end{array} \right]$$

5. Determinación de acero longitudinal requerido:

$$As_{Tramo.Inf} := \left\{ \begin{array}{l} \text{for } i \in 0.. \text{rows}(Tr) - 1 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} As_{Tramo1_i} \leftarrow 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{i+1,1} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu_{1_i}}{\Phi \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{i+1,1}^2}} \right) \end{array} \right. \\ As_{Tramo1} \end{array} \right. = \left[\begin{array}{c} 85.089 \\ 83.09 \\ 84.116 \\ 89.042 \end{array} \right] \text{ cm}^2$$

$$As_{Tramo.Sup} := \left\{ \begin{array}{l} \text{for } i \in 0.. \text{rows}(Tr) - 1 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} As_{Tramo1_i} \leftarrow 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{i+1,0} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu_{2_i}}{\Phi \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{i+1,0}^2}} \right) \end{array} \right. \\ As_{Tramo1} \end{array} \right. = \left[\begin{array}{c} 41.741 \\ 45.819 \\ 36.123 \\ 31.748 \end{array} \right] \text{ cm}^2$$

6. Determinación de acero longitudinal mínimo requerido:

$$As.min_{Tramo.Inf} := \left| \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0 .. \text{rows}(Tr) - 1 \\ \left| \left| \begin{array}{l} As_{Tramo1_i} \leftarrow \max \left(\frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \sqrt{1 \frac{kgf}{cm^2}}}{f_y} \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{i+1,1}, \frac{14 \cdot 1 \frac{kgf}{cm^2}}{f_y} \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{i+1,1} \right) \\ As_{Tramo1} \end{array} \right. \end{array} \right. \right| = \begin{bmatrix} 20.83 \\ 22.5 \\ 22.5 \\ 22.5 \end{bmatrix} cm^2$$

$$As.min_{Tramo.Sup} := \left| \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0 .. \text{rows}(Tr) - 1 \\ \left| \left| \begin{array}{l} As_{Tramo1_i} \leftarrow \max \left(\frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \sqrt{1 \frac{kgf}{cm^2}}}{f_y} \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{i+1,0}, \frac{14 \cdot 1 \frac{kgf}{cm^2}}{f_y} \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{i+1,0} \right) \\ As_{Tramo1} \end{array} \right. \end{array} \right. \right| = \begin{bmatrix} 9.17 \\ 9.17 \\ 10.83 \\ 10.83 \end{bmatrix} cm^2$$

7. Determinación de acero transversal requerido ACI 11.6.1:

$$As.tran_{Tramo.Inf} := \left| \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0 .. \text{rows}(Tr) - 1 \\ \left| \left| \begin{array}{l} As.tran_{Tramo.Inf}_i \leftarrow 0.0020 \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{i+1,1} \\ As.tran_{Tramo.Inf} \end{array} \right. \end{array} \right. \right| = \begin{bmatrix} 12.5 \\ 13.5 \\ 13.5 \\ 13.5 \end{bmatrix} cm^2$$

$$As.tran_{Tramo.Sup} := \left| \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0 .. \text{rows}(Tr) - 1 \\ \left| \left| \begin{array}{l} As.tran_{Tramo.Sup}_i \leftarrow 0.0020 \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{i+1,0} \\ As.tran_{Tramo.Sup} \end{array} \right. \end{array} \right. \right| = \begin{bmatrix} 5.5 \\ 5.5 \\ 6.5 \\ 6.5 \end{bmatrix} cm^2$$

8. Distribución de aceros
Tr: 25 años
- Acero Longitudinal Trados
Tramo (0 – 4.20):

$$d_1 := \# : 32 \quad Sep_1 := 19 \text{ cm} \quad n_1 := \frac{1 \text{ m}}{Sep_1} = 5$$

$$A's_1 := n_1 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_1^2 = 42.329 \text{ cm}^2$$

Tramo (4.20 – 8.35):

$$d_2 := \# : 28 \quad Sep_2 := 14 \text{ cm} \quad n_2 := \frac{1 \text{ m}}{Sep_2} = 7$$

$$A's_2 := n_2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_2^2 = 43.982 \text{ cm}^2$$

$$As.Long.Total := A's_1 + A's_2 = 86.311 \text{ cm}^2$$

Tr: 25 años
- Acero Longitudinal Instrasdos
Tramo (0 – 4.20):

$$d_{1,1} := \# : 16 \quad Sep_{1,1} := 17 \text{ cm} \quad n_{1,1} := \frac{1 \text{ m}}{Sep_{1,1}} = 6$$

$$A's_{1,1} := n_{1,1} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1,1}^2 = 11.827 \text{ cm}^2$$

Tramo (4.20 – 8.35):

$$d_{2,1} := \# : 14 \quad Sep_{2,1} := 16 \text{ cm} \quad n_{2,1} := \frac{1 \text{ m}}{Sep_{2,1}} = 6$$

$$A's_{2,1} := n_{2,1} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{2,1}^2 = 9.621 \text{ cm}^2$$

$$As.Long.Total := A's_{1,1} + A's_{2,1} = 21.448 \text{ cm}^2$$

-Acero Transversal
Tramo (0 – 4.20):

$$dt_1 := \# : 14 \quad Sept_1 := 11 \text{ cm} \quad nt_1 := \frac{1 \text{ m}}{Sept_1} = 9$$

$$A'st_1 := nt_1 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot dt_1^2 = 13.994 \text{ cm}^2$$

Tramo (4.20 – 8.35):

$$dt_2 := \# : 12 \quad Sept_2 := 20 \text{ cm} \quad nt_2 := \frac{1 \text{ m}}{Sept_2} = 5$$

$$A'st_2 := nt_2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot dt_2^2 = 5.655 \text{ cm}^2$$

Tr: 50 años
- Acero Longitudinal
Tramo (0 – 4.30):

$$d_1 := \# : 32 \quad Sep_1 := 22 \text{ cm} \quad n_1 := \frac{1 \text{ m}}{Sep_1} = 5$$

$$A's_1 := n_1 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_1^2 = 36.557 \text{ cm}^2$$

Tramo (4.3 – 8.60):

$$d_2 := \# : 32 \quad Sep_2 := 17 \text{ cm} \quad n_2 := \frac{1 \text{ m}}{Sep_2} = 6$$

$$A's_2 := n_2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_2^2 = 47.309 \text{ cm}^2$$

$$As.Long.Total := A's_1 + A's_2 = 83.865 \text{ cm}^2$$

Tr: 50 años
- Acero Longitudinal Instrasdos
Tramo (0 – 4.30):

$$d_{1.1} := \# : 16 \quad Sep_{1.1} := 15 \text{ cm} \quad n_{1.1} := \frac{1 \text{ m}}{Sep_{1.1}} = 7$$

$$A's_{1.1} := n_{1.1} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1.1}^2 = 13.404 \text{ cm}^2$$

Tramo (4.20 – 8.60):

$$d_{2.1} := \# : 14 \quad Sep_{2.1} := 16 \text{ cm} \quad n_{2.1} := \frac{1 \text{ m}}{Sep_{2.1}} = 6$$

$$A's_{2.1} := n_{2.1} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{2.1}^2 = 9.621 \text{ cm}^2$$

$$As.Long.Total := A's_{1.1} + A's_{2.1} = 23.025 \text{ cm}^2$$

-Acero Transversal
Tramo (0 – 4.30):

$$dt_1 := \# : 14 \quad Sept_1 := 11 \text{ cm} \quad nt_1 := \frac{1 \text{ m}}{Sept_1} = 9$$

$$A'st_1 := nt_1 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot dt_1^2 = 13.994 \text{ cm}^2$$

Tramo (4.3 – 8.60):

$$dt_2 := \# : 12 \quad Sept_2 := 20 \text{ cm} \quad nt_2 := \frac{1 \text{ m}}{Sept_2} = 5$$

$$A'st_2 := nt_2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot dt_2^2 = 5.655 \text{ cm}^2$$

Tr: 100 años
- Acero Longitudinal
Tramo (0 – 4.35):

$$d_1 := \#: 32 \quad Sep_1 := 16 \text{ cm} \quad n_1 := \frac{1 \text{ m}}{Sep_1} = 6$$

$$A's_1 := n_1 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_1^2 = 50.265 \text{ cm}^2$$

Tramo (4.35 – 8.70):

$$d_2 := \#: 28 \quad Sep_2 := 17 \text{ cm} \quad n_2 := \frac{1 \text{ m}}{Sep_2} = 6$$

$$A's_2 := n_2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_2^2 = 36.221 \text{ cm}^2$$

$$As.Long.Total := A's_1 + A's_2 = 86.486 \text{ cm}^2$$

Tr: 100 años
- Acero Longitudinal Instrasdos
Tramo (0 – 4.35):

$$d_{1.1} := \#: 16 \quad Sep_{1.1} := 17 \text{ cm} \quad n_{1.1} := \frac{1 \text{ m}}{Sep_{1.1}} = 6$$

$$A's_{1.1} := n_{1.1} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1.1}^2 = 11.827 \text{ cm}^2$$

Tramo (4.35 – 8.70):

$$d_{2.1} := \#: 14 \quad Sep_{2.1} := 14 \text{ cm} \quad n_{2.1} := \frac{1 \text{ m}}{Sep_{2.1}} = 7$$

$$A's_{2.1} := n_{2.1} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{2.1}^2 = 10.996 \text{ cm}^2$$

$$As.Long.Total := A's_{1.1} + A's_{2.1} = 22.823 \text{ cm}^2$$

-Acero Transversal
Tramo (0 – 4.30):

$$dt_1 := \#: 14 \quad Sept_1 := 11 \text{ cm} \quad nt_1 := \frac{1 \text{ m}}{Sept_1} = 9$$

$$A's_{t1} := nt_1 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot dt_1^2 = 13.994 \text{ cm}^2$$

Tramo (4.35 – 8.70):

$$dt_2 := \#: 12 \quad Sept_2 := 17 \text{ cm} \quad nt_2 := \frac{1 \text{ m}}{Sept_2} = 6$$

$$A's_{t2} := nt_2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot dt_2^2 = 6.653 \text{ cm}^2$$

Tr: 200 años
- Acero Longitudinal
Tramo (0 – 4.45):

$$d_1 := \# : 32 \quad Sep_1 := 14 \text{ cm} \quad n_1 := \frac{1 \text{ m}}{Sep_1} = 7$$

$$A's_1 := n_1 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_1^2 = 57.446 \text{ cm}^2$$

Tramo (4.45 – 8.90):

$$d_2 := \# : 28 \quad Sep_2 := 19 \text{ cm} \quad n_2 := \frac{1 \text{ m}}{Sep_2} = 5$$

$$A's_2 := n_2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_2^2 = 32.408 \text{ cm}^2$$

$$As.Long.Total := A's_1 + A's_2 = 89.854 \text{ cm}^2$$

Tr: 200 años
- Acero Longitudinal Instrasdos
Tramo (0 – 4.45):

$$d_{1.1} := \# : 16 \quad Sep_{1.1} := 17 \text{ cm} \quad n_{1.1} := \frac{1 \text{ m}}{Sep_{1.1}} = 6$$

$$A's_{1.1} := n_{1.1} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1.1}^2 = 11.827 \text{ cm}^2$$

Tramo (4.45 – 8.90):

$$d_{2.1} := \# : 14 \quad Sep_{2.1} := 14 \text{ cm} \quad n_{2.1} := \frac{1 \text{ m}}{Sep_{2.1}} = 7$$

$$A's_{2.1} := n_{2.1} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{2.1}^2 = 10.996 \text{ cm}^2$$

$$As.Long.Total := A's_{1.1} + A's_{2.1} = 22.823 \text{ cm}^2$$

-Acero Transversal
Tramo (0 – 4.45):

$$dt_1 := \# : 14 \quad Sept_1 := 11 \text{ cm} \quad nt_1 := \frac{1 \text{ m}}{Sept_1} = 9$$

$$A's_{t1} := nt_1 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot dt_1^2 = 13.994 \text{ cm}^2$$

Tramo (4.45 – 8.90):

$$dt_2 := \# : 12 \quad Sept_2 := 17 \text{ cm} \quad nt_2 := \frac{1 \text{ m}}{Sept_2} = 6$$

$$A's_{t2} := nt_2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot dt_2^2 = 6.653 \text{ cm}^2$$

Prediseño de armados de la zapata

1. Momentos de diseño

(Tr) (yr)	Mu $(tonnef \cdot m)$
25	101.58
50	107.55
100	105.87
200	111.85

2. Determinación de peralte efectivo:

$$d := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0 \dots \text{rows}(Tr) - 1 \\ \left\| \begin{array}{l} d_0 \leftarrow \text{"Peralte.Bas.Sup"} \\ d_{i+1} \leftarrow \text{Espesor.zapata}_i - r \end{array} \right\| \\ \left\| \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\| \\ d \end{array} \right\| = \left[\begin{array}{l} \text{"Peralte.Bas.Sup"} \\ 0.625 \text{ m} \\ 0.675 \text{ m} \\ 0.675 \text{ m} \\ 0.675 \text{ m} \end{array} \right]$$

3. Determinación de acero vertical requerido:

$$As_{Vertical} := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0 \dots \text{rows}(Tr) - 1 \\ \left\| \begin{array}{l} As_{Tramo1_i} \leftarrow 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{i+1} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu_i}{\Phi \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{i+1}^2}} \right) \\ \\ \\ \end{array} \right\| \\ \left\| \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\| \\ As_{Tramo1} \end{array} \right\| = \left[\begin{array}{l} 46.569 \\ 45.278 \\ 44.515 \\ 47.24 \end{array} \right] \text{ cm}^2$$

4. Determinación de acero transversal requerido ACI 8.6.1.1:

$$As_{Horizontal} := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0 \dots \text{rows}(Tr) - 1 \\ \left\| \begin{array}{l} As_{tran_{Tramo.Inf}_i} \leftarrow 0.0018 \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{i+1} \\ \\ \\ \end{array} \right\| \\ \left\| \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\| \\ As_{tran_{Tramo.Inf}} \end{array} \right\| = \left[\begin{array}{l} 11.25 \\ 12.15 \\ 12.15 \\ 12.15 \end{array} \right] \text{ cm}^2$$

5. Distribución de aceros

Tr: 25 años
- Acero Vertical:

$$d_1 := \# : 32 \quad Sep_1 := 17 \text{ cm} \quad n_1 := \frac{1 \text{ m}}{Sep_1} = 6$$

$$A's_1 := n_1 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_1^2 = 47.309 \text{ cm}^2$$

Tr: 50 años
- Acero Vertical:

$$d_1 := \# : 32 \quad Sep_1 := 17 \text{ cm} \quad n_1 := \frac{1 \text{ m}}{Sep_1} = 6$$

$$A's_1 := n_1 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_1^2 = 47.309 \text{ cm}^2$$

Tr: 100 años
- Acero Vertical:

$$d_1 := \# : 32 \quad Sep_1 := 17 \text{ cm} \quad n_1 := \frac{1 \text{ m}}{Sep_1} = 6$$

$$A's_1 := n_1 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_1^2 = 47.309 \text{ cm}^2$$

Tr: 200 años
- Acero Vertical:

$$d_1 := \# : 32 \quad Sep_1 := 17 \text{ cm} \quad n_1 := \frac{1 \text{ m}}{Sep_1} = 6$$

$$A's_1 := n_1 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_1^2 = 47.309 \text{ cm}^2$$

- Acero Horizontal:

$$d_{1.1} := \# : 16 \quad Sep_{1.1} := 17 \text{ cm} \quad n_{1.1} := \frac{1 \text{ m}}{Sep_{1.1}} = 6$$

$$A's_{1.1} := n_{1.1} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1.1}^2 = 11.827 \text{ cm}^2$$

- Acero Horizontal:

$$d_{1.1} := \# : 16 \quad Sep_{1.1} := 16 \text{ cm} \quad n_{1.1} := \frac{1 \text{ m}}{Sep_{1.1}} = 6$$

$$A's_{1.1} := n_{1.1} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1.1}^2 = 12.566 \text{ cm}^2$$

- Acero Horizontal:

$$d_{1.1} := \# : 16 \quad Sep_{1.1} := 16 \text{ cm} \quad n_{1.1} := \frac{1 \text{ m}}{Sep_{1.1}} = 6$$

$$A's_{1.1} := n_{1.1} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1.1}^2 = 12.566 \text{ cm}^2$$

- Acero Horizontal:

$$d_{1.1} := \# : 16 \quad Sep_{1.1} := 16 \text{ cm} \quad n_{1.1} := \frac{1 \text{ m}}{Sep_{1.1}} = 6$$

$$A's_{1.1} := n_{1.1} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1.1}^2 = 12.566 \text{ cm}^2$$