

Capítulo III

Modelo de memoria técnica

Soledad Gutiérrez-López

mgutierrezl@ups.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0002-1768-8350>

Christian Mera-Parra

cmera@ups.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-3850-025X>

La memoria técnica es respaldo documental del proceso de diseño y de la fundamentación de los criterios técnicos adoptados en el proceso de diseño de un proyecto. En el ámbito de la ingeniería hidráulica e hidrológica su función es evidenciar la seguridad estructural, coherencia técnica y factibilidad de las metodologías planteadas y aplicadas. Este capítulo establece los lineamientos para la estructuración, redacción y contenido de una memoria técnica con base en literatura relacionada a obras de infraestructura fluvial en Ecuador.

3.1 Antecedentes

En la práctica profesional de la ingeniería civil, la memoria técnica constituye el instrumento de comunicación entre el diseñador, el fiscalizador, el constructor y administrador de la obra. Contiene la fundamentación técnica de las decisiones de diseño adoptadas, describe los datos de entrada, las metodologías aplicadas, los cálculos realizados y los resultados obtenidos, permitiendo una trazabilidad técnica que respalde cada componente del proyecto (MTOP, 2013).

En proyectos de infraestructura fluvial y vial, como puentes, encauzamientos, drenajes y obras de protección contra avenidas, este documento es relevante para asegurar la resiliencia de las obras ante eventos hidrometeorológicos extremos (Hunt et al., 2024; Kilgore et al., 2024).

La presentación de una memoria técnica no constituye únicamente una obligación contractual sino representa un ejercicio de responsabilidad técnica y profesional. El contenido debe ajustarse a los lineamientos establecidos por la normativa vigente, como las especificaciones del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP), el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC), y guías metodológicas internacionales. Entre estas se destacan el Highway Hydrology (HDS-2, 2024), el Hydraulic Design of Safe Bridges (HDS-7, 2024), y el National Engineering Handbook, Part 630 Hydrology del NRCS, que proporcionan criterios técnicos para el modelado hidrológico (Kilgore et al., 2024; Hunt et al., 2024; Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2013). A nivel nacional se sugiere el capítulo de diseño hidrológico de la NEVI. La presente guía parte de un enfoque sistemático y estructurado, iniciando con la recopilación y análisis de datos hidrometeorológicos, seguido por la modelación hidrológica hidráulica especializada y el análisis de socavación con métodos empíricos y analíticos. Se considera el enfoque normativo de diseño, incluyendo la selección de períodos de retorno, profundidad de cimentación, y elementos de protección estructural (Gumbel, 1958; SCS, 1972).

En el contexto ecuatoriano, donde las cuencas hidrográficas presentan una alta variabilidad climática y topográfica, el rigor en la formulación de estudios técnicos es vital. La incidencia de eventos extremos, tales como lluvias intensas y crecidas repentinas, obliga a adoptar metodologías robustas de análisis que aseguren la estabilidad estructural y funcionalidad de las obras. El caso de estudio desarrollado en este capítulo toma como referencia proyectos ubicados en zonas de alta pluviosidad y pendiente, como lo son las provincias de Zamora Chinchipe y Napo, proporcionando ejemplos concretos de aplicación.

A nivel académico este tipo de documentos permite sistematizar aprendizajes derivados de proyectos ejecutados o en fase de diseño, contribuyendo a la consolidación de capacidades técnicas y desarrollo de metodologías en equipos de trabajo. En este sentido se plantea también como una herramienta didáctica para estudiantes de ingeniería civil, investigadores y profesionales que requieran estructurar, evaluar o retroalimentar memorias técnicas dentro del campo de la ingeniería hidráulica, bajo estándares normativos consolidados.

Por último, es importante señalar que una memoria técnica elaborada correctamente facilita la revisión técnica, la autorización del proyecto y constituye un documento de referencia para futuras intervenciones en el mismo lugar. Esto posibilita la evaluación del rendimiento de las soluciones implementadas y sugiere modificaciones. Este planteamiento refuerza la gestión de riesgos, la sostenibilidad de las infraestructuras hidráulicas y la organización territorial.

3.2 Estudio hidrológico puente vehicular río Zavanillas

3.2.1 Introducción

El diseño de infraestructura vial sobre cursos de agua, como los puentes, requiere la integración rigurosa de estudios hidrológicos e hidráulicos que permitan estimar con precisión los caudales máximos de crecida y evaluar sus efectos sobre el cauce y su entorno. Estos análisis son fundamentales para garantizar la seguridad estructural de las obras, reducir los riesgos asociados a fenómenos de socavación y desbordamiento, y establecer criterios adecuados para el dimensionamiento hidráulico de las estructuras.

En este contexto, el presente capítulo desarrolla el análisis hidrológico e hidráulico correspondiente al cruce proyectado sobre el río Zavanillas, ubicado en la parroquia Yangana, provincia de Loja. El estudio considera las características fisiográficas, climáticas y geomorfológicas de

la microcuenca de drenaje asociada, así como las condiciones particulares del cauce en la zona prevista para la implantación del puente.

La metodología se fundamenta en procedimientos reconocidos para la estimación de caudales extremos. Para ello, se incorporan el análisis estadístico de precipitaciones máximas, la regionalización pluviométrica, la delimitación de la cuenca mediante sistemas de información geográfica y la modelación hidrológica mediante herramientas computacionales. Asimismo, la definición del hidrograma de diseño, junto con los parámetros morfométricos de la cuenca y las características del uso del suelo, permite representar escenarios de escorrentía superficial asociados a eventos hidrometeorológicos críticos (Hunt et al., 2024; U.S. Army Corps of Engineers, n.d.-b).

Los resultados obtenidos constituyen la base para el dimensionamiento hidráulico del puente. En este proceso se consideran variables como el número de curva del suelo (CN), el tiempo de concentración, la capacidad de infiltración, la intensidad de la tormenta crítica y la escorrentía generada en la cuenca. De manera complementaria, se evalúan las condiciones hidráulicas del cauce, los procesos de socavación y las cotas necesarias para garantizar la estabilidad de la infraestructura frente a eventos extremos.

El análisis se desarrolla conforme a las disposiciones técnicas aplicables del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO), el Código Ecuatoriano de la Construcción y referencias internacionales como HDS-2, HDS-7 y NEH-630. Con ello, se busca establecer criterios técnicos que permitan reducir los riesgos de afectación vial, erosión del cauce y falla estructural, y contribuir al diseño seguro y funcional del puente proyectado.

3.2.2 Objetivos

El presente estudio técnico hidrológico e hidráulico tiene como objetivo general estimar los caudales máximos de crecida para distintos

periodos de retorno en la microcuenca del río Zavanillas y determinar las condiciones hidráulicas necesarias para el adecuado dimensionamiento del puente proyectado, considerando eventos extremos y las características geomorfológicas del cauce.

3.2.2.1 Objetivos específicos

- Caracterizar las propiedades morfométricas y fisiográficas de la cuenca del río Zavanillas a partir de parámetros como el área, la pendiente media, la forma y la red de drenaje.
- Determinar las precipitaciones máximas diarias y subdiarias para distintos periodos de retorno mediante análisis de frecuencia y los registros pluviométricos disponibles.
- Calcular los caudales máximos instantáneos y de diseño mediante la aplicación de un modelo hidrológico basado en el método SCS Curve Number, y validar los resultados con registros regionales.
- Realizar la modelación hidráulica bajo régimen permanente para obtener el perfil hidráulico del cauce e identificar profundidades, velocidades, calados máximos y tirantes críticos en la sección del puente.
- Analizar la socavación general y local en la zona de implantación del puente, considerando la geometría del cauce, el tipo de lecho, la velocidad del flujo y el régimen hidráulico.
- Determinar las cotas de cimentación del puente, incluida la cota inferior del tablero y el margen libre correspondiente, conforme a las normativas vigentes para infraestructura vial y fluvial.
- Establecer recomendaciones técnicas para el diseño hidráulico del puente, considerando escenarios críticos de crecida y criterios de seguridad estructural frente a procesos de socavación y desbordamiento.

3.2.3 Ubicación

La zona de estudio se localiza en la parroquia Yangana, en la provincia de Loja, al sur del Ecuador, dentro de la microcuenca del río Zavanillas. Las coordenadas geográficas del sitio, referidas al sistema UTM

con datum WGS 84, zona 17S, son 720 474,49 m Este y 9 552 857,9 m Norte. El área se encuentra a una altitud aproximada de 1 182 m s. n. m. y forma parte de la vertiente del Pacífico.

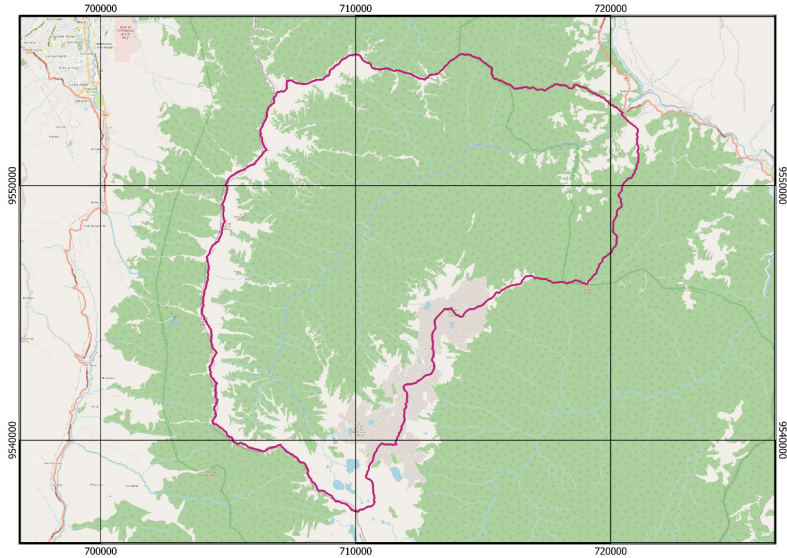
El relieve de la zona es variado y presenta quebradas, cursos de agua menores y una geomorfología predominantemente ondulada a montañosa (Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Loja, n.d.). Estas características condicionan la respuesta hidrológica de la cuenca y deben considerarse en la estimación de la escorrentía y en el análisis hidráulico del cauce.

Desde el punto de vista climático, la cuenca del río Zavanillas se encuentra dentro de un clima templado de montaña, característico de la región andina del sur del Ecuador. La precipitación media anual en la provincia de Loja se aproxima a los 1 450 mm, con un periodo lluvioso más marcado entre diciembre y abril y mínimos de precipitación entre julio y septiembre.

Las temperaturas medias anuales se sitúan alrededor de los 15 °C. Las máximas promedio diarias oscilan entre 21 °C y 23 °C durante los meses más cálidos, entre octubre y diciembre, mientras que las mínimas promedio se encuentran entre 10 °C y 11 °C durante los meses más fríos, entre junio y agosto (Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Loja, n.d.).

Este régimen climático, junto con una humedad relativa promedio cercana al 80 %, configura condiciones ambientales relativamente estables, aunque con una estacionalidad marcada. Esta variación influye directamente en los procesos de escorrentía, en la respuesta hidrológica de la microcuenca y en los criterios de diseño hidráulico aplicados al puente.

La zona seleccionada cumple, además, un papel estratégico como corredor de conectividad vial entre áreas agrícolas y centros poblados rurales, lo cual justifica la necesidad de implementar una estructura de paso (puente vehicular) sobre el cauce del río Zavanillas, garantizando la continuidad del tránsito y el acceso durante todo el año.

Figura 41*Delimitación de la cuenca del río Zavanillas*

3.2.4 Parámetros morfométricos

La caracterización hidrológica de una cuenca requiere la identificación precisa de parámetros morfométricos, el cálculo del tiempo de concentración y la evaluación de las condiciones superficiales del suelo. Estos factores permiten estimar el comportamiento del escurrimiento superficial ante eventos de precipitación y son fundamentales para el diseño de obras hidráulicas como puentes (Hunt et al., 2024; Shekar y Mathew, 2024).

El análisis morfométrico de la cuenca del río Zavanillas proporciona una visión cuantitativa de su geometría, permitiendo identificar su susceptibilidad a eventos de crecida. Los parámetros obtenidos son:

Tabla 13*Parámetros de la cuenca del río Zavanillas*

Parámetro	Abreviatura/ Unidad	Valor
P es el perímetro de la cuenca (km)	P (km)	82.95
A es el área de la cuenca (km ²)	A (km ²)	181.08
L es la longitud total de los cursos de agua incluyendo perennes e intermitentes (km)	L (km)	88.768
Lc es la longitud del cauce principal	Lc (km)	28.55083
S es la pendiente del cauce principal	S (m/m)	0.0712
H diferencia nivel	H (m)	2034

Se calcularon los índices hidrológicos de densidad de drenaje y el índice de compacidad.

Índice de compacidad (Kc)

$$= 1.74$$

Donde:

P: Perímetro de la cuenca en kilómetros (km).

A: Superficie de la cuenca en kilómetros cuadrados.

Valores próximos a 1 enseñan una cuenca de forma circular, propensa a generar picos de escorrentía más elevados y repentinos. Valores mayores a 1 corresponden a cuencas alargadas, en las que el escurrimiento se distribuye más en el tiempo.

Densidad de drenaje (Dd)

$$= 0.49$$

Donde:

L: longitud total de los cursos de agua perennes e intermitentes en kilómetros

A: Superficie de la cuenca en kilómetros cuadrados

Este parámetro proporciona una primera estimación de la permeabilidad de los suelos, normalmente los terrenos arcillosos o poco permeables tienen redes de drenaje muy desarrolladas, por otro lado, los suelos arenosos (más permeables) presentan redes de drenaje menos densas. Es relevante señalar que los valores bajos señalan una inclinación hacia crecidas elevadas (Shekar y Mathew, 2024).

Este parámetro enseña sobre la infiltración y el escurrimiento del suelo, al relacionarse con la permeabilidad del terreno y la evolución geomorfológica del sistema de desagüe.

Los niveles de densidad usuales para clasificar la eficacia del drenaje superficial en una cuenca se muestran a continuación:

Tabla 14

Rangos de densidad en una cuenca

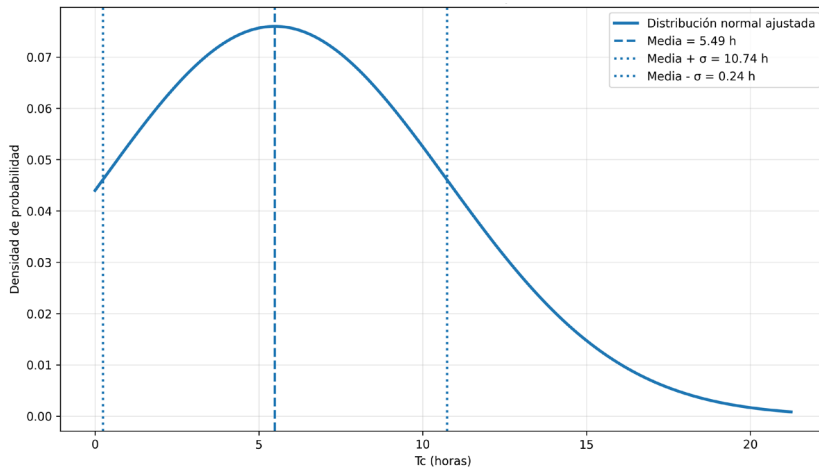
Clasificación	
Drenaje	Dd
Regular	0 a 1
Normal	1 a 1.5
Bueno	> 1.5

3.2.5 Tiempos de concentración

El tiempo de concentración (T_c) se caracteriza como la duración requerida para que una gota de agua recorra la distancia más extensa dentro de la cuenca hasta su punto de salida, es importante en el cálculo del caudal pico, su estimación se realizó a través de cinco métodos empíricos (SUDAS, 2020).

Tabla 15*Tiempo de concentración T_c*

Método	T_c (horas)
Kirpich	2.423
Clark	14.331
Temez	6.330
ASCE	1.940
California Culverts Practice	2.420
$ \bar{x} $	5.489
σx	5.250
$ \bar{x} + \sigma x$	10.740
$ \bar{x} - \sigma x$	0.238

Figura 42*Función de distribución normal*

3.2.6 Tipos de suelo y cobertura vegetal

3.2.6.1 Determinación del número de curva

El método hidrológico del Soil Conservation Service (SCS) incluye la definición del número de curva (CN), que posibilita la previsión de la escorrentía directa según las condiciones físicas del lugar. Este valor es influenciado por diferentes factores como: la capacidad del suelo para infiltrarse, la clase de cobertura vegetal y el estado de humedad previa, que se expresa a través de su grupo hidrológico. Por lo tanto, los suelos se dividen en cuatro categorías principales de acuerdo con su permeabilidad y textura lo que se puede observar en la tabla 16.

Tabla 16

Caracterización de cada grupo hidrológico

Grupo hidrológico	Estado del suelo	Textura del suelo
A	Muy permeable	Arenas con poco limo y arcilla: Suelos muy permeables.
B	Permeable	Arenas finas y limos.
C	Impermeable	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcillas.
D	Muy impermeable	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana.

Después de determinar los grupos hidrológicos del suelo, se asignaron áreas en función del tipo de suelo más común en la cuenca del río Zavanillas, obsérvese en la tabla a continuación.

Tabla 17

Asignación de áreas según el tipo de suelo

Estado del suelo	Área (m ²)
Muy permeable	1 148 373.70
Permeable	1 475 086.05
Muy impermeable	177 799 843.40
Cuerpos de agua	661 071.87

La mayoría de la extensión territorial está formada por suelos de escasa permeabilidad pertenecientes al grupo D. Esto indica una baja aptitud para la infiltración y una tendencia elevada al drenaje superficial.

Tabla 18

Grupos hidrológicos

Grupo hidrológico	Área (m ²)
A	1 148 373.7
B	1 475 086.05
D	177 799 843.4
Lagos	661 071.87

El análisis espacial se complementó con el levantamiento de las coberturas de uso y cobertura vegetal, empleando los mapas del Proyecto de Evaluación de Recursos Forestales Globales (FRA) y del Ministerio del Ambiente, Agua y Transición Ecológica del Ecuador (MAATE). La información base fue obtenida del Mapa de Uso y Cobertura de la Tierra escala 1:100.000, disponible en el geoportal del MAATE. Mediante procesamiento en SIG se delimitaron las áreas correspondientes a las diferentes clases de cobertura presentes en la cuenca del río Zavanillas, clasificándolas en tres grandes grupos: bosques de tierra forestal, vegetación arbustiva y herbácea, y cuerpos de agua.

Como puede observarse, los bosques de tierra forestal constituyen la cobertura predominante en la cuenca, seguidos por zonas con vegetación arbustiva y herbácea, y en menor proporción, cuerpos de agua. Esta distribución espacial fue cruzada posteriormente con la clasificación hidrológica del suelo, permitiendo asignar valores de número de curva (CN) específicos para cada combinación suelo-cobertura. Los valores obtenidos se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 19*Valores de número de curva (suelo-cobertura)*

Cobertura	Área (m ²)
Bosques (tierra forestal)	167 521 817.9
Cuerpos de agua	504 647.99
Vegetación arbustiva y herbácea	13 057 909.11

Esta información fue relacionada con la clasificación hidrológica del suelo, con el fin de asignar valores específicos de número de curva (CN) a cada combinación suelo-cobertura. Como resultado de este análisis espacial, se definieron áreas representativas con distintos valores de CN en función del tipo de cobertura vegetal y la capacidad de infiltración del lugar. Los valores obtenidos para cada unidad homogénea se detallan a continuación:

Tabla 20*Valores específicos de número de curva (suelo-cobertura)*

CN	Área
25	1 148 373.7
55	1 251 586.63
58	223 499.42
77	165 121 857.6
79	12 834 409.69
100	504 647.99

Se determinó el número de curva compuesto bajo condiciones de humedad tipo II y III, teniendo en cuenta la condición de humedad previa: AMC III para suelos húmedos, con P superior a 50 mm. (Hawkins et al., 2009; Natural Resources Conservation Service, 2024).

$$C(II) = 76.70 \quad 88$$

$$C(III) = 88.33 \quad 89$$

Estos valores se determinaron aplicando la fórmula ponderada del SCS:

$$CN(II) = \frac{\sum_i^n A_i CN_i}{A_i} \quad 90$$

Y el ajuste a condiciones húmedas se realizó mediante la expresión:

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)} \quad 91$$

El valor de CN (III) refleja condiciones posteriores a lluvias intensas ($P > 50$ mm), representando el escenario crítico para simulaciones de escorrentía en modelaciones como HEC-HMS.

3.2.7 Información básica

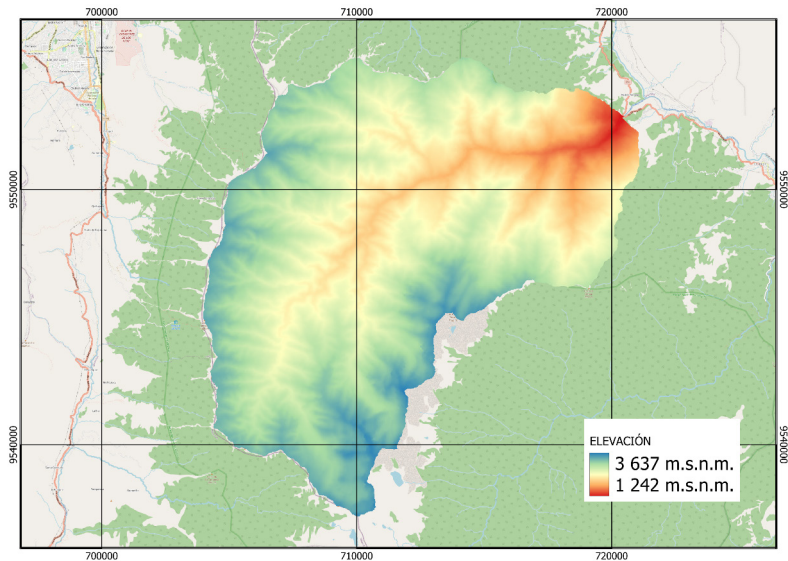
Para el estudio hidrológico y morfométrico de la cuenca del río Zavanillas, se utilizó un Modelo Digital de Elevación (DEM) de resolución alta, generado por el programa ALOS PALSAR de la agencia espacial japonesa JAXA y difundido por medio del sistema ASF/NASA DAAC. Este modelo tiene una resolución espacial de 10 metros, lo que posibilita una minuciosa representación de la topografía local y un análisis exacto de la red de drenaje, las divisorias de aguas y las pendientes.

Por medio del DEM, se produjeron curvas de nivel equidistantes cada diez metros para delimitar la cuenca y la obtención de parámetros geométricos importantes como la longitud del cauce, el desnivel altitudinal entre los extremos y la pendiente media. Este nivel de detalle es especialmente útil en cuencas montañosas como la del río Zavanillas, donde pequeños cambios altitudinales pueden inducir variaciones significativas en la escorrentía superficial.

A continuación, se presenta una representación del DEM empleado para el análisis morfométrico y la delimitación de la cuenca.

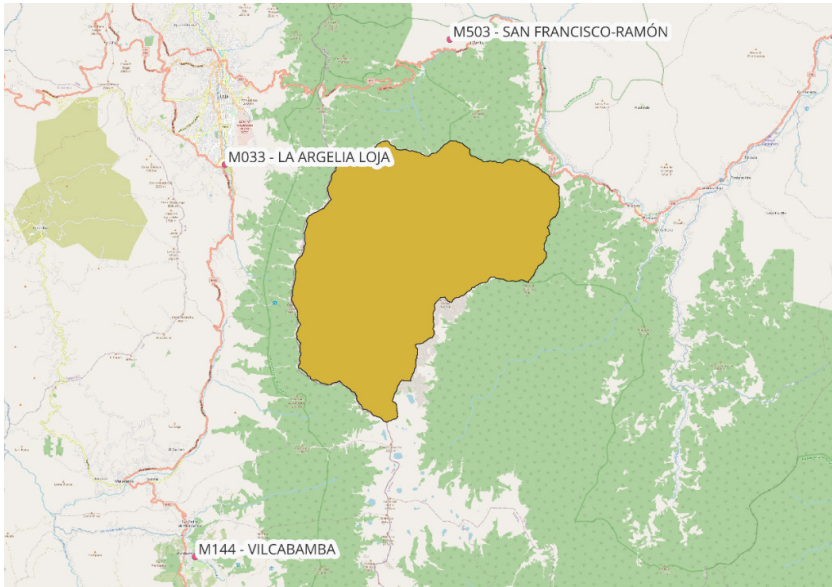
Figura 43

Representación del DEM para la delimitación de la cuenca y análisis morfométrico



3.2.8 Información hidrológica

El análisis hidrológico del proyecto se fundamentó en la evaluación de las precipitaciones máximas diarias registradas en estaciones meteorológicas cercanas a la cuenca del río Zavanillas, con el objetivo de caracterizar el régimen de lluvias extremas y sustentar la estimación de caudales máximos mediante métodos de frecuencia. Para ello, se trabajó con un conjunto de datos extraídos de las estaciones Argelia, Yangana, San Francisco y Vilcabamba, comprendiendo un periodo de observación entre 1963 y 2015, con registros válidos para más de 50 años por estación.

Figura 44*Información hidrológica San Francisco-Ramón, Argelia Loja, Vilcabamba***Tabla 21***Datos obtenidos del INAMHI*

Estación	Argelia	Yangana	San Francisco	Vilcabamba
Año	Pmax [mm]	Pmax [mm]	Pmax [mm]	Pmax [mm]
1963	X	56.1	X	X
1964	34.5	59.1	63.7	X
1965	43.3	51.3	27.2	X
1966	26.4	53.6	65.5	X
1967	50.2	61.1	58.6	X
1968	55	31.5	62.2	41.2
1969	54	34.1	73.2	X

Estación	Argelia	Yangana	San Francisco	Vilcabamba
Año	Pmax [mm]	Pmax [mm]	Pmax [mm]	Pmax [mm]
1970	37.2	33.8	83.9	X
1971	23.5	19.8	36.9	14.8
1972	47.7	16.2	x	61
1973	37.3	28.6	x	51
1974	32	x	x	54.8
1975	28.9	33.5	83.6	47.8
1976	59.4	64.4	98.3	50.9
1977	39.9	28.2	93.2	26.7
1978	63.9	31.3	55.9	42
1979	31.7	54	50.6	42.3
1980	50	50.9	73.6	34.4
1981	39.6	42.1	57.4	57.5
1982	48.2	67.4	28.9	32.7
1983	49.2	87.7	63.9	75.8
1984	65.4	91.8	54.5	61.6
1985	36.6	38.5	31.2	32.2
1986	36.2	64.2	30	39.8
1987	50.9	49.9	x	49.2
1988	35.1	55.9	x	43.1
1989	45.9	100.5	x	51.3
1990	27.7	43.9	70	44
1991	59.2	54.7	78.3	53.2
1992	29.1	44.1	81.5	44.4
1993	59.7	55	55.3	73.4
1994	53.2	82.4	73.3	52.2

Estación	Argelia	Yangana	San Francisco	Vilcabamba
Año	Pmax [mm]	Pmax [mm]	Pmax [mm]	Pmax [mm]
1995	26.6	47.4	71.4	76.6
1996	45.1	54.7	61.9	67.5
1997	24.2	65.4	78.9	49.3
1998	38.7	92	56.4	45.8
1999	34.8	44.3	72.3	66.2
2000	46.1	96.6	83.1	51.7
2001	51.6	60.6	99.6	X
2002	31.7	50.7	64.3	X
2003	38.4	73.7	91.5	X
2004	48.6	50.3	103.9	X
2005	36.2	41.3	66.4	X
2006	42.6	58.8	38.7	X
2007	38.1	48.6	68.8	X
2008	41.8	61.5	50.9	X
2009	56.6	55.4	70.7	X
2010	31.1	73.1	52.2	X
2011	35.7	60.5	58.4	X
2012	36.2	64.3	63.2	X
2013	75	70.2	74.1	X
2014	70	61.1	111.5	X
2015	39.9	53.1	76.3	X

Se realizó una depuración de los datos, descartando valores no disponibles (indicados como “X”) y validando series con al menos 30 años de observación útil.

3.2.9 Regionalización

Con el objetivo de caracterizar estadísticamente el comportamiento de las precipitaciones extremas en la región de estudio, se realizó un análisis descriptivo de los registros históricos diarios de precipitación máxima en 24 horas correspondientes a las estaciones. Para cada estación se determinaron indicadores fundamentales como el número de años registrados, cantidad de datos descartados por inconsistencias o ausencia, años válidos para análisis, así como la media aritmética, desviación estándar y el coeficiente de variación (CV), estos parámetros permiten evaluar la dispersión y homogeneidad de las series, lo cual es indispensable para garantizar la representatividad de los datos utilizados en el ajuste de distribuciones de probabilidad y en la estimación de lluvias de diseño.

Tabla 22

Registro histórico de precipitaciones

Estación	Argelia	Yangana	San Francisco	Vilcabamba
Año	Pmax [mm]	Pmax [mm]	Pmax [mm]	Pmax [mm]
Años registrados	53	53	53	53
Años descartados	1	1	7	22
Años validados	52	52	46	31
Media	43.08	55.18	66.63	49.50
Desvest	12.09	18.68	19.61	14.05
Cv	0.28	0.34	0.29	0.28

El coeficiente de variación (CV) se emplea para comparar conjuntos de datos pertenecientes a distintas poblaciones, con el objetivo de proporcionar una métrica de dispersión que puede eliminar las posibles distorsiones de las medias de dos o más poblaciones. Las estaciones que reflejan coeficientes de variación próximos y/o similares señalan la afiliación a una misma región pluviométrica.

Tabla 23*Coefficiente de variación CV*

Parámetro	Valor
Media	0.3
DE	0.03
Límite inferior	0.27
Límite superior	0.33

Como resultado de este proceso, la estación Yangana fue excluida del análisis de frecuencia, debido a un coeficiente de variación (CV) elevado (0.34) que denota un proceder pluviométrico diferente respecto a las demás estaciones.

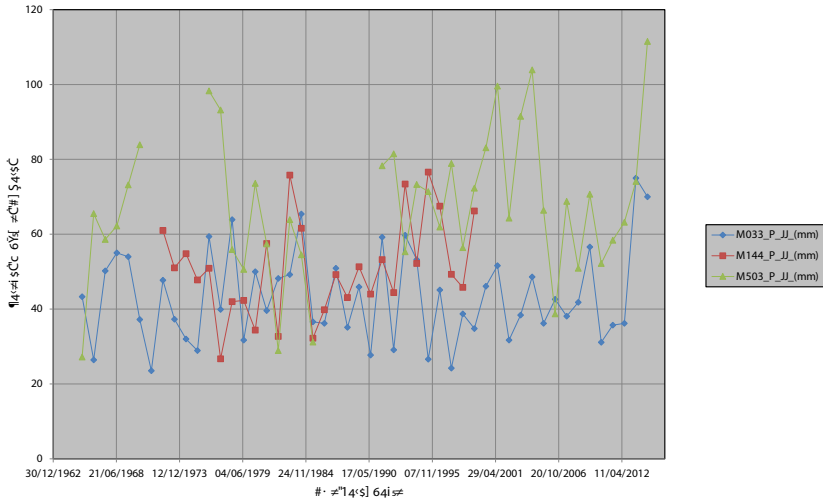
Las estaciones Argelia, San Francisco y Vilcabamba presentaron CV entre 0.28 y 0.29, esto respalda su pertenencia a la misma región pluviométrica.

Las estaciones seleccionadas muestran coherencia espacial y climática con la cuenca del río Zavanillas. La media de precipitación máxima diaria en estas estaciones oscila entre 43 y 67 mm, evidenciando una distribución temporal con eventos extremos que requieren ser considerados en el diseño de estructuras hidráulicas. La representación conjunta de estas estaciones permite una estimación robusta de los valores extremos mediante métodos probabilísticos.

Las series depuradas fueron empleadas para el ajuste de funciones de distribución de probabilidad (Gumbel, Log-Pearson tipo III, Normal, entre otras), y la determinación de los valores de precipitación asociados a diferentes periodos de retorno (e.g., 10, 25, 50, 100 años). Estos valores constituyen la base para la generación de hidrogramas de diseño y la posterior modelación hidrológica en el software especializado.

Figura 45

Valores máximos anuales diarios registrados en las estaciones M033, M144 y M503



La gráfica presenta los valores máximos anuales diarios registrados en las estaciones M033, M144 y M503, seleccionadas por su proximidad geográfica y similitud altitudinal con la microcuenca del río Zavanillas. En la gráfica se observa una marcada variabilidad interanual en las tres estaciones, así como eventos extremos con picos significativos que justifican la necesidad de un análisis probabilístico. En base a esta representación temporal es posible identificar temporadas secas y húmedas, así como la coherencia regional del comportamiento pluviométrico, lo cual es fundamental para fortalecer la confiabilidad de los parámetros empleados en la modelación hidrológica.

3.2.10 Regionalización con vector regional

Con el fin de representar la variabilidad interanual del régimen de precipitaciones extremas en la zona de estudio, se calculó un vector de regionalización climática utilizando el método de Brunet Moret, el cual

permite estandarizar los valores de precipitación máxima en función de un año base. Esta metodología facilita la comparación entre estaciones con diferentes magnitudes absolutas de precipitación, permitiendo identificar años húmedos y secos relativos. En la siguiente tabla se presenta el vector estandarizado junto con las precipitaciones regionales ajustadas (Brunet-Moret, 1979; Hiez, 1977).

Tabla 24

Vector estandarizado y precipitaciones regionales ajustadas

Año	Vector (Brunet Moret)	M033_P_JJ_(mm)	M144_P_JJ_(mm)	M503_P_JJ_(mm)
1965	0.552	1.017	0.562	0.431
1966	0.764	0.62	0.633	1.038
1967	0.973	1.179	0.812	0.929
1968	1.052	1.292	0.878	0.986
1969	1.121	1.268	0.934	1.16
1970	1.015	0.874	0.842	1.33
1971	0.334	0.552	0.326	0.291
1972	1.127	1.12	1.44	0.821
1973	0.915	0.876	1.204	0.665
1974	0.77	0.751	1.293	0.648
1975	0.686	0.679	1.128	0.573
1976	1.385	1.395	1.201	1.558
1977	0.86	0.937	0.63	1.477
1978	1.126	1.501	0.991	0.886
1979	0.848	0.744	0.998	0.802
1980	1.051	1.174	0.812	1.166
1981	1.066	0.93	1.357	0.91
1982	0.778	1.132	0.772	0.458
1983	1.319	1.155	1.789	1.013

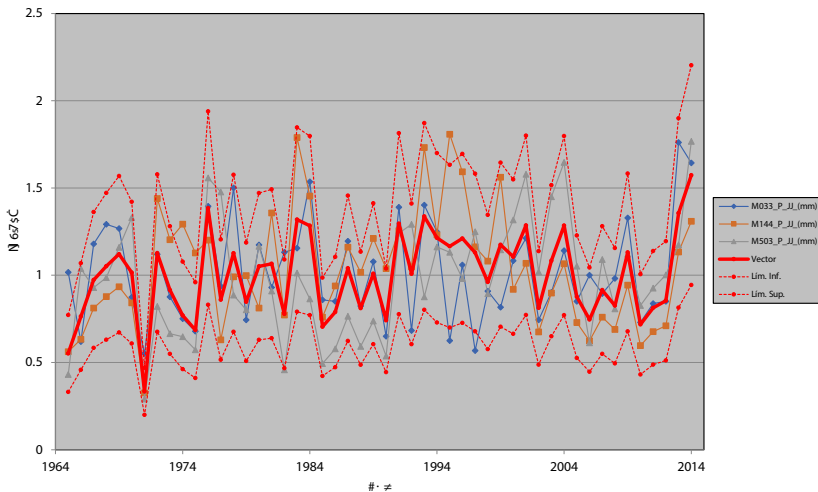
Año	Vector (Brunet Moret)	M033_P_JJ_(mm)	M144_P_JJ_(mm)	M503_P_JJ_(mm)
1984	1.284	1.536	1.454	0.864
1985	0.705	0.859	0.76	0.494
1986	0.789	0.85	0.939	0.578
1987	1.04	1.195	1.161	0.765
1988	0.811	0.824	1.017	0.592
1989	1.009	1.078	1.211	0.738
1990	0.742	0.65	1.038	0.537
1991	1.296	1.39	1.255	1.241
1992	1.008	0.683	1.048	1.292
1993	1.337	1.402	1.732	0.876
1994	1.214	1.249	1.232	1.162
1995	1.166	0.625	1.808	1.132
1996	1.211	1.059	1.593	0.981
1997	1.13	0.568	1.163	1.25
1998	0.961	0.909	1.081	0.894
1999	1.175	0.817	1.562	1.146
2000	1.106	1.083	0.919	1.317
2001	1.286	1.212	1.068	1.579
2002	0.813	0.744	0.675	1.019
2003	1.083	0.902	0.898	1.45
2004	1.285	1.141	1.066	1.647
2005	0.877	0.85	0.729	1.052
2006	0.746	1	0.624	0.613
2007	0.915	0.895	0.76	1.09
2008	0.826	0.982	0.689	0.807
2009	1.131	1.329	0.943	1.121
2010	0.718	0.73	0.597	0.827

Año	Vector (Brunet Moret)	M033_P_JJ_(mm)	M144_P_JJ_(mm)	M503_P_JJ_(mm)
2011	0.813	0.838	0.677	0.926
2012	0.854	0.85	0.71	1.002
2013	1.356	1.761	1.133	1.174
2014	1.573	1.644	1.309	1.767

Esta información es de utilidad para análisis estocásticos y para el ajuste de funciones de frecuencia en la estimación de caudales de diseño.

Figura 46

Índices anuales del vector y de las estaciones (Brunet Moret)



Se elaboró un gráfico (figura 46) que muestra las series anuales de cada estación y el vector promedio para representar de manera precisa cómo estos índices han evolucionado en el tiempo. También se añadieron los límites superior e inferior, los cuales fueron calculados a partir de una distribución normal. Esta representación posibilita apreciar la tendencia general hacia un aumento de lluvias extremas en las últimas décadas del

periodo estudiado, además de los picos del vector y las cifras individuales, donde se detectan los sucesos que están más allá del rango previsto y que hacen posible el análisis de extremos climáticos (Brunet-Moret, 1979; Hiez, 1977).

Una vez identificado el comportamiento temporal de los índices de precipitación mediante el vector de regionalización, se procedió al ajuste de funciones de distribución de probabilidad con el objetivo de estimar los valores extremos asociados a distintos periodos de retorno. Este análisis es fundamental para determinar la magnitud de eventos de diseño, como las precipitaciones asociadas a recurrencias de 10, 50, 100 y hasta 10 000 años. Para ello, se aplicaron cinco funciones comúnmente utilizadas en hidrología, las cuales permiten evaluar la consistencia del ajuste y seleccionar la distribución más representativa según los datos disponibles (Gumbel, 1958; Chow et al., 1988).

Tabla 25

Resumen los resultados obtenidos para cada nivel de frecuencia analizado (1)

Frecuencia	Recurrencia	Gauss	Gumbel	Galton	Pearson3	Pearson5
0.002	500	0.309	0.426	0.309	0.335	0.355
0.005	200	0.381	0.466	0.381	0.401	0.416
0.01	100	0.441	0.500	0.441	0.456	0.468
0.02	50	0.507	0.541	0.507	0.517	0.525
0.05	20	0.605	0.607	0.605	0.610	0.613
0.1	10	0.692	0.672	0.692	0.693	0.693
0.2	5	0.798	0.761	0.798	0.796	0.793
0.33	3	0.897	0.856	0.896	0.893	0.889
0.5	2	1.000	0.970	1.000	0.996	0.992
0.67	3	1.103	1.103	1.103	1.101	1.098
0.8	5	1.202	1.251	1.202	1.202	1.203
0.9	10	1.308	1.436	1.308	1.312	1.317
0.95	20	1.395	1.615	1.395	1.404	1.415

Frecuencia	Recurrencia	Gauss	Gumbel	Galton	Pearson3	Pearson5
0.98	50	1.493	1.846	1.493	1.509	1.528
0.99	100	1.559	2.019	1.559	1.579	1.604
0.995	200	1.619	2.191	1.619	1.645	1.676
0.998	500	1.691	2.419	1.691	1.724	1.764
0.999	1000	1.742	2.590	1.742	1.781	1.827
0.9995	2000	1.790	2.762	1.790	1.836	1.889
0.9999	10000	1.893	3.161	1.893	1.948	2.014

Tabla 26

Resumen los resultados obtenidos para cada nivel de frecuencia analizado (2)

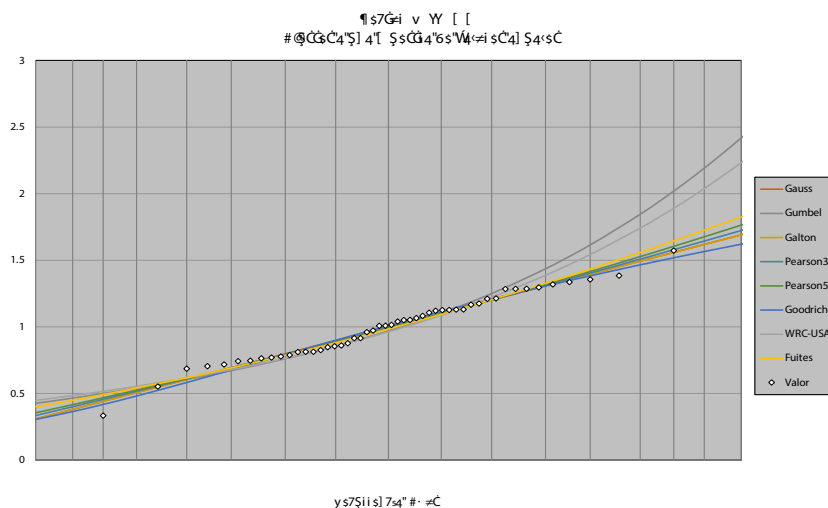
Frecuencia	Recurrencia	Goodrich	Fréchet	WRC-USA	Fuities
0.002	500	0.305	-5.786	0.449	0.400
0.005	200	0.364	-5.783	0.484	0.449
0.01	100	0.418	-5.780	0.516	0.492
0.02	50	0.481	-5.776	0.554	0.541
0.05	20	0.583	-5.770	0.616	0.619
0.1	10	0.677	-5.765	0.679	0.692
0.2	5	0.793	-5.757	0.764	0.787
0.333	3	0.900	-5.749	0.855	0.881
0.5	2	1.009	-5.739	0.963	0.985
0.667	3	1.114	-5.727	1.087	1.094
0.8	5	1.209	-5.714	1.222	1.204
0.9	10	1.306	-5.697	1.387	1.328
0.95	20	1.383	-5.680	1.543	1.434
0.98	50	1.465	-5.659	1.742	1.559
0.99	100	1.518	-5.643	1.890	1.645
0.995	200	1.565	-5.626	2.038	1.726
0.998	500	1.621	-5.604	2.233	1.825

Frecuencia	Recurrencia	Goodrich	Fréchet	WRC-USA	Fuities
0.999	1000	1.658	-5.588	2.385	1.900
0.9995	2000	1.693	-5.571	2.540	1.972
0.9999	10000	1.766	-5.531	2.894	2.107

Los resultados obtenidos en la tabla anterior permiten visualizar con claridad la variación de los valores estandarizados del vector de precipitación para distintos niveles de excedencia. No obstante, para evaluar la calidad del ajuste de las diferentes funciones de probabilidad aplicadas, se construyó un gráfico comparativo que superpone las curvas teóricas generadas por cada distribución sobre la muestra observada.

Figura 47

Comparación curvas generadas por las distribuciones



Para complementar la estimación visual de los ajustes, se realizó un estudio estadístico comparativo utilizando indicadores de ajuste, estos permiten cuantificar la precisión con la que cada distribución representa los datos observados.

Tabla 27

*Comparación por medio de análisis estadístico
para la precisión de cada distribución*

METODO	ERROR TOTAL	NSE	RSME	R ²
Gauss	2.762	0.9417	0.0650	0.9643
Gumbel	4.467	0.9413	0.1150	0.8892
Galton	2.767	0.9415	0.0651	0.9643
Pearson3	2.827	0.9422	0.0664	0.9612
Pearson5	2.929	0.9426	0.0683	0.9573
Goodrich	2.767	0.9341	0.0660	0.9660
Frechet	236.938	-0.0184	4.7462	0.8817
Wrc-usa	4.271	0.9413	0.1012	0.9012
Fuities	3.153	0.9410	0.0732	0.9480
Mejor ajuste	Gauss	Pearson5	Gauss	Goodrich

Teniendo en cuenta el error total, el error cuadrático medio, el coeficiente de Nash Sutcliffe y el coeficiente de determinación (siendo los valores simulados obtenidos de cada función de distribución y los índices del vector regional los valores de referencia), se ha determinado que la Función de Gauss es la que más se ajusta a los valores del vector regional, por lo cual será utilizada para obtener los valores de precipitación para un periodo de retorno de 100 años.

Para estimar los valores de diseño de precipitación máxima en cada estación representativa de la región de estudio, se aplicó un enfoque de regionalización basado en la metodología de Brunet Moret. La cual permite aprovechar la homogeneidad pluviométrica regional identificada previamente y estandarizar las series mediante un vector adimensional. Posteriormente, se utilizaron las funciones de distribución ajustadas para obtener los factores de frecuencia correspondientes a diferentes periodos de retorno. La conversión de estos factores en valores locales se realizó mediante la ecuación (Brunet-Moret, 1979; Hiez, 1977):

$$P_{j,T} = \bar{X}_j \cdot Y_T$$

Donde $\bar{X}_j$ es la media histórica de precipitación máxima en la estación j , Y_T es el valor del vector regional asociado al periodo de retorno T , y $P_{j,T}$ es la precipitación estimada para la estación j y el periodo de retorno T . Esta formulación permite escalar los resultados regionales a condiciones locales, garantizando coherencia hidrológica y mayor robustez en la estimación de eventos extremos (Brunet-Moret, 1979; Hiez, 1977).

Tabla 28

Parámetros M033, M144, M503

Parámetro	M033 (mm)	M144 (mm)	M503 (mm)
X_j (Promedio c/estación)	43.31	50.95	67.61

Una vez obtenidos los factores de frecuencia regionales, se aplicó la ecuación de regionalización con el fin de transformar los valores adimensionales en precipitaciones absolutas de diseño. Esta etapa permitió estimar, para cada estación representativa las precipitaciones máximas asociadas a distintos ciclos de retorno, desde 20 hasta 10 000 años. La siguiente tabla presenta los resultados obtenidos, que constituyen insumos directos para la modelación hidrológica y el cálculo de caudales de crecida.

Tabla 29

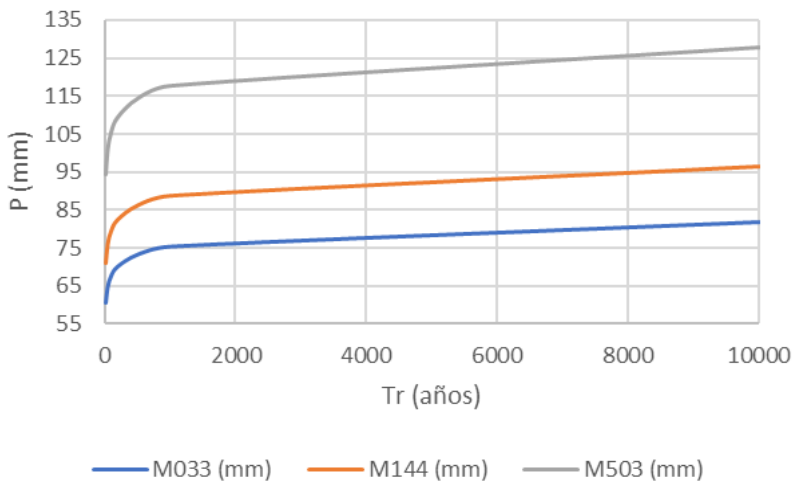
Ecuación de regionalización de valores adimensionales a precipitaciones absolutas

Tr (años)	Y_t	M033 (mm)	M144 (mm)	M503 (mm)
20	1.3950	60.4195	71.0776	94.3191
50	1.4932	64.6721	76.0804	100.9578
100	1.5587	67.5074	79.4159	105.3838
200	1.6186	70.1018	82.4679	109.4339
500	1.6912	73.2462	86.1671	114.3426
1000	1.7421	75.4505	88.7601	117.7835
10000	1.8925	81.9645	96.4233	127.9525

Los valores presentados en la tabla 29 reflejan las máximas precipitaciones apreciadas para distintos periodos de retorno, derivadas del proceso de regionalización. Se observa un incremento progresivo de las intensidades conforme aumenta el tiempo de recurrencia, con valores que superan los 127 mm en la estación M503 para eventos de 10 000 años. Estos valores muestran la necesidad de considerar escenarios de diseño que incorporen condiciones hidrológicas extremas, especialmente en zonas de alta exposición y pendiente, como las presentes en la cuenca del río Zavanillas.

Figura 48

Tendencia creciente de las precipitaciones en función del periodo de retorno



El gráfico permite visualizar de forma clara la tendencia creciente de las precipitaciones en función del periodo de retorno, evidenciando una relación de tipo logarítmico. Además, permite analizar el comportamiento de las tres estaciones representativas, donde se observa que la estación M503 mantiene los valores más altos en todos los escenarios. A su vez el gráfico permite observar cómo varía la amenaza hídrica entre

estaciones y cómo se amplifica a medida que se consideran eventos de mayor severidad.

3.2.11 Regionalización determinación de la precipitación media de la cuenca para un TR = 100 años

Con el fin de establecer un valor representativo de precipitación máxima diaria para la cuenca del río Zavanillas, se procedió a aplicar el método de interpolación IDW (Inverse Distance Weighting). Este procedimiento permitió estimar la precipitación media para un periodo de retorno de 100 años, utilizando registros de estaciones meteorológicas previamente seleccionadas. A partir de este valor, se determinaron parámetros hidrológicos adicionales necesarios para el diseño de eventos extremos como la intensidad de diseño (ITR), la duración de la tormenta y la intensidad diaria.

Tabla 30

Parámetros derivados para Tr = 100 años

Indicador	Valor	Unidad
Valor medio Pmax 24 horas Tr 100 años	84.96	mm
Intensidad diaria	3.54	mm/h
Duración tormenta	6.33024176	horas
	379.814506	minutos

Para el análisis de intensidad-duración-frecuencia, se emplearon las expresiones empíricas generadas por el INAMHI a partir de series históricas de precipitación máxima en estaciones. Ahora, se presentan las ecuaciones IDF correspondientes a esta estación, diferenciadas según el rango de duración de la lluvia (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, 2019).

M033	LA ARGE- LIA - LOJA	5 min < 44.17 min	$I_{TR} = 328.11 * Id_{TR} * t^{-0.798} \quad R^2 = 0.9998$
		44.17 min < 1440 min	$I_{TR} = 86.811 * Id_{TR} * t^{-0.447} \quad R^2 = 0.9993$

Tabla 31

Parámetros hidrológicos de diseño para la estimación de caudales máximos

ITR	10.15	mm/h
Pmax	64.26	mm

Estos valores permiten caracterizar el evento de diseño con base en una tormenta crítica de 100 años de retorno, sirviendo como insumo fundamental para la estimación de caudales de avenida y el dimensionamiento de estructuras hidráulicas en la cuenca. La intensidad de diseño calculada 10.15 mm/h refleja una condición significativa de precipitación, clave para representar adecuadamente escenarios extremos en los modelos hidrológicos empleados (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, 2019; Hunt et al., 2024).

3.3 Caudales máximos y parámetros morfométricos del río

3.3.1 Determinación del coeficiente de Manning

Para estimar de forma precisa los caudales de avenida y el comportamiento hidráulico del río Zavanillas en el lugar seleccionado para el diseño del puente, fue necesario determinar el coeficiente de rugosidad de Manning tanto para el lecho del cauce como para las márgenes. Esta estimación se basó en un enfoque empírico que considera seis factores que inciden directamente en la resistencia al flujo: condición general del cauce, regularidad, presencia de obstrucciones, cambio de forma de la sección, vegetación y relación longitud de cauce sobre longitud en línea recta (Lm/Ls).

Tabla 32*Determinación del coeficiente de Manning*

Condición general	n1
Cauces de tierra	0.01
Cauces en grava fina	0.014
Cauces en roca	0.015
Cauces en grava gruesa	0.028
Condición de regularidad	n2
Cauces parejos	0.01
Cauces irregulares	0.015
Muy irregulares	0.028
Cambio de la forma de la sección	n3
Graduales	0
Ocasionales	0.005
Frecuentes	0.015
Obstrucciones	n4
De efecto inapreciables	0
De efecto apreciable	0.03
De mucho efecto	0.06
Vegetación	n5
De poco efecto	0.01
De efecto medio	0.025
De mucho efecto	0.05
De muchísimo efecto	0.1
Lm/Ls	n6
De 1.0 – 1.2	1
1.2 – 1.5	1.15
> 1.5	1.3

La caracterización visual del tramo en estudio se complementó con fotografías de campo tomadas aguas arriba y aguas abajo del puente propuesto. Estas imágenes permitieron evidenciar la irregularidad del cauce, la presencia de vegetación en márgenes, y las obstrucciones por bloques rocosos, condiciones que influenciaron directamente la asignación de los coeficientes parciales.

Figura 49

Fotografías del tramo aguas arriba y aguas abajo

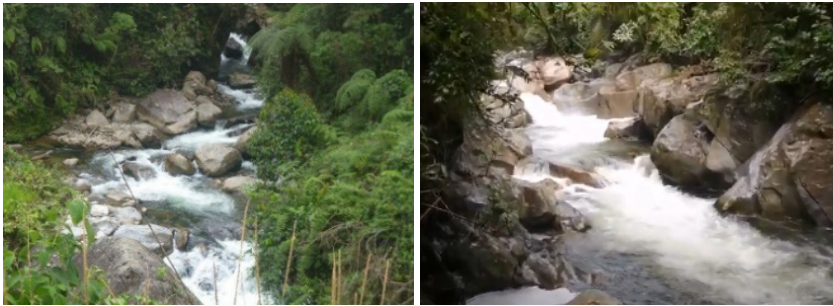
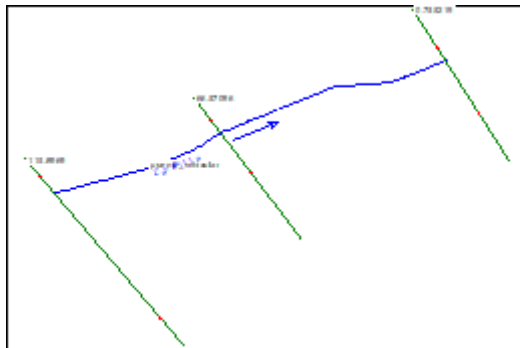


Figura 50

Tramo en estudio



Aplicando la ecuación de rugosidad compuesta:

$$n=(n_1+n_2+n_3+n_4+n_5)n_6$$

$$92$$

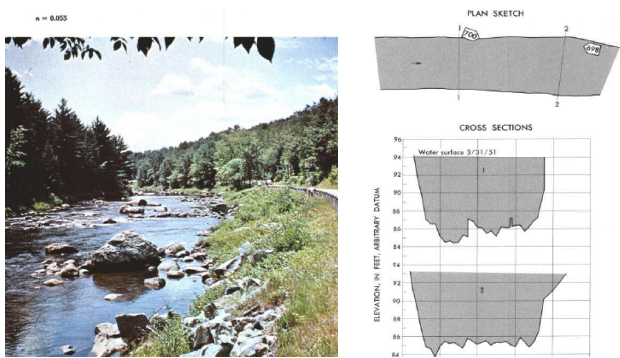
Para el lecho del cauce, tomando en cuenta irregularidad leve, grava gruesa, vegetación de escaso impacto y transformaciones de forma esporádicas, se logró un coeficiente de rigurosidad de $n = 0.053$. El coeficiente calculado para las márgenes fue $n = 0.063$, cifra que muestra un impacto más significativo de la vegetación marginal, aunque también una rugosidad basal reducida.

Tabla 33
Coeficiente de Manning para lecho de río y márgenes

Coeficiente de Manning para el lecho del río	Coeficiente de manning para los márgenes
$n = (0.028 + 0.01 + 0.005 + 0 + 0.01)1$	$n = (0.015 + 0.01 + 0 + 0 + 0.025)1$
$n = 0.053$	$n = 0.063$

Finalmente, estos valores fueron contrastados con mediciones realizadas en cauces similares por el U.S. Geological Survey (USGS), observando una buena concordancia. La validación visual mediante imágenes de ríos análogos mostró un coeficiente de Manning de $n = 0.055$, lo cual respalda la consistencia del valor adoptado para el tramo en estudio (Chow et al., 1988; Hunt et al., 2024).

Figura 51
Validación visual de cauces análogos para la estimación de coeficiente de Manning



3.3.1.1 Propiedades granulométricas del río

Se eligieron muestras representativas de las secciones de agua situadas arriba y debajo del puente, así como de su construcción. Asumiendo las mismas condiciones en los tres segmentos, el río exhibe condiciones uniformes, los resultados del análisis granulométrico se visualizan en la siguiente tabla.

Tabla 34

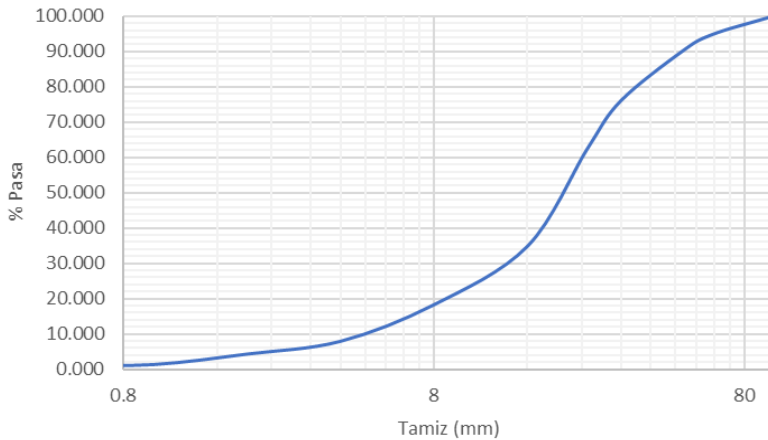
Estudio granulométrico

Tamiz (mm)	Peso pasa (Kg)	Peso Retenido (kg)	Retenido Acumulado (kg)	% Retenido	%Retenido acumulado	%Pasa
100	299.4	0	0	0.000	0.000	100.000
63	283.6	15.8	15.8	5.277	5.277	94.723
50	268.7	14.9	30.7	4.977	10.254	89.746
32	227.5	41.2	71.9	13.761	24.015	75.985
25	187.2	40.3	112.2	13.460	37.475	62.525
16	104.3	82.9	195.1	27.689	65.164	34.836
8	54.87	49.43	244.53	16.510	81.673	18.327
4	23.95	30.92	275.45	10.327	92.001	7.999
2	13.12	10.83	286.28	3.617	95.618	4.382
1	4.27	8.85	295.13	2.956	98.574	1.426
0.5	3.44	0.83	295.96	0.277	98.851	1.149
0.25	2.93	0.51	296.47	0.170	99.021	0.979
0.125	1.51	1.42	297.89	0.474	99.496	0.504
0.08	1.28	0.23	298.12	0.077	99.572	0.428

De la tabla se obtiene la siguiente gráfica de distribución granulométría

Figura 52

Distribución granulométrica



El análisis granulométrico revela que el material del lecho presenta una textura gruesa, dominada por gravas. El diámetro medio (d_{50}) de 20.93 mm indica una granulometría típica de grava media a gruesa, mientras que el d_{90} (50 mm) muestra la presencia significativa de partículas aún más grandes, posiblemente gravas muy gruesas o incluso fragmentos subangulosos. Por otro lado, el d_{10} de 4 mm señala que solo el 10 % del material es fino (arena gruesa o grava fina).

Para evaluar el grado de uniformidad, se puede calcular el coeficiente de uniformidad:

$$Cu = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{50}{4} = 12.5$$

93

Este valor sugiere un material mal graduado (pobremente seleccionado), ya que presenta una amplia distribución de tamaños, lo que podría

tener implicaciones en la filtración, estabilidad del lecho, y capacidad de disipación de energía del cauce.

Para calcular el coeficiente de rugosidad de Manning de acuerdo con la granulometría del lecho fluvial, se emplearon las expresiones propuestas por Díaz et al. (2020), que vinculan directamente el tamaño efectivo d_{10} con el valor de n . Utilizando el valor de $d_{10}=4$ mm obtenido del análisis granulométrico, se determinaron dos estimaciones del coeficiente de Manning:

$$n = 0.0042(d_{10}) + 0.0278 = 0.0446 \quad 94$$

$$n = 0.0042(d_{10})^{0.1371} = 0.0518 \quad 95$$

La diferencia entre valores refleja la sensibilidad del coeficiente de rugosidad a la elección del modelo empírico, aspecto clave al modelar hidráulicamente cauces con alta heterogeneidad granulométrica.

Es apropiado el número de Manning establecido en función de las condiciones generales del cauce, teniendo en cuenta la tortuosidad, la vegetación, los obstáculos, la sección transversal y la regularidad. Esto se debe a que una comparación con un río similar realizada por US Geological Survey arrojó hallazgos similares. Asimismo, este valor se verifica al estar cerca del valor obtenido a partir de las propiedades granulométricas del fondo del cauce (Chow et al., 1988; Hunt et al., 2024). La diferencia entre valores refleja la sensibilidad del coeficiente de rugosidad a la elección del modelo empírico, aspecto clave al modelar hidráulicamente cauces con alta heterogeneidad granulométrica.

3.3.1.2 Acorazamiento del río

Se entiende por acorazamiento del lecho de un río, al fenómeno producido por un proceso erosivo en donde se remueven tamaños pequeños, que inicialmente estaban uniformemente distribuidos, dejando los de tamaño mayor en la superficie, es decir, las partículas de tamaño

superior descansan en las capas más superficiales sobre capas que incluyen tamaños inferiores.

Tabla 35

Acorazamiento del lecho de un río

DiAi	Ai(Di-Dm) ²
0	199351.55
995.4	44412.34
745	24560.31
1318.4	1687.31
1007.5	4666.62
1326.4	89221.98
395.44	34217.60
123.68	14446.74
21.66	1554.32
8.85	1228.45
0.42	2.17
0.13	1.35
0.18	33.43
0.02	0.45
Σ 5943.07	415384.61
σ ²	1393.35
σ	37.328

Se analizan los resultados del análisis estadístico de la granulometría del lecho del río Zavanilla, con el fin de caracterizar su variabilidad y evaluar la presencia de procesos de acorazamiento, fundamentales para el modelado de sedimentos y dinámica fluvial.

La desviación típica (σ) obtenida fue de 37.328 mm y su varianza asociada (σ^2) fue de 1393.347 mm². Estos valores reflejan una alta dispersión en el tamaño de partículas presentes en el lecho del río Zavanilla, lo que indica una gran heterogeneidad en su composición. Esta elevada desviación es coherente con procesos de acorazamiento, al observarse una separación entre partículas finas y gruesas, con predominancia de las últimas en la superficie. Este comportamiento tiene implicaciones importantes para la modelación hidráulica y de transporte de sedimentos, ya que la presencia de una capa de partículas gruesas en la superficie limita la movilidad del material subyacente, reduce la tasa de erosión superficial y modifica la interacción hidráulica del flujo con el lecho del canal. La caracterización de esta variabilidad es clave para establecer condiciones iniciales en modelos de socavación, estimar la rugosidad hidráulica y evaluar la estabilidad estructural de obras localizadas en zonas críticas del cauce.

3.3.2 Levantamiento topográfico

Para la caracterización geométrica y posterior modelación hidráulica del tramo en estudio del río Zavanilla, se ejecutó un levantamiento topográfico detallado mediante estación total. Este incluyó tres ejes transversales estratégicamente ubicados: uno aguas arriba del puente, otro en la zona de implantación de la infraestructura vial y un tercero aguas abajo. La precisión del levantamiento permitió capturar con alta resolución las variaciones altimétricas y morfológicas del cauce del río, siendo fundamental para el análisis hidráulico.

En la figura 53 se visualiza cómo se distribuyen los puntos topográficos levantados a lo largo del cauce, los cuales corresponden a tres ejes, la ubicación del puente en el río, así como los ejes aguas abajo y arriba. Estos datos se integran en la tabla a continuación, que presenta las coordenadas UTM (Este, Norte) y la elevación (m s. n. m.) de cada punto, utilizados para generar los perfiles transversales y longitudinales del cauce. Esta información permitió definir con precisión las condiciones

geométricas necesarias para el cálculo de calados, velocidades y esfuerzos hidráulicos en los distintos tramos analizados, con base en escenarios de caudal de diseño.

Figura 53

Levantamiento topográfico

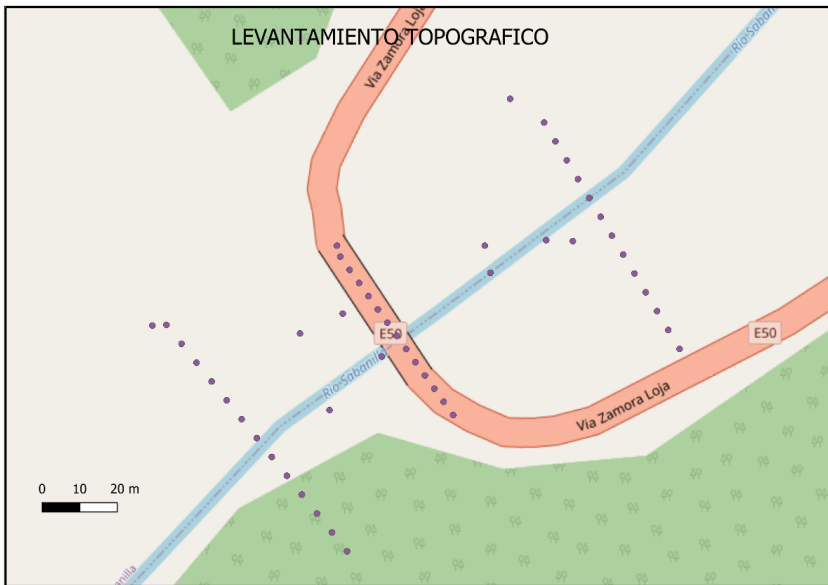


Tabla 36

Coordenadas UTM (Este, Norte) y la elevación (m s. n. m.)

Este	Norte	Elevación	Este	Norte	Elevación
720484.24	9552834.83	1221.96	720428.05	9552833.73	1220.43
720481.74	9552838.33	1219.92	720424.05	9552838.73	1219.92
720479.24	9552841.83	1218.9	720420.05	9552843.73	1216.86
720476.74	9552845.33	1218.9	720416.05	9552848.73	1218.9
720474.24	9552848.83	1216.86	720412.05	9552853.73	1222.98

Este	Norte	Elevación	Este	Norte	Elevación
720471.74	9552852.33	1215.84	720408.05	9552858.73	1239.3
720469.24	9552855.83	1214.82	720404.31	9552858.56	1241.34
720466.74	9552859.33	1213.8	720544.44	9552852.37	1220.56
720464.24	9552862.83	1214.82	720541.44	9552857.37	1219.54
720461.74	9552866.33	1212.54	720538.44	9552862.37	1218.52
720459.24	9552869.83	1216.86	720535.44	9552867.37	1215.46
720456.74	9552873.33	1226.04	720532.44	9552872.37	1214.44
720454.24	9552876.83	1230.12	720529.44	9552877.37	1212.4
720453.37	9552879.73	1230.12	720526.44	9552882.37	1213.93
720456.05	9552798.73	1226.04	720523.44	9552887.37	1211.38
720452.05	9552803.73	1222.98	720520.44	9552892.37	1218.01
720448.05	9552808.73	1222.98	720517.44	9552897.37	1227.7
720444.05	9552813.73	1218.9	720514.44	9552902.37	1231.54
720440.05	9552818.73	1216.86	720511.44	9552907.37	1234.84
720436.05	9552823.73	1218.9	720508.44	9552912.37	1240.96
720432.05	9552828.73	1219.92	720499.39	9552918.66	1239.94

El levantamiento topográfico detallado permitió no solo obtener la geometría precisa del cauce y su entorno inmediato, sino también sobre el progreso del modelo hidráulico y la identificación de zonas críticas de inundación o socavación. Con esta información, se garantiza una representación fidedigna de las condiciones del terreno en los análisis posteriores.

3.3.3 Caudales máximos

Se aplicó el método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) para estimar el caudal pico de la cuenca del río Zavanillas. Este permite generar un hidrograma sintético a partir de parámetros hidrológicos representativos. El procedimiento considera la precipitación efectiva acumulada y su distribución temporal, permitiendo obtener el hidrograma unitario y, posteriormente, el caudal máximo esperado para un periodo de retorno específico. En este caso, se analizó un evento con un $T_r = 100$ años, considerando una superficie de cuenca de 181.08 km^2 , un valor del número de curva $CN = 88.33$ (correspondiente a CN III), una intensidad máxima de lluvia de 10.15 mm/h y un tiempo de concentración de 6.33 horas.

3.3.3.1 Hidrograma del Servicio de Conservación de Suelos (SCS)

A partir del tiempo de concentración obtenido previamente $t_c = 6.33$ horas se determinó el tiempo de retraso (t_r), la duración de la escorrentía directa (d_e) y el tiempo al pico (t_p) a través de fórmulas estándar del método SCS.

$$t_r = 0.60t_c = 0.60(6.33) = 3.798 \text{ h}$$

$$d_e = 2\sqrt{t_c} = 2\sqrt{6.33} = 5.032 \text{ h}$$

El valor define el momento que se alcanza el máximo caudal en el hidrograma unitario.

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r = \frac{5.032}{2} + 3.798 = 6.314 \text{ h}$$

El coeficiente de caudal pico unitario (q_p) y se calculó en función de la superficie de la cuenca y el tiempo al pico.

$$q_p = \frac{0.208A}{t_p} = \frac{0.208(181.08)}{6.314} = 5.965 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ mm}^{-1}$$

El tiempo base del hidrograma unitario o duración total del evento de escorrentía directa desde que inicia hasta que finaliza, se calculó en base al tiempo pico (Natural Resources Conservation Service, 2024; U.S. Army Corps of Engineers, n.d.-c).

$$t_b = 2.67t_p = 2.67(6.314) = 16.859 \text{ h}$$

La precipitación máxima (Pmax) fue el resultado de multiplicar la intensidad máxima de lluvias (Imax) por el tiempo de concentración (tc), creando un resultado de 64.26 mm. A continuación, se determinó la precipitación efectiva (Pe), que equivale al volumen de escorrentía disponible para producir el caudal, mediante la fórmula ajustada del método SCS fundamentada en el número de curva, se obtuvo un valor de Pe de 36.36 mm, que equivale a alrededor del 56.5 % de Pmax, lo que confirma la gran capacidad para producir escorrentía en la cuenca en situaciones de saturación.

Multiplicando el valor de qp por la precipitación efectiva (Pe), se obtuvo el caudal pico esperado para un evento de 100 años, con un resultado de Qp = 216.88 m³/s. Este valor es esencial para dimensionar la construcción de estructuras hidráulicas como alcantarillas, puentes o canales de derivación, pues representa el punto crítico de diseño.

$$Q_p = q_p P_e = (5.965)(36.36) = 216.88 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

En la tabla 37, se presenta el hidrograma unitario para un evento de diseño con un periodo de retorno de 100 años, escalado según las características hidrológicas específicas de la cuenca del río Zavanillas. La columna U (m³/s/mm) representa el hidrograma unitario multiplicado por el factor qp, mientras que Q (m³/s) muestra el hidrograma final ajustado por la precipitación efectiva Pe, permitiendo obtener el caudal asociado a cada instante de tiempo.

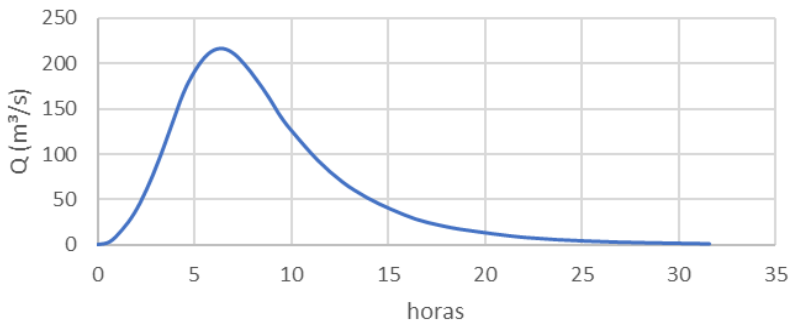
Tabla 37*Hidrograma unitario con un periodo de retorno de 100 años*

Tiempo (horas) (t/tp)*tp	U (m3/s/mm) (q/qp)*qp	T (h)	Q (m³/s)
0	0	0.000	0.000
0.1	0.015	0.631	3.253
0.2	0.075	1.263	16.266
0.3	0.16	1.894	34.700
0.4	0.28	2.526	60.725
0.5	0.43	3.157	93.257
0.6	0.6	3.788	130.126
0.7	0.77	4.420	166.995
0.8	0.89	5.051	193.020
0.9	0.97	5.683	210.370
1	1	6.314	216.876
1.1	0.98	6.946	212.539
1.2	0.92	7.577	199.526
1.3	0.84	8.208	182.176
1.4	0.75	8.840	162.657
1.5	0.65	9.471	140.970
1.6	0.57	10.103	123.619
1.8	0.43	11.365	93.257
2	0.32	12.628	69.400
2.2	0.24	13.891	52.050
2.4	0.18	15.154	39.038
2.6	0.13	16.417	28.194
2.8	0.098	17.680	21.254
3	0.075	18.942	16.266
3.5	0.036	22.099	7.808
4	0.018	25.257	3.904
4.5	0.009	28.414	1.952
5	0.004	31.571	0.868

Se observa un crecimiento progresivo del caudal hasta alcanzar el valor pico a las 6.3 horas, correspondiente al valor máximo de $216.88 \text{ m}^3/\text{s}$, seguido de una recesión que refleja el vaciamiento de la cuenca. Esta información es fundamental para simular escenarios hidrológicos extremos y evaluar la capacidad hidráulica de las obras de drenaje proyectadas.

De los valores temporales normalizados (t/t_p), se construyó el hidrograma dimensionado en términos de caudal (Q) para cada instante de tiempo T . Esto permite visualizar la evolución del evento de escorrentía, desde su inicio hasta el retorno a condiciones normales de flujo.

Figura 54
Hidrograma



El hidrograma resultante muestra un ascenso progresivo del caudal hasta alcanzar el valor pico, seguido de una caída más gradual, en concordancia con el comportamiento típico de eventos de lluvia intensa en cuencas montañosas. Este hidrograma se utilizará en las siguientes fases del modelado hidrológico.

3.3.3.2 Hidrograma unitario sintético de Snyder

Para contrastar los resultados obtenidos mediante el método SCS, se aplicó también el modelo de hidrograma sintético de Snyder, ampliamente utilizado en estudios hidrológicos para regiones sin registros detallados

de caudal A partir de parámetros geomorfológicos, como la distancia desde el centro de gravedad al punto de salida y la longitud del cauce principal, este procedimiento empírico posibilita calcular la forma del hidrograma unitario.

La fórmula fundamental para calcular el tiempo pico en el método de Snyder es:

$$t_p = 0.75 \frac{1.65}{Ct * \sqrt{i}^{0.38}} (L * Lc)^{0.3} \quad 96$$

donde:

tp: tiempo al pico del hidrograma unitario (h),

Ct: coeficiente de pendiente o forma,

i: pendiente promedio del cauce principal (m/m),

L: longitud total del cauce principal (km),

Lc: longitud desde el centro de gravedad de la cuenca hasta la salida (km).

Sustituyendo los valores anteriores se obtiene un tiempo al pico de $t_p=21.47$ horas.

Duración estándar de la lluvia efectiva

$$t_r = \frac{t_p}{5.5} = \frac{21.47}{5.5} = 3.904 \text{ h}$$

Este resultado permite establecer una comparación con los hidrogramas generados previamente, evaluando la coherencia hidrológica entre métodos y la sensibilidad de los resultados al tipo de aproximación seleccionada.

Luego de determinar el tiempo al pico t_p mediante la fórmula empírica de Snyder, se procedió a estimar el caudal pico unitario, el cual depende directamente del tiempo al pico y se expresa como (Snyder, 1938; U.S. Army Corps of Engineers, n.d.-c):

$$q_p = \frac{2.75C_p}{t_p} = \frac{2.75(0.56)}{21.47} = 0.0717 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \quad 97$$

Este valor fue posteriormente ajustado mediante la relación entre el tiempo al pico real, definido por:

$$t_{pR} = t_p + \frac{t_R - t_r}{4} = 21.47 + \frac{6.314 - 3.904}{4} = \quad 98$$

Con este valor se procede a calcular el caudal unitario corregido

$$q_{pR} = q_p \frac{t_p}{t_{pR}} = (0.0717) \frac{21.47}{22.073} = 0.06977 \text{ m}^3 \quad 99$$

El tiempo base del hidrograma sintético se calculó con la expresión:

$$t_b = \frac{5.56}{q_{pR}} = \frac{5.56}{0.06977} = 79.69 \text{ h} \quad 100$$

A partir de estos valores se determinó el caudal pico ajustado a la cuenca de 45.94

Para representar la evolución del caudal a lo largo del tiempo, se construyó el hidrograma dimensionado utilizando los valores q_{pR} y la duración total del evento, considerando además los anchos a distintos porcentajes del caudal máximo:

Tiempo al pico corregido

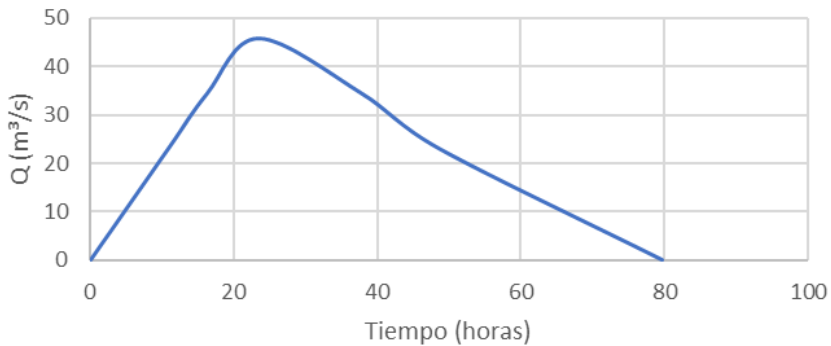
$$W_{50} = 2.14q_{pR}^{-1.08} = 37.95 \text{ h} \quad W_{75} = 1.22q_{pR}^{-1.08} = 21.64 \text{ h} \quad 101$$

$$Q_p = q_{pR}AP_e = (0.06977)(181.08)(3.636) = 45.94 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

La siguiente tabla muestra los valores de caudal calculados para momentos representativos del hidrograma, mientras que la figura ilustra su comportamiento hidrodinámico:

Tabla 38*Valores de caudal para momentos representativos del hidrograma*

t (horas)	Q (m ³ /s)
0	0
10.77	22.97
16.20	34.45
23.42	45.93
37.84	34.45
48.72	22.97
79.69	0

Figura 55*Hidrograma sintético ajustado mediante el método de Snyder para la cuenca del río Zavanilla*

Este hidrograma proporciona una base alternativa y complementaria para evaluar escenarios de escorrentía en la cuenca en estudio, especialmente útil en condiciones de escasa información hidrométrica.

3.3.3.3 Hidrograma de Témez

El método de Témez se utilizó como alternativa para estimar el hidrograma de diseño, considerando su aplicabilidad en cuencas con escasa información hidrológica. Este método parte de la estimación del tiempo de retraso, definido como (Témez, 1991):

$$t_r = \frac{3}{8}t_c - \frac{1}{8}D$$

$$t_r = \frac{3}{8}(6.33) - \frac{1}{8}(1.27) \approx 2.22 \text{ h}$$

Donde el tiempo de concentración se representa como t_c y D es la duración de la lluvia considerada efectiva calculada en base a la precipitación efectiva y su intensidad.

Se determinó el tiempo de retraso y se calculó el tiempo pico utilizando los parámetros de la cuenca del río Zavanilla.

$$t_p = 0.5D + t_r = 2.85h \quad 102$$

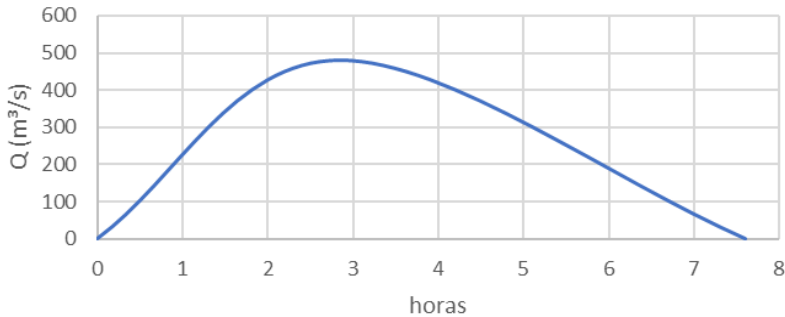
El tiempo base (t_b) representa la duración total del evento y se obtiene de la siguiente manera:

$$t_b = D + t_c = 7.60h \quad 103$$

El caudal pico se estimó:

$$Q_p = \frac{P_c * A}{1.8 * t_b} = 481.49 \frac{m^3}{s} \quad 104$$

Este caudal se distribuyó triangularmente entre los tiempos 0, t_p y t_b , generando el hidrograma ilustrado en la siguiente figura:

Figura 56*Hidrograma método Témez*

El hidrograma obtenido mediante el método de Témez refleja una respuesta inmediata y concentrada de la cuenca ante un evento de lluvia intensa, lo que evidencia una alta capacidad de escurrimiento superficial.

El tiempo al pico de aproximadamente 2.85 horas indica que la mayor parte del volumen escurrido alcanza el punto de control en un periodo relativamente corto. Esta característica contrastada con un tiempo base de 7.60 horas, da lugar a un hidrograma con pendiente de ascenso pronunciada, que representa una acumulación rápida del caudal y un alto riesgo de sobrecarga hidráulica en estructuras de paso, como puentes, alcantarillas y canales. La fase de recesión también implica que la cuenca responde de manera eficiente, pero a su vez crítica en términos de almacenamiento superficial.

La forma triangular del hidrograma representa baja retención, lo que implica que se convierte en escorrentía directa casi toda la precipitación efectiva, representando posibles riesgos en eventos extremos.

El valor máximo de caudal pico obtenido, $Q = 481.49$, es significativamente elevado respecto a otros métodos como el SCS o Snyder, lo cual tiene implicaciones importantes para el diseño hidráulico.

MÉTODO DE CHOW

Finalmente, se aplicó el método de Chow para estimar el caudal pico, utilizando una formulación racional modificada en función de los parámetros geomorfológicos de la cuenca.

Relación adimensional:

$$r = \frac{d_e}{t_r}$$

Factor de reducción al pico:

$$Z = \begin{cases} 0.73r^{0.97}, & 0.05 \leq r < 0.40, \\ 1.89r^{0.23}, & 0.40 \leq r \leq 2.00, \\ 1, & r > 2.00. \end{cases}$$

Se estimó el tiempo de retraso t_r mediante:

$$t_r = 0.005 * \left(\frac{L}{\sqrt{S}}\right)^{0.64} = 1.90 \text{ h}$$

105

Donde L es la longitud principal del cauce (88.77 km), S es la pendiente media (0.0712 m/m). Luego, se determinó la duración efectiva de la escorrentía y se calculó el cociente, el cual se utilizó para definir el parámetro de ajuste Z según las siguientes expresiones empíricas:

$$r = \frac{6.33}{1.90} = 3.33 > 2 \quad \Rightarrow \quad Z = 1$$

En este caso, se obtuvo un valor de $Z=1$, y el caudal pico se estimó con:

$$Q_p = 0.278 \frac{P_e A}{d_e} Z$$

$$Q_p = 0.278 \frac{(36.36)(181.08)}{6.33} (1) \approx 289.16 \text{ m}$$

106

Este caudal es intermedio respecto a los estimados por métodos como Témez y SCS, además evidencia una sensibilidad importante a la relación entre duración de escorrentía y tiempo de retardo. El método de Chow proporciona una aproximación robusta para condiciones de cuencas con pendientes suaves y desarrollos longitudinales extensos, siendo útil para validar diseños preliminares o realizar comparaciones con métodos más detallados. Es necesario siempre limitar el método de Chow a cuencas menores de 25 km².

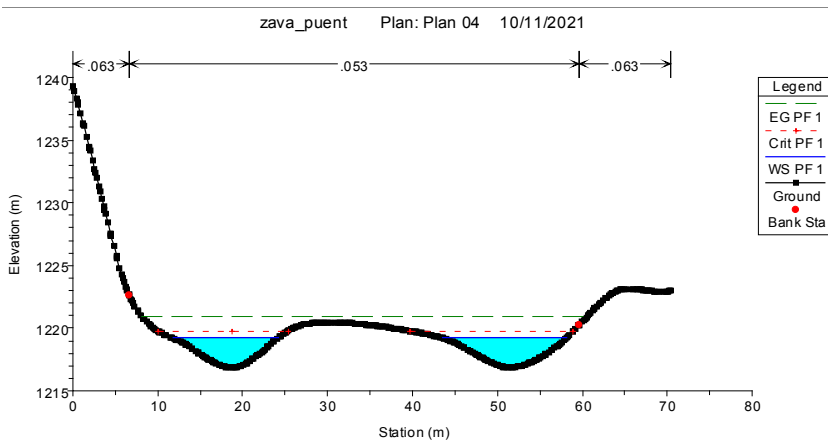
3.3.4 Simulación hidráulica

Esta simulación permite analizar el proceder del flujo en diferentes condiciones, analizando cambios en el tirante de agua, velocidades, áreas hidráulicas y posibles zonas de erosión y socavación. Para este análisis, se modeló el flujo con un caudal pico de 216.88 m³/s, determinado mediante el método SCS. La selección de este hidrograma no responde únicamente a su proximidad a la media de los caudales obtenidos, sino a que ninguno de los métodos analizados fue desarrollado específicamente para cuencas andinas de alta montaña. En consecuencia, se adoptó el método SCS por representar una condición hidrológica conservadora, asociada a una mayor probabilidad de ocurrencia de eventos extremos y a una respuesta hidrológica relativamente consistente con los procesos locales de escorrentía bajo los criterios para los cuales fue formulado. La modelación se desarrolló mediante secciones transversales representativas ubicadas aguas arriba, en la zona de implantación del puente y aguas abajo, permitiendo evaluar el comportamiento hidráulico del cauce en estos puntos (U.S. Army Corps of Engineers, 2024).

3.3.4.1 Sección aguas arriba

La sección aguas arriba representa el comportamiento del flujo antes de ingresar al área de influencia de la estructura. Su análisis permite verificar las condiciones de entrada, caracterizar el régimen del flujo y evaluar si existen condiciones de remanso o cambios de flujo que puedan influir en la estructura. En estructuras con pilas, esta evaluación cobra mayor relevancia, ya que una obstrucción mal dimensionada puede causar incremento del nivel de aguas arriba, desbordamientos o erosión marginal (U.S. Army Corps of Engineers, 2024).

Figura 57
Sección de aguas arriba



La distribución de las líneas hidráulicas evidencia con claridad un comportamiento de flujo supercrítico, lo que puede observarse al comprobar que la línea de agua se encuentra por debajo tanto de la línea de calado crítico como de la línea de energía. Esta disposición es característica de un flujo que se desplaza con alta velocidad y baja profundidad relativa, típico de cauces con fuerte pendiente longitudinal y escasa rugosidad. La línea de energía se sitúa en la parte superior del perfil y refleja la suma de las componentes de carga piezométrica y carga cinética del flujo. La

línea de calado crítico es coherente con la dinámica de un flujo acelerado y controlado aguas abajo.

Los calados y topografía del modelo hidráulico se presentan a continuación:

Tabla 39

Calados y topografía del modelo hidráulico

Am (m ²)	36.42	T (m)	26.95
X	W.S. Elev	Terrain Elev	H0
11.92	1219.21	1219.16	0.05
12.64	1219.21	1218.95	0.26
13.35	1219.21	1218.68	0.53
14.02	1219.21	1218.37	0.84
15.48	1219.21	1217.71	1.50
16.01	1219.21	1217.50	1.71
16.90	1219.21	1217.19	2.02
17.29	1219.21	1217.07	2.14
18.83	1219.21	1216.85	2.36
19.85	1219.21	1217.01	2.20
20.46	1219.21	1217.22	1.99
21.53	1219.21	1217.73	1.48
22.83	1219.21	1218.44	0.77
23.66	1219.21	1218.93	0.28
24.02	1219.21	1219.13	0.08
25.09		1219.69	
28.00		1220.05	
34.58		1220.28	

Am (m ²)	36.42	T (m)	26.95
X	W.S. Elev	Terrain Elev	H0
34.69		1220.27	
36.50		1220.12	
36.83		1220.09	
37.78		1219.99	
38.83		1219.87	
40.98		1219.62	
41.62		1219.53	
42.90		1219.33	
45.72	1219.20	1218.59	0.61
48.02	1219.20	1217.70	1.50
51.05	1219.20	1216.88	2.32
51.87	1219.20	1216.88	2.32
54.43	1219.20	1217.43	1.77
55.07	1219.20	1217.66	1.54
56.75	1219.20	1218.42	0.78
58.04	1219.20	1219.17	0.03
58.91		1219.76	

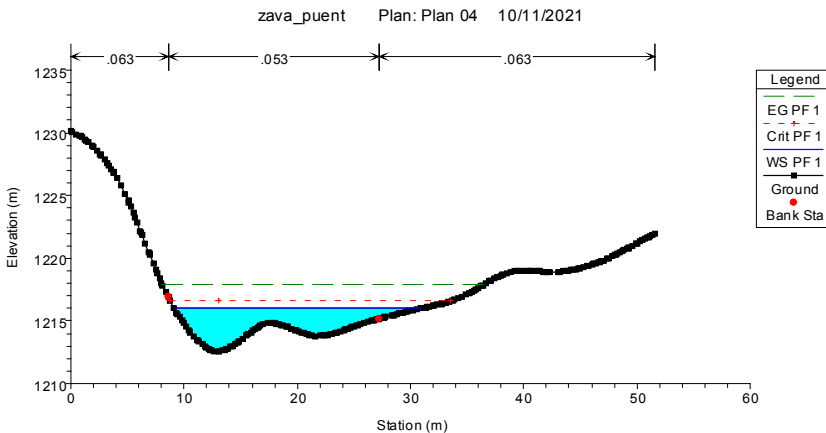
Este perfil hidráulico obliga a considerar un tratamiento específico en el diseño del puente, especialmente en lo referente a estabilidad de pilas, protección contra socavación local, y mecanismos de disipación de energía. La velocidad elevada y la energía disponible en la lámina de agua aumentan el riesgo de erosión en los apoyos estructurales.

3.3.4.2 Sección de implantación del puente

Esta sección representa el punto crítico de la simulación, donde el flujo interactuará directamente con las pilas del puente. Las pilas actúan como obstáculos hidráulicos, generando reducción de área efectiva, aceleración del flujo y potenciales zonas de turbulencia y socavación (Kilgore et al., 2024; U.S. Army Corps of Engineers, 2024). Por lo cual resulta relevante e indispensable el análisis del cauce en esta sección.

Figura 58

Sección de implantación del puente



Se muestra en el perfil transversal de la figura 58 que la lámina de agua está debajo de las líneas de calado crítico y de energía. Esta configuración muestra un patrón fluvial subcrítico en la sección de implantación, donde el flujo es regulado río abajo y tiene una profundidad más alta y una velocidad más baja. El tirante hidráulico que se ha logrado es de cerca de 1216 metros; en comparación, el nivel crítico se encuentra en 1216.6 metros y la línea de energía está a 1217.9 metros. La velocidad estimada del flujo es de 6.2 m/s. Estos valores son compatibles con un canal que es amplio y hondo, que funciona bajo condiciones de control efectivo y adecuado para la implantación estructural. Teniendo en cuenta las áreas de base

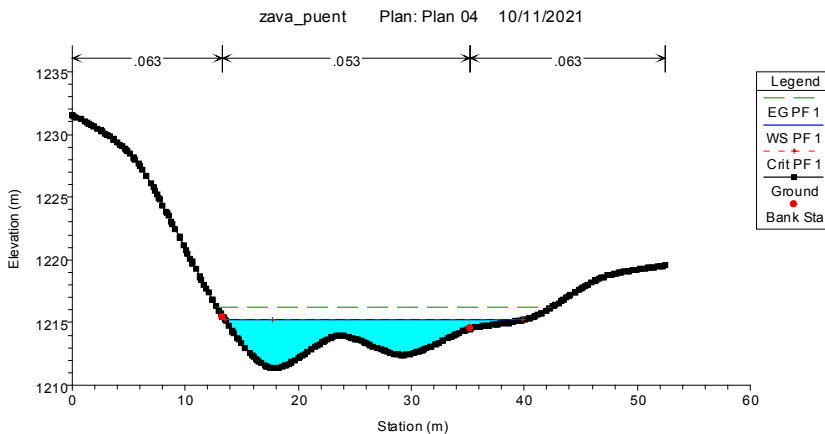
y los márgenes para prevenir procesos de erosión acelerada en las pilas del puente.

3.3.4.3 Sección aguas abajo

La sección aguas abajo permite observar cómo se comporta el flujo después de atravesar la estructura. Su análisis permite evaluar si se producen condiciones de expansión, disipación de energía y estabilización del régimen hidráulico. Además, permite anticipar posibles riesgos de socavación, erosión regresiva o sedimentación que puedan comprometer la funcionalidad del cauce o la estabilidad del puente, y en el caso de ser detectadas, tomar medidas oportunas (U.S. Army Corps of Engineers, 2024).

Figura 59

Sección de aguas abajo



El análisis muestra un régimen fluvial característico de flujo subcrítico, sustentado por la disposición vertical de las líneas, la lámina de agua se mantiene por debajo del calado crítico, el cual a su vez se sitúa por debajo de la línea de energía. La elevación de la lámina alcanza un máximo de 1215.20 m, mientras que el nivel crítico y la energía

específica se sitúan en 1215.20 m y 1216.20 m respectivamente, lo que confirma la estabilidad hidráulica en esta sección. El área de flujo es la más amplia entre las tres secciones, con una velocidad promedio de 4.5 m/s, lo que implica una buena capacidad de transporte y disipación energética posterior al paso de la estructura. Este modelamiento presenta condiciones óptimas en el comportamiento del perfil de velocidad en la sección aguas abajo.

Como parte del análisis hidráulico detallado del comportamiento del flujo en torno a la infraestructura proyectada, se presentan a continuación las características hidráulicas obtenidas para las tres secciones críticas del tramo analizado: aguas arriba, implantación del puente y aguas abajo.

Tabla 40*Características hidráulicas*

River Station	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)
Arriba	216.87	1216.85	1219.21	1219.79
Puente	216.87	1212.54	1215.99	1216.58
Abajo	216.87	1211.37	1215.2	1215.2

Estas variables permiten identificar el estado del flujo, su capacidad de transporte, la eficiencia energética, y su comportamiento frente a eventos de diseño con un caudal de 216.87 m³/s. En particular, se incluyen datos relevantes como la elevación mínima del cauce, la elevación del espejo de agua, el calado crítico, la pendiente de la línea de energía, la velocidad media en canal, el área de flujo y el número de Froude, con el objetivo de caracterizar el régimen hidráulico y evaluar condiciones de estabilidad o riesgo potencial en cada sección (U.S. Army Corps of Engineers, 2024).

Tabla 41*Resultados hidráulicos por sección del río para el caudal máximo de diseño*

River Sta	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Froude # Chl
	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	
Arriba	1220.97	0.070059	5.89	36.85	1.61
Puente	1217.93	0.054222	6.21	35.89	1.44
Abajo	1216.23	0.023509	4.5	49.34	0.97

Los resultados comparados muestran un comportamiento hidráulico acorde con un régimen predominantemente subcrítico, en particular en la sección aguas abajo. En aguas abajo se observa el área de flujo más extensa (49.34 m²) y la velocidad más baja (4.5 m/s), lo que indica condiciones más estables y una disipación gradual de la energía después de atravesar la estructura. En la zona de establecimiento del puente, se llega a la velocidad media más alta, 6.21 m/s, y al número de Froude más alto, 1.44. Esto significa que este es el punto de mayor energía específica en esa sección. Estas diferencias entre secciones facilitan la identificación de áreas que son críticas para diseñar obras destinadas a proteger y reforzar la estructura, además de proporcionar una estabilidad del lecho fluvial y una sólida base técnica para el análisis de socavación.

3.4 Estudios de erosión y socavación

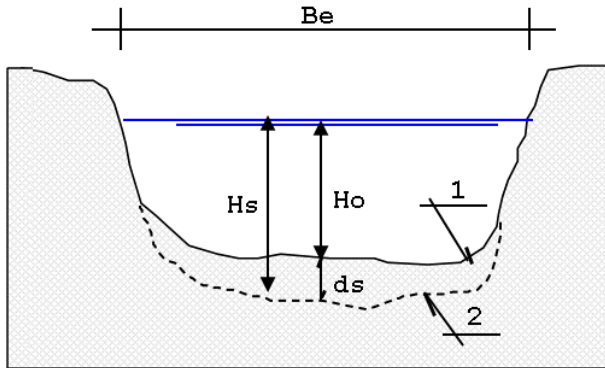
Es importante examinar los procesos de socavación y erosión al diseñar estructuras hidráulicas, especialmente en estudios sobre la instalación de puentes. Esto se debe a que la interacción del fluido con la estructura puede dar lugar a fenómenos locales de alta energía que tienen el potencial de poner en peligro la estabilidad de las cimentaciones. Se ha utilizado el método de Lischvan-Levediev para analizar la erosión y socavación (Scacchi et al., 2001). Este método es útil por su fortaleza empírica y por poder utilizarse en lechos no cohesivos con un flujo uniforme

constante, lo que hace posible estimar la socavación potencial del cauce en el entorno del puente vehicular que se proyecta sobre el río Zavanilla.

Este análisis posibilita la incorporación de parámetros hidráulicos como la velocidad media del flujo, el tirante crítico, la forma de la sección transversal y las dimensiones de los sedimentos predominantes. De este modo, se pueden estimar profundidades de socavación general y por contracción bajo condiciones de máxima exigencia hidráulica. Se ha demostrado que su aplicación es muy sólida en ríos montañosos con gradientes cambiantes y materiales de distinta granulometría, en los que los métodos convencionales suelen minimizar el impacto combinado de una alta velocidad y la concentración de flujos alrededor de estructuras como pilas (Scacchi et al., 2001).

La metodología se incorpora al modelo hidráulico simulado anteriormente, utilizando los picos de caudal obtenidos a través de hidrogramas sintéticos como fundamento y confirmando las condiciones de régimen que se han observado en las secciones críticas analizadas. Se define un estándar técnico de seguridad hidráulica para la creación de las pilas y, si es necesario, se sugieren acciones de resguardo contra socavación que se ajusten a las condiciones hidráulicas y geomorfológicas locales (Kilgore et al., 2024).

La figura 60 ilustra un esquema conceptual del proceso de socavación en la sección aguas arriba del puente, siguiendo el método de Lischktvan-Levediev. En esta se observan las variables hidráulicas que participan en la evaluación: la máxima profundidad de socavación estimada en el cauce, el nivel de agua y la distancia total en vertical desde el nivel del agua libre hasta la base de socavación.

Figura 60*Esquema del proceso de socavación en la sección de aguas arriba*

El gráfico hace posible observar la interacción entre el flujo incidente, la geometría del cauce y la reacción erosiva del lecho, lo cual es útil para entender las consecuencias de un flujo acelerado y la concentración de esfuerzos cortantes alrededor de las estructuras, como los estribos o pilas. La zona donde se ubica el descenso más grande del lecho es la misma que tiene la mayor concentración de energía cinética, esto concuerda con el criterio hidráulico del modelo.

3.4.1 Sección agua arriba

La siguiente tabla resume los parámetros hidráulicos y geomorfológicos de la sección aguas arriba utilizados como base para la aplicación del método de Lischktvan–Levediev en la sección aguas arriba. Los coeficientes adimensionales α , β , z , ψ y u se obtuvieron a partir de estas variables (Scacchi et al., 2001). Estos coeficientes tienen la capacidad de calcular la profundidad de socavación en distintos puntos del perfil transversal. Esta parametrización apoya la medición exacta de la susceptibilidad erosiva del cauce ante eventos hidrológicos extremos y a sustentar decisiones estructurales relacionadas con la protección hidráulica del cauce y el diseño preliminar del puente (Cely et al., 2023; Hunt et al., 2024).

Tabla 42

Resumen de los parámetros hidráulicos y geomorfológicos de la sección aguas arriba

Parámetro	Valor	Unidad	Parámetro	Valor	Unidad
Qd	216.88	m ³ /s	α	5.443	
Hm	1.26	m	Luz libre	26.95	m
Be	26.95	m	U	5.89	m/s
dm	59.431	mm	z	0.294	
Tr	100	años	β	0.782	
Υ_m	1.1	tn/m ³	Ψ	1.126	
u	0.915				

Los valores demuestran un régimen hidráulico con una gran capacidad de transporte, lo que resulta compatible con el lecho y la topografía en la sección aguas arriba del puente. Cuando se unen un caudal elevado, una granulometría media del lechón y velocidades superiores a 5 m/s, se generan circunstancias propicias para la erosión localizada, especialmente en zonas donde las líneas de corriente están condensadas. Para estimar la socavación máxima esperada tomando como referencia estos parámetros, se empleó la fórmula de Lischktvan-Levediev, que considera la estabilidad granulométrica del lecho y la energía del flujo.

A continuación, se presentan los resultados del cálculo de socavación aplicando el método de Lischktvan-Levediev para la sección aguas arriba del puente. La tabla recoge los valores de la profundidad original del flujo (H_0), la profundidad total estimada con socavación (H_s) y la cota final del lecho (m s. n. m.) tras el efecto erosivo previsto en condiciones de diseño. Estas cifras posibilitan ver con precisión las áreas más sensibles dentro del canal, según el perfil transversal.

Tabla 43*Resultados del cálculo de socavación con el método de Lischktvan-Levediev*

X	H0	Hs	Socavación (m s. n. m.)
11.92	0.05	0.051	1219.16
12.64	0.26	0.430	1218.78
13.35	0.53	1.075	1218.14
14.02	0.84	1.945	1217.26
15.48	1.50	4.105	1215.11
16.01	1.71	4.859	1214.35
16.90	2.02	6.022	1213.19
17.29	2.14	6.487	1212.72
18.83	2.36	7.357	1211.85
19.85	2.20	6.721	1212.49
20.46	1.99	5.907	1213.30
21.53	1.48	4.034	1215.18
22.83	0.77	1.739	1217.47
23.66	0.28	0.473	1218.74
24.02	0.08	0.094	1219.12
25.09	0.00		1219.69
28.00	0.00		1220.05
34.58	0.00		1220.28
34.69	0.00		1220.27
36.50	0.00		1220.12
36.83	0.00		1220.09
37.78	0.00		1219.99
38.83	0.00		1219.87
40.98	0.00		1219.62
41.62	0.00		1219.53
42.90	0.00		1219.33
45.72	0.61	1.289	1217.91
48.02	1.50	4.105	1215.10
51.05	2.32	7.197	1212.00
51.87	2.32	7.197	1212.00
54.43	1.77	5.079	1214.12
55.07	1.54	4.246	1214.95

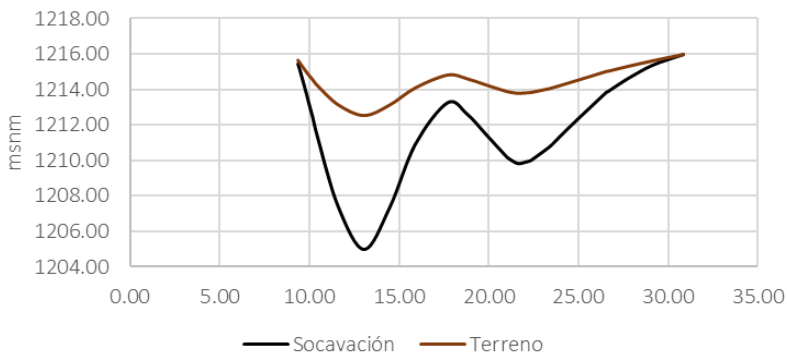
X	H0	Hs	Socavación (m s. n. m.)
56.75	0.78	1.768	1217.43
58.04	0.03	0.027	1219.17
58.91	0.00		1219.76

De acuerdo con la tabla, los niveles más altos de socavación se sitúan entre las secciones 15 y 22 metros, donde la cota del lecho baja hasta cerca de 1211.85 m s. n. m., lo que provoca profundidades de erosión por encima de 7.35 m en los lugares más críticos. Este patrón es consistente con las áreas de mayor rapidez y angostura del cauce, lo que corrobora cómo la aceleración local del flujo influye en los procesos erosionables.

La figura 61 presenta el perfil transversal de la sección del puente, incluyendo la curva de socavación proyectada y la línea del terreno natural. Esta representación posibilita la visualización de cómo la erosión se distribuye en el espacio, y permite identificar las áreas que presentan mayor riesgo en lo que respecta a su estabilidad estructural.

Figura 61

Socavación sección puente



El estudio de la figura muestra dos áreas críticas de socavación, situadas entre las progresivas 10 m y 30 m, en las que la profundidad calculada llega a ser de hasta 2 metros por debajo del lecho original. La

necesidad de aplicar medidas de protección, como pilotes profundos, colchones de enrocado o estructuras disipadoras, se fortalece debido a que estos hundimientos ocurren en las zonas con mayor concentración de flujo y disminución de sección. Este resultado constituye una guía técnica esencial para definir la profundidad mínima de cimentación de las pilas del puente y garantizar su estabilidad frente a eventos de diseño con periodo de retorno de 100 años (Scacchi et al., 2001).

3.4.2 Sección implantación del puente

Para el análisis de socavación, la sección que abarca la instalación del puente es crucial al reunir las condiciones dinámicas y geométricas más importantes que impactan directamente en la cimentación de la estructura (Kilgore et al., 2024). Utilizando los parámetros hidráulicos obtenidos para un caudal de diseño de $216.88 \text{ m}^3/\text{s}$ y una velocidad media de 6.21 m/s , se determinaron los coeficientes adimensionales que el método Lischktvan-Levediev necesita (Scacchi et al., 2001).

La estimación de la socavación potencial en esta sección se realizó utilizando el conjunto de variables hidráulicas, geométricas y sedimentológicas que se presentan en la tabla a continuación (Scacchi et al., 2001).

Tabla 44

Variables hidráulicas, geométricas y sedimentológicas

Parámetro	Valor	Unidad	Parámetro	Valor	Unidad
Qd	216.88	m^3/s	α	4.734	
Hm	1.58	m	Luz libre	21.27	m
Be	21.27	m	U	6.21	m/s
dm	59.43	mm	z	0.294	
Tr	100.00	años	β	0.782	
Υ_m	1.10	tn/m^3	Ψ	1.126	
u	0.887				

La combinación de una altura media de flujo H_m de 1.58 m y una menor luz libre $Be = 21.27$ m, respecto a la sección aguas arriba indica una aceleración local del flujo que, en conjunto con el tamaño medio del material del lecho $d_m \approx 59.4$ mm, genera condiciones favorables para la intensificación de los procesos erosivos en zonas específicas del cauce (Scacchi et al., 2001).

El número de Froude $Fr > 1$ junto con el coeficiente de energía específica $\alpha = 4.73$ corroboran la existencia de flujo supercrítico, lo cual aumenta la capacidad erosiva y exige la consideración de estrategias de refuerzo en las áreas de contacto entre la cimentación del puente y el cauce (Kilgore et al., 2024).

La tabla 45 expone los hallazgos del cálculo de la socavación local en la sección de implantación del puente, empleando el método de Lischtvan-Levediev. Los valores correspondientes a la profundidad estimada con socavación (H_s), la elevación final del lecho tras el proceso erosivo y la profundidad hidráulica inicial (H_0) se presentan en coordenadas absolutas (m s. n. m.).

Tabla 45

Resultados del cálculo de socavación en la sección de implantación del puente

X	H_0	H_s	Socavación (m s. n. m.)
9.34	0.33	0.537	1215.453
9.44	0.48	0.870	1215.120
9.58	0.68	1.363	1214.627
9.80	0.98	2.182	1213.808
9.95	1.18	2.772	1213.218
10.16	1.43	3.550	1212.440
10.44	1.78	4.707	1211.283
11.59	2.85	8.629	1207.361
13.03	3.45	11.035	1204.955

X	H0	Hs	Socavación (m s. n. m.)
14.46	2.86	8.668	1207.322
15.89	1.89	5.084	1210.906
17.68	1.17	2.742	1213.248
18.76	1.37	3.360	1212.630
19.84	1.73	4.537	1211.453
20.91	2.07	5.716	1210.274
21.01	2.10	5.823	1210.167
21.27	2.15	6.002	1209.988
21.63	2.20	6.183	1209.807
21.99	2.18	6.110	1209.880
22.24	2.16	6.038	1209.952
22.34	2.15	6.002	1209.988
23.35	1.94	5.258	1210.732
23.42	1.92	5.189	1210.801
23.47	1.91	5.154	1210.836
24.50	1.60	4.103	1211.887
26.54	0.97	2.154	1213.836
26.65	0.95	2.097	1213.893
27.72	0.69	1.389	1214.601
29.15	0.36	0.601	1215.389
30.85	0.01	0.006	1215.984

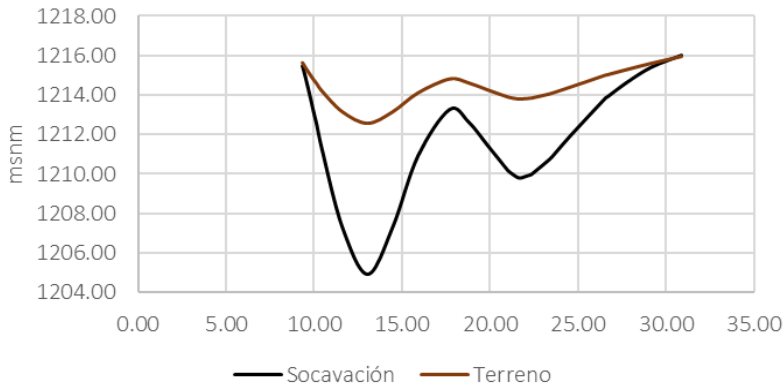
Los valores obtenidos revelan una socavación máxima de hasta 11.035 m en el eje central del cauce, evidenciando una intensa acción hidráulica concentrada en el eje central del cauce. Esta condición representa un escenario de diseño conservador para la cimentación profunda del puente, requiriendo medidas estructurales robustas para garantizar

la estabilidad frente a eventos extremos. Además, se observan gradientes pronunciados de recuperación morfológica hacia las márgenes, lo que confirma la influencia directa de la concentración del flujo sobre el lecho en esta zona de implantación (Cely et al., 2023; Kilgore et al., 2024).

La figura siguiente ilustra el perfil transversal del cauce en la sección de implantación del puente, comparando la topografía original del lecho (línea marrón) con el perfil resultante tras la aplicación del método de Lischtván-Levediev (línea negra). Esta representación gráfica permite visualizar con claridad las zonas de mayor vulnerabilidad frente a procesos de erosión y socavación asociados a la concentración del flujo, facilitando la interpretación espacial de los efectos erosivos proyectados (Scacchi et al., 2001).

Figura 62

Perfil transversal del cauce en la sección de implantación del puente



Se aprecia una notable depresión del lecho en el centro del cauce, con una profundidad de socavación que supera los 11 metros respecto al terreno original, confirmando la intensa capacidad de arrastre del flujo en esta zona crítica. Este comportamiento obliga a considerar cimentaciones profundas y reforzadas en el diseño estructural del puente, así como posibles obras de protección hidráulica en las márgenes más expuestas,

garantizando así la seguridad estructural frente a eventos de avenida extremos (Kilgore et al., 2024).

3.4.3 Sección aguas abajo

En esta se empleó el método de Lischktvan-Levediev. Se tuvo en cuenta la situación hidráulica específica producida por la disipación de energía después de que el caudal cruzara la estructura del puente. La parametrización compila los valores morfológicos, hidráulicos y granulométricos más importantes utilizados para determinar la profundidad de socavación, según la energía remanente del flujo y el diseño transversal del cauce en esta área (Scacchi et al., 2001).

Tabla 46

Datos de entrada para la estimación de socavación aguas abajo mediante el método Lischktvan-Levediev

Parámetro	Valor	Unidad	Parámetro	Valor	Unidad
Qd	216.88	m ³ /s	α	2.291	
Hm	2.16	m	Luz libre	26.330	m
Be	26.33	m	U	1.370	m/s
dm	59.43	mm	z	0.294	
Tr	100.00	años	β	0.782	
Υ_m	1.10	tn/m ³	Ψ	1.126	
u	0.98				

Se observa que, a pesar de la menor velocidad media 1.37 m/s, la lámina de agua alcanza una profundidad considerable 2.16 m, lo cual implica que el régimen de flujo permanece estable, pero con suficiente energía para generar procesos erosivos localizados. Los coeficientes adimensionales derivados permiten proyectar la evolución del lecho fluvial con mayor precisión, contribuyendo a establecer criterios de diseño de

obras de protección y cimentación que garanticen la estabilidad estructural en el extremo aguas abajo del puente (Scacchi et al., 2001).

Para la sección aguas abajo del puente, se obtuvieron los valores de calado original (H_0), altura total de socavación estimada (H_s) y la cota del fondo del cauce socavado. Estos datos se derivan directamente de la aplicación del método de Lischktvan-Levediev, considerando las condiciones hidráulicas previamente establecidas. La tabla presenta el perfil detallado de socavación longitudinal, permitiendo identificar los puntos de mayor vulnerabilidad estructural y la distribución espacial de la erosión en función de la distancia horizontal (X) desde el inicio del tramo analizado.

Tabla 47

Perfil de socavación longitudinal

X	H_0	H_s	Socavación (m s. n. m.)
12.99	0.00	0.00	1215.95
13.57	0.09	0.05	1215.15
13.86	0.46	0.44	1214.76
14.16	0.87	0.99	1214.21
15.30	2.22	3.31	1211.89
15.31	2.24	3.34	1211.86
15.32	2.25	3.36	1211.84
15.68	2.59	4.03	1211.17
16.77	3.47	5.88	1209.32
17.07	3.66	6.29	1208.91
17.14	3.68	6.34	1208.86
17.24	3.72	6.43	1208.77
17.50	3.79	6.58	1208.62

X	Ho	Hs	Socavación (m s. n. m.)
17.66	3.83	6.67	1208.53
17.86	3.82	6.65	1208.55
18.21	3.81	6.63	1208.57
18.23	3.80	6.60	1208.60
18.82	3.63	6.23	1208.97
18.96	3.57	6.09	1209.11
20.42	2.80	4.46	1210.74
20.57	2.71	4.27	1210.93
21.74	1.99	2.87	1212.33
22.90	1.40	1.83	1213.37
23.49	1.27	1.61	1213.59
23.70	1.27	1.61	1213.59
24.04	1.28	1.63	1213.57
24.79	1.44	1.89	1213.31
25.01	1.51	2.01	1213.19
26.25	1.95	2.80	1212.40
27.93	2.56	3.97	1211.23
28.07	2.60	4.05	1211.15
28.80	2.76	4.38	1210.82
28.90	2.77	4.40	1210.80
29.90	2.72	4.29	1210.91
30.26	2.63	4.11	1211.09
31.65	2.15	3.17	1212.03
32.44	1.82	2.56	1212.64

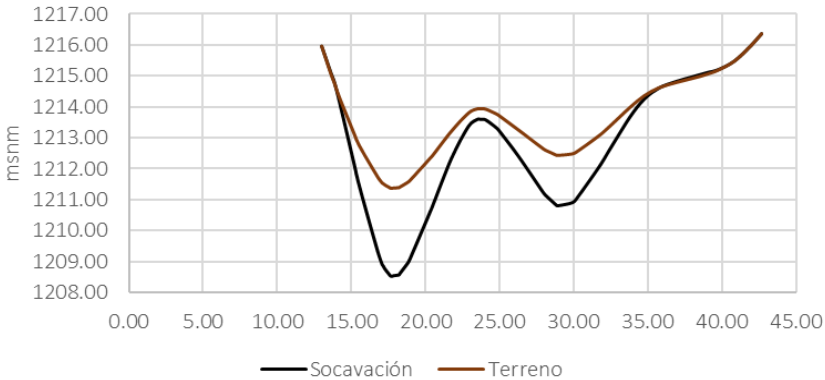
X	Ho	Hs	Socavación (m s. n. m.)
33.76	1.23	1.55	1213.65
34.73	0.85	0.96	1214.24
35.73	0.59	0.60	1214.60
36.90	0.42	0.39	1214.81
38.06	0.28	0.23	1214.97
39.00	0.15	0.10	1215.10
39.73	0.02	0.01	1215.19
40.82	0.00	0.00	1215.47
41.92	0.00	0.00	1215.96
42.65	0.00	0.00	1216.35

Los resultados indican una socavación máxima cercana a 6.67 m, con una cota del lecho socavado de aproximadamente 1208.53 m s. n. m., lo que representa un descenso considerable respecto al terreno natural en el eje central del cauce. Se refleja una recuperación gradual del fondo a partir del eje, lo que muestra un patrón característico de erosión localizada por debajo del puente, con disipación progresiva hacia aguas abajo. Para establecer acciones de protección estructural y garantizar que la cimentación se mantenga estable frente a situaciones extremas, estos datos son importantes.

Se aplicó el método de Lischktvan-Levediev para examinar la progresión del perfil del cauce en la sección aguas abajo del puente después de que la estructura fue incorporada. Esta ilustración gráfica (figura 63) tiene como objetivo mostrar la profundidad de la socavación producida por las modificaciones en el sistema hidráulico que se deben a la existencia del puente, lo que posibilita medir con más exactitud la magnitud del fenómeno erosivo en esta área de transición.

Figura 63

Profundidad de la socavación por la presencia del puente



La gráfica revela una socavación máxima cercana a los 7.0 m en el margen izquierdo del cauce, con un perfil que muestra posteriormente una recuperación parcial antes de una segunda depresión intermedia. La acción conjunta de la pérdida de energía vinculada a la disipación natural del sistema y del flujo acelerado río abajo del puente son lo que se ve reflejado en esta actuación. A pesar de que la estabilización del terreno en el lado derecho del gráfico señala condiciones menos graves de erosión, las áreas críticas detectadas hacen necesario incluir elementos de protección local como: pilotes con revestimiento, enrocados y colchonetas (Scacchi et al., 2001).

A continuación, se sintetizan las cotas mínimas alcanzadas por el lecho del río en tres áreas críticas: aguas abajo, aguas arriba y establecimiento del puente. Estas cotas apoyan a la evaluación estructural de las cimentaciones y las construcciones defensivas longitudinales, ya que representan las cotas mínimas estimadas del lecho bajo las condiciones hidráulicas de diseño.

Tabla 48*Cotas de socavación*

Cotas de socavación máxima	
Sección aguas arriba	1211.853 m s. n. m.
Sección implantación del puente	1204.955 m s. n. m.
Sección aguas abajo	1208.53 m s. n. m.

Las cotas de socavación máxima confirman una distribución coherente con la energía del flujo, siendo la zona de implantación del puente la que presenta mayor descenso del lecho, con una cota mínima de 1204.96 m s. n. m., seguida de la sección aguas abajo 1208.53 m s. n. m. y aguas arriba 1211.85 m s. n. m. Esta inclinación es coherente con los gradientes hidráulicos modelados y muestra la fragilidad del cauce frente a sucesos extremos. La combinación de procedimientos numéricos y empíricos posibilitó la consecución de un diagnóstico sólido del comportamiento morfológico del cauce, proporcionando criterios técnicos para diseñar el puente y sus componentes asociados con resiliencia y seguridad.

3.4.4 Transporte y arrastre de sedimento en HEC-RAS

Se utilizó el módulo de Sediment Transport de HEC-RAS para examinar el depósito de sedimentos en el cauce del río y los procesos de arrastre. Para ello, se ajustaron los parámetros con base en las condiciones hidráulicas calculadas y los materiales que se encontraban en el lecho (U.S. Army Corps of Engineers, 2026d). Se optó por la función de transporte de Yang, que es apropiada para flujos con energía alta y partículas finas a medias. Para clasificar, se empleó el esquema de Copeland (Ex7), que posibilita dividir la fracción granulométrica movilizada en base al caudal y a la pendiente (U.S. Army Corps of Engineers, 2026a). Se calculó la velocidad de caída de los sedimentos siguiendo

las directrices del Report 12, con el fin de asegurar una representación fiel del comportamiento vertical de las partículas en suspensión (U.S. Army Corps of Engineers, 2026b).

Tabla 49

Parámetros de transporte de sedimentos configurados en HEC-RAS

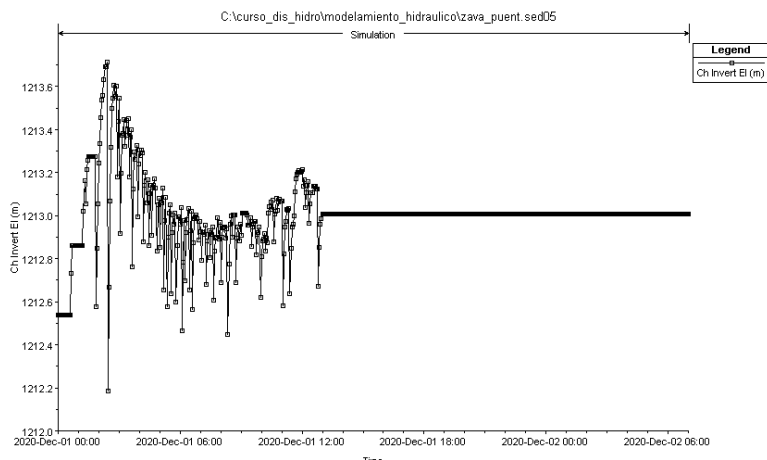
Transport Function:	Yang
Sorting Method:	Copeland (Ex7)
Fall Velocity Method:	Report 12

Los parámetros seleccionados permiten capturar con mayor fidelidad el comportamiento erosivo del cauce bajo escenarios de diseño extremo, con énfasis en la interacción entre flujo y sedimento en zonas con estructuras como puentes o encauzamientos. La mezcla de métodos utilizada asegura resultados coherentes particularmente en tramos con desplazamiento de material aluvial y un alto gradiente hidráulico. Esta configuración se estableció para simular el desarrollo del lecho en relación con el caudal de diseño y el tiempo, proporcionando información vital para confirmar las profundidades de socavación calculadas con técnicas empíricas.

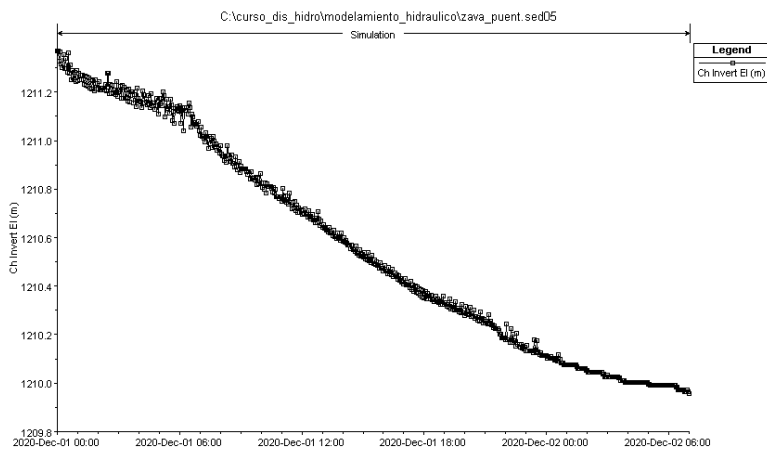
Los resultados del modelo de evolución del lecho fluvial, adquiridos mediante HEC-RAS, evidencian cómo se ha producido la sedimentación y erosión a lo largo del evento de diseño analizado. La primera gráfica muestra el descenso progresivo del lecho en la sección de implantación del puente, mientras que la segunda corresponde al comportamiento en la sección aguas abajo, evidenciando un patrón típico de socavación concentrada y posterior estabilización morfológica.

Figura 64

Descenso progresivo del lecho en la sección de implantación del puente

**Figura 65**

Comportamiento en la sección aguas abajo



Los resultados confirman una socavación máxima en la cota que alcanza la cota de 1212.18 m s. n. m. en la sección de implantación del

puede, y 1209.96 m s. n. m. en la sección aguas abajo, lo cual coincide con los puntos de máxima concentración de energía y velocidad estimados previamente. Se observa un proceso inicial de desestabilización del lecho seguido de una tendencia hacia la estabilización, lo que valida el uso del modelo en la estimación de impactos por arrastre de sedimentos y permite fundamentar el diseño de estructuras de protección en márgenes y cimentaciones. Este análisis complementa y refuerza los resultados obtenidos mediante el método de Lischkivan-Levediev, integrando una visión dinámica del sistema fluvial bajo condiciones extremas (Cely et al., 2023; Scacchi et al., 2001; U.S. Army Corps of Engineers, 2024).

La tabla 50 resume las cotas mínimas iniciales del lecho, las profundidades de socavación obtenidas y las cotas finales resultantes para las tres secciones analizadas.

Tabla 50

Resumen de cotas finales del lecho

Sección analizada	Caudal de diseño (m ³ /s)	Cota inicial mínima del lecho (m s. n. m.)	Profundidad hidráulica inicial (m)	Profundidad total hasta el lecho socavado (m)	Profundidad máxima neta de socavación (m)	Cota final mínima del lecho (m s. n. m.)
Aguas arriba	216.88	1216.85	2.36	7.357	4.997	1211.853
Implantación del puente	216.88	1212.54	3.45	11.035	7.585	1204.955
Aguas abajo	216.88	1211.37	3.83	6.67	2.84	1208.53

La sección de implantación del puente constituye la condición más crítica, al presentar la mayor profundidad neta de socavación (7.585 m) y la menor cota final del lecho (1204.955 m s. n.m.) para el caudal de diseño de 216.88 m³/s.

3.4.5 Alcance y consideraciones sobre el caso de estudio

El caso de estudio presentado en esta obra tiene un propósito académico y metodológico. Su desarrollo permite ilustrar de manera integrada

la aplicación de los procedimientos hidrológicos, hidráulicos y de socavación descritos en el libro; sin embargo, sus datos, resultados, parámetros y conclusiones no deben utilizarse, de forma parcial ni total, como insumo directo para el diseño, aprobación, contratación o ejecución de obras de infraestructura en instituciones públicas o privadas. Cualquier aplicación profesional requiere estudios específicos, levantamientos actualizados, validaciones de campo, criterios normativos vigentes y la responsabilidad técnica de los profesionales competentes.