



Universidad
del Cauca

**Modelación Hidráulica y Sedimentológica en
un Canal Erosionable.
Caso de Estudio: Canal D, Distrito de
Drenajes Valle de Sibundoy**

**Jordan Alberto Gustin Polo
Julián Pasuy Miticanoy**

Universidad del Cauca
Facultad de Ingeniería Civil
Popayán - Cauca
2025

Modelación Hidráulica y Sedimentológica en un Canal Erosionable. Caso de Estudio: Canal D, Distrito de Drenajes Valle de Sibundoy

**Jordan Alberto Gustin Polo
Julián Pasuy Miticanoy**

Trabajo Final de Maestría presentado como requisito para optar al título de:
Magíster en ingeniería hidráulica e hidrológica

Director
Ing. M.Sc. Mauricio Aguirre Gómez.



Universidad
del Cauca

Universidad del Cauca
Facultad de Ingeniería Civil
Popayán - Cauca
2025

Resumen

Este trabajo desarrolla un modelo hidrosedimentológico para analizar la evolución morfológica del Canal D, en el Distrito de Drenajes del Valle de Sibundoy (Colombia), afectado por procesos de colmatación. Se integran modelos hidrológicos en RS Minerve y simulaciones de transporte de sedimentos en HEC-RAS 1D, bajo flujo cuasi-no permanente. Se realizaron aforos de caudal y sedimentos, y se caracterizó la granulometría del lecho. Los resultados evidencian una pérdida progresiva de capacidad hidráulica y permiten estimar el horizonte de colmatación crítica, aportando insumos técnicos para la planificación del mantenimiento del canal.

Palabras clave: Transporte de sedimentos, carga de fondo, hidrograma, modelamiento hidrológico, modelo hidrosedimentológico, sedimentación.

Abstract

This study develops a hydro-sedimentological model to analyze the morphological evolution of Canal D, located in the Drainage District of the Sibundoy Valley (Colombia), affected by sedimentation processes. Hydrological models were integrated in RS Minerve and sediment transport simulations were carried out in HEC-RAS 1D under quasi-unsteady flow conditions. Flow and sediment discharge measurements were conducted, and the bed material was granulometrically characterized. The results show a progressive loss of hydraulic capacity and allow for the estimation of the critical silting horizon, providing technical input for canal maintenance planning.

Keywords: Sediment Transport, Bed Load, Hydrograph, Hydrological Modeling, Hydrosedimentological Model, Sedimentation.

Contenido

	Pág.
Resumen	III
Lista de Tablas	3
Lista de Figuras	3
1. Introducción.....	5
2. Justificación.....	6
3. Objetivos	7
3.1 Objetivo general.....	7
3.2 Objetivos específicos	7
4. Marco Teórico	8
4.1 Hidrología	8
4.1.1 Modelo hidrológico SOCONT.....	8
4.2 Transporte de Sedimentos.....	13
4.2.1 Movimiento Incipiente de Sedimentos.....	14
4.2.2 Esfuerzo Cortante Crítico.....	15
4.2.3 Velocidad de Caída de un Partícula.....	17
4.2.4 Estimación de la Capacidad de Transporte.....	18
4.2.5 Medición Directa del Transporte de Sedimentos.....	19
4.2.5.1 Aforo líquido.....	19
4.2.5.2 Medición de la carga en suspensión	21
4.2.5.3 Medición de la carga de fondo	23
4.2.6 Caudal Solido en Función del Caudal Liquido.....	24
4.3 Modelamiento del Transporte de Sedimentos	25
4.3.1 Funciones de transporte de sedimentos	26
4.3.2 Métodos de Clasificación y Acorazamiento.....	27
4.3.3 Método de Velocidad de Caída.....	29
5. Materiales y métodos	31
5.2 Localización del Área de Estudio	31
5.3 Descripción del tramo de estudio	33
5.4 Geomorfología del Alto Putumayo (Valle de Sibundoy).....	34

5.5	Recopilación de Variables hidrológicas.....	36
5.5.1	Morfometría de las cuencas aportantes	37
5.5.2	Precipitación	39
5.5.3	Temperatura	40
5.5.4	Evapotranspiración	41
5.5.5	Caudales	41
5.6	Modelamiento Hidrológico.....	42
5.7	Batimetría	44
5.8	Aforo de caudal líquido y caudal solido	44
5.8.1	Medición de caudal líquido.....	44
5.8.2	Medición de Sedimentos de Fondo	45
5.8.3	Estimación de Sedimentos en Suspensión.....	46
5.8.4	Carga Total	47
5.9	Granulometría del lecho y carga de fondo	48
5.10	Modelo de Transporte de Sedimentos	51
5.10.1	Calibración del Modelo Hidráulico.....	52
5.10.2	Archivo de Geometría	52
5.10.3	Archivo de Caudales.....	53
5.10.4	Archivo de Sedimentos	55
5.10.5	Condiciones de frontera de sedimentos	58
5.10.6	Calibración del Modelo Sedimentológico	59
6.	Resultados y Análisis	63
6.2	Modelamiento hidrológico con Socont.....	63
6.3	Modelamiento hidrológico con HBV	64
6.4	Modelo hidrológico GR4J	65
6.5	Batimetría	67
6.6	Medición del caudal liquido	69
6.7	Sedimentación del lecho	70
6.8	Volumen de acumulación de sedimentos	73
6.9	Secciones transversales	75
6.10	Concentración de sedimentos.....	76
6.11	Modelamiento de largo plazo	77
6.11.1	Hidrograma	77
6.11.2	Modelamiento	78

6.11.3	Resultados modelo a largo plazo	79
7.	Conclusiones y recomendaciones	82
	Referencias.....	84

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 4-1: lista de parámetros iniciales para el modelo Socont.....	9
Tabla 4-3: Ecuaciones de transporte de sedimentos en HEC-RAS 1D	26
Tabla 4-4: Métodos de clasificación y acorazamiento	28
Tabla 4-5: Métodos de velocidad de caída que usa HEC-RAS	29
Tabla 5-3: Datos requeridos para el inicio de la modelación	43
Tabla 5-4: Resultados de aforos de caudal líquido, sólido y en suspensión	48
Tabla 5-5: Distribución granulométrica del lecho y carga de fondo	50
Tabla 5-6: Diámetros característicos.....	50
Tabla 5-7: Resumen de RMSE para secciones del canal.....	62
Tabla 6-1: Comparativa de coeficiente Nash para los modelos trabajados	66

Lista de Figuras

	Pág.
Figura 4-1: Esquema conceptual del modelo SOCONT	9
Figura 4-2: Diferentes formas de transporte de sedimentos	14
Figura 4-3: Diagrama de Shields.....	16
Figura 4-4: Velocidad de sedimentación según Rubey.....	18
Figura 4-5: Molinete universal para la medición de caudal	20
Figura 4-6: Técnica de área-velocidad con molinete para medición de caudales .	20
Figura 4-7: Muestreador DH-48 para sedimentos en suspensión.....	22
Figura 4-8: Muestreador Helley-Smith para carga de fondo - (medidas en mm)...	23
Figura 4-9: Carga de sedimentos en función del caudal líquido	24
Figura 4-10: Estructura de archivo para modelos de transporte de sedimentos ...	25
Figura 4-11: Estructura de lecho distribuido en capas.....	28
Figura 5-1: Localización del Área de estudio.....	31
Figura 5-2: Localización Canal D en Distrito de Drenaje del Valle de Sibundoy ..	32
Figura 5-3: Mapa de suelos de la cuenca alta del Rio Putumayo	35
Figura 5-4: Polígonos de Thiessen para estaciones en la zona de estudio	37
Figura 5-5: Altimetría de las cuencas	38
Figura 5-6: Plano de morfometría de las cuencas aportantes	39
Figura 5-7: Precipitación media de la cuenca a escala diaria: método IDW	40

Figura 5-8: Datos de temperatura a escala diaria resultado de aplicación IDW	40
Figura 5-9: Datos de Evapotranspiración a escala diaria	41
Figura 5-10: Áreas de Cuencas aportantes aguas arriba del tramo de estudio	42
Figura 5-11: Registros de Caudal a escala diaria - Canal D.	42
Figura 5-12: Esquema de modelo Socont usando RS Minerve.	43
Figura 5-13: Localización de aforos y muestreo del lecho.....	45
Figura 5-14: Carga de solidos en suspensión – Estación Puente Canal D	47
Figura 5-15: Curva de caudal solido vs caudal líquido	48
Figura 5-16: Curvas granulométricas	51
Figura 5-17: Caudales en flujo permanente usados para la calibración	52
Figura 5-18: Geometría del modelo hidráulico.....	53
Figura 5-19: Condiciones de frontera para flujo cuasi no permanente.....	54
Figura 5-20: Series de caudales diarios para el modelamiento	55
Figura 5-21: Granulometría del lecho del canal.....	56
Figura 5-22: Gradación del lecho en el módulo de sedimentos de HEC-RAS 1. ...	56
Figura 5-23: Definición de profundidad máxima erosionable - HEC-RAS 1D	57
Figura 5-24: Definición de volumen de control de sedimentos en HEC-RAS 1D ..	58
Figura 5-25: Curva de calibración de Qs vs. Q en HEC-RAS 1D.....	58
Figura 5-26: Ecuaciones de transporte de sedimentos en HEC-RAS 1D	59
Figura 5-27: Mediciones del fondo del cauce vs. Modelamiento HEC-RAS 1D	61
Figura 6-1: Caudal observado Vs caudal simulado - Socont en RS Minerve.....	64
Figura 6-2: Resultado de la calibración del modelo HBV en RS Minerve	65
Figura 6-3: Resultado de la calibración del modelo GR4J en RS Minerve.....	66
Figura 6-4: Hidrograma de caudales para el periodo de análisis	67
Figura 6-5: Plano Batimétrico – Canal D	68
Figura 6-6: Modelo Digital de Elevación	69
Figura 6-7: Resultados de aforo No. 3 calculados con el software Hidroesta v2.0	70
Figura 6-8: Perfil hidráulico y sedimentación en el canal HEC-RAS 1D	72
Figura 6-9. Cambio del lecho del canal a lo largo del eje principal – HEC-RAS ...	72
Figura 6-10: Volumen sedimentado acumulado	73
Figura 6-11: Elevación acumulada en cada sección del canal	74
Figura 6-12: Secciones transversales en diferentes tiempos de simulación	75
Figura 6-13: Variación de la concentración de sedimentos a lo largo del canal....	76
Figura 6-14: Relación caudal sólido–líquido en tres secciones del canal	77
Figura 6-15: Hidrograma de caudales para 5 años	78
Figura 6-16: Evolución del perfil longitudinal debido a la sedimentación	79
Figura 6-17: Desbordamiento del canal a tres años - caudal pico de 56.92 m ³ /s .	80
Figura 6-18: Sección transversal con proceso de sedimentación	81

1. Introducción

La gestión adecuada de los recursos hídricos es un componente esencial para el desarrollo sostenible de los territorios, especialmente en países con gran potencial agrícola como Colombia. La implementación de infraestructuras hidráulicas orientadas al control de inundaciones y al aprovechamiento productivo de tierras ha sido una estrategia adoptada en el país desde hace varias décadas. En este contexto, el Estado colombiano, a través de instituciones como el extinto INCORA, luego INCODER, y actualmente la Agencia de Desarrollo Rural (ADR), ha promovido proyectos de adecuación de tierras con objetivos múltiples: mejorar la seguridad alimentaria, ampliar la frontera agrícola y reducir la vulnerabilidad ante eventos hidrometeorológicos extremos.

Un ejemplo representativo de este tipo de iniciativas es el distrito de drenaje del Valle de Sibundoy, concebido en el marco de la Reforma Agraria impulsada por el Instituto Colombiano de Reforma Agraria (INCORA) durante la década de 1960. El proyecto tuvo como objetivo principal controlar las inundaciones estacionales y adecuar las tierras bajas del valle para el desarrollo de actividades agropecuarias. Para ello, se construyó un sistema integral compuesto por canales interceptores, dársenas de sedimentación, diques de confinamiento y redes de drenaje secundarias, entre otras obras complementarias. Esta intervención permitió parcelar y distribuir tierras a comunidades campesinas e indígenas, promoviendo en principio un uso más eficiente y productivo del territorio (Bello Torres, 1987).

No obstante, tras décadas de funcionamiento y múltiples transformaciones institucionales, este distrito de drenajes enfrenta hoy un deterioro progresivo que compromete su funcionalidad hidráulica. La desatención en el mantenimiento, la colmatación de canales por sedimentación y la falta de una gestión integrada de la cuenca han derivado en frecuentes eventos de inundación, afectando significativamente a la población local y sus medios de vida.

En este contexto, el presente trabajo de profundización tiene como propósito principal analizar el comportamiento hidráulico y sedimentológico del *Canal D*, uno de los canales principales del distrito de drenaje del Valle de Sibundoy. El objetivo es evaluar cómo el proceso de sedimentación afecta progresivamente la capacidad hidráulica del canal, a través de la implementación de un modelo hidrosedimentológico.

Este modelo permitirá simular escenarios a mediano y largo plazo, considerando tanto un periodo de análisis con condiciones actuales como series históricas de caudales que incluyen eventos con picos de escorrentía. De este modo, se pretende identificar el horizonte temporal en el que el canal podría alcanzar niveles críticos de colmatación, comprometiendo su capacidad de conducción durante caudales de diseño asociados a determinados periodos de retorno, lo que incrementaría el riesgo de desbordamientos. A partir de los resultados obtenidos, se establecerán recomendaciones técnicas que orienten futuras intervenciones de mantenimiento.

2. Justificación

La planificación, administración y gestión de los recursos hídricos en una cuenca adquieren una importancia fundamental, especialmente cuando se busca garantizar una conducción eficiente del agua a través de canales en áreas propensas a inundaciones. Este desafío se complica aún más al abordar el diseño y la construcción de canales excavados en suelos aluviales sin revestimiento (Farias, 1995). Al igual que los cauces naturales, estos canales artificiales no son elementos estáticos que permanecen inalterados en el tiempo. Por el contrario, están sujetos a procesos de erosión y acumulación de sedimentos a lo largo de sus tramos, lo que afecta tanto su lecho como sus márgenes. Como resultado, en ocasiones es necesario llevar a cabo operaciones de dragado y limpieza (Gil et al., 2019).

No obstante, antes de emprender cualquier proyecto a mediano o largo plazo destinado a mitigar los riesgos de inundaciones, como el dragado o la corrección de cauces, resulta imperativo llevar a cabo un exhaustivo análisis del comportamiento histórico, así como de las proyecciones de caudales y niveles máximos. De igual manera, es esencial evaluar la dinámica de sedimentación, la cual incide directamente en la morfología del canal que se pretende intervenir.

Teniendo en cuenta lo anterior, se considera necesario realizar el estudio de la capacidad hidráulica del “Canal D” en el distrito de drenajes del Valle de Sibundoy, a partir de la recopilación y análisis de información hidrológica, sedimentológica, batimétrica y otros relevantes, con el fin de desarrollar un modelo hidráulico y sedimentológico. Este modelo ayudará a estimar los efectos de la sedimentación en dicho canal y servirá como base para la formulación de un plan de mantenimiento.

3. Objetivos

3.1 Objetivo general

Evaluar la capacidad hidráulica y de transporte de sedimentos del Canal D con el propósito de proporcionar información clave para la formulación de un Plan de Mantenimiento del canal.

3.2 Objetivos específicos

- Realizar un análisis hidrológico de caudales de creciente en el sitio del caso de estudio.
- Desarrollar un modelo hidrosedimentológico que posibilite simular la evolución morfológica del canal a lo largo del tiempo.
- Calcular la carga y volumen de sedimentos multitemporalmente con el fin de definir la capacidad hidráulica crítica del canal.

4. Marco Teórico

4.1 Hidrología

En este trabajo, la modelación hidrológica sirve como fundamento para alimentar los modelos hidráulico y sedimentológico, que constituyen el principal objeto de estudio.

Dado que no se cuenta con un hidrograma de caudales diarios para la ubicación y período analizados, fue necesario generar una hidrógrafa sintética. Esta se obtuvo mediante modelos hidrológicos, utilizando datos de precipitación y registros históricos de caudales disponibles en la zona de estudio.

Se evaluaron cuatro modelos hidrológicos agregados semidistribuidos, capaces de operar a escala diaria: SOCONT, SACRAMENTO, GR4J y HBV. De ellos, el que presentó el mejor ajuste a los datos de campo fue SOCONT, con un valor de Nash-Sutcliffe de 0.428, considerado aceptable según métricas de evaluación.

A continuación, se presenta una descripción del modelo SOCONT, incluyendo su estructura conceptual, componentes principales y funcionamiento.

4.1.1 Modelo hidrológico SOCONT

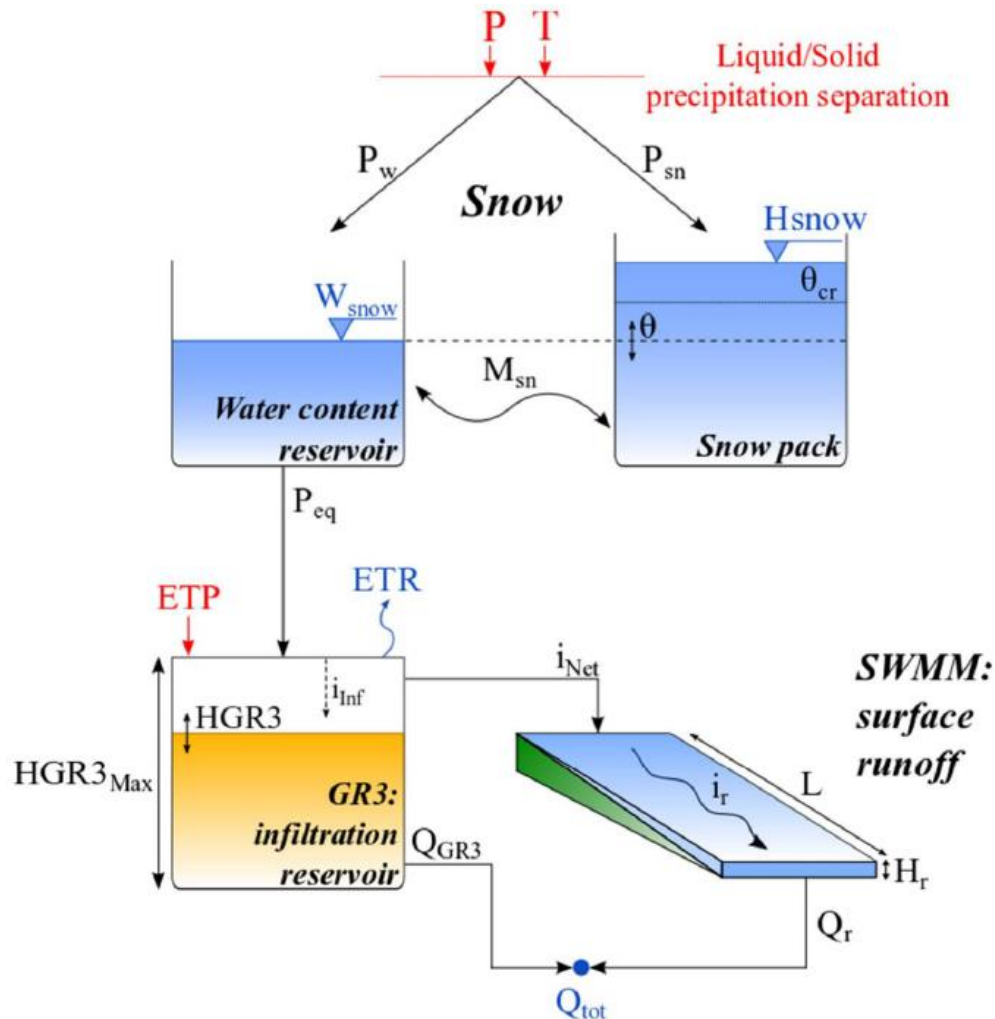
El modelo hidrológico SOCONT, desarrollado por Consuegra & Vez (1996), integra en serie tres modelos hidrológicos de menor complejidad: SnowGSM, GR3 y SWMM.

En primer lugar, SOCONT divide la precipitación en líquida y sólida según la temperatura. Posteriormente, el modelo SnowGSM simula el derretimiento del manto de nieve, generando una precipitación equivalente. Esta, junto con la evapotranspiración, sirve como entrada para el modelo GR3.

El modelo GR3 utiliza la precipitación neta y la evapotranspiración para calcular la infiltración y el caudal base. Por último, las salidas de GR3 se procesan en el modelo SWMM, el cual genera finalmente la escorrentía superficial.

En la Figura 4-1 se muestra el desgrama de flujo del modelo Socont que puede considerarse un modelo híbrido con estructura de tanques interconectados, ya que integra reservorios conceptuales (como el almacenamiento de nieve en SnowGSM y los tanques de GR3 para flujo base) junto con métodos no basados en tanques (como SWMM para escorrentía superficial)

Figura 4-1: Esquema conceptual del modelo SOCONT



Fuente:(García Hernández et al., 2020)

Esta tabla resume los principales parámetros del modelo SOCONT, indicando sus unidades, descripción y rangos típicos. Incluye variables clave como el área de infiltración (A), el coeficiente de deshielo (A_n), los umbrales de temperatura para precipitación líquida/sólida (T_{cp1} , T_{cp2}), y parámetros hidráulicos como el coeficiente de Strickler (K_r) para el cálculo de escorrentía. Los rangos definen los valores válidos para la calibración, asegurando que las simulaciones sean físicamente realistas.

Tabla 4-1: lista de parámetros iniciales para el modelo Socont

Parámetro	Unidad	Descripción	Rango
A	Km ²	Área de infiltración	>0
An	mm/°C/Día	Coefficiente de deshielo	0.1 -20

Parámetro	Unidad	Descripción	Rango
ThetaCri		Contenido critico de agua en la snow pack.	0.1
Bp	s/m	Coeficiente de derretimiento debido a la precipitación líquida	0.0125
Tcp1	°C	Temperatura mínima para la precipitación líquida	0
Tcp2	°C	Temperatura mínima para la precipitación sólida	4
Tcf	°C	Temperatura critica para el derretimiento de la precipitación sólida.	0
HGR3Max	M	Altura máxima del reservorio de infiltración.	0 -2
KGR3	1/s	Coeficiente de liberación del reservorio de infiltración.	0.00025 – 0.1
L	M	Ancho del plano	>0
J0		Pendiente de escorrentía	>0
Kr	M ^{1/3} /s	Coeficiente de Strickler	0.1 - 90

Fuente: (García Hernández et al., 2020)

En un primer paso, la precipitación se divide en precipitación sólida (Psn) y precipitación líquida (Pw) en función de la temperatura.

$$P_w = \alpha * P$$

$$P_{sn} = (1 - \alpha) * P$$

$$\alpha = 0 \quad \text{si } T \leq T_{cp1}$$

$$\alpha = (T - T_{cp1}) / (T_{cp2} - T_{cp1}) \quad \text{si } T_{cp1} < T < T_{cp2}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{si } T \geq T_{cp2}$$

Donde:

Pw = Precipitación Líquida mm/día

α = Factor de separación

Psn = Precipitación Solida mm/día

T = Temperatura °C

Tcp1 = Temperatura mínima critica para precipitación líquida °C

Tcp2 = Temperatura critica máxima para precipitación solida °C

Si la temperatura observada es inferior a Tcp1 solo se produce precipitación sólida. Si la temperatura es superior a Tcp2 sólo se produce precipitación líquida (Pw) . Si la temperatura observada se encuentra entre estos dos valores críticos se producen precipitaciones líquidas y sólidas. La precipitación sólida (Psn) se utiliza como insumo del manto de nieve, variando su contenido en función del derretimiento o congelación. El cálculo del deshielo se realiza utilizando las siguientes ecuaciones.

$$S' = \max \left(S_{\min}; S + \frac{S_{\text{Int}}}{2} * \text{seno} \left(2 * \pi * \frac{n - S_{\text{ph}}}{365} \right) \right)$$

$$M_{\text{sn}} = S' * (1 + bp * Pw) * (T - T_{\text{cf}}) \quad \text{si } T > T_{\text{cf}}$$

$$M_{\text{sn}} = S' * CFR * (T - T_{\text{cf}}) \quad \text{si } T \leq T_{\text{cf}}$$

$$dH_{\text{snow}}/dt = Psn - M_{\text{sn}}$$

$$M_{\text{sn}} \leq Psn + H_{\text{snow}}/dt$$

$$M_{\text{sn}} \geq -W_{\text{snow}}/dt$$

Donde:

S' = coeficiente de deshielo grado día variable en el tiempo mm/°C/día

S_{int} = intervalo del coeficiente de deshielo mm/°C/día

n = día del año

$S_{\min}$ = Coeficiente mínimo de derretimiento de nieve mm/°C/día

S_{ph} = Desfase de la función sinusoidal (día)

M_{sn} = deshielo o congelación mm/día

bp = coeficiente de fusión por precipitación líquida día/mm

T_{cf} = temperatura crítica de deshielo °C

CFR = coeficiente de recongelación

H_{snow} = contenido de agua de la fracción sólida de la nieve (mm)

dt = paso del tiempo

W_{snow} = contenido de agua de la fracción líquida de la nieve (mm)

S_{ph} = desfase de la curva sinusoidal respecto al primer día del año.

La precipitación equivalente (P_{eq}) se produce por el contenido de agua de la nieve

$$\theta = W_{\text{snow}}/H_{\text{snow}}$$

$$P_{\text{eq}} = Pw + W_{\text{snow}}/dt \quad \text{si } H_{\text{snow}} = 0$$

$$P_{\text{eq}} = 0 \quad \text{si } H_{\text{snow}} > 0 \text{ y } \theta \leq \theta_{\text{cr}}$$

$$P_{\text{eq}} = (\theta - \theta_{\text{cr}}) * H_{\text{snow}}/dt \quad \text{si } H_{\text{snow}} > 0 \text{ y } \theta > \theta_{\text{cr}}$$

$$\frac{dW_{\text{snow}}}{dt} = Pw + M_{\text{sn}} - P_{\text{eq}}$$

Donde:

θ = Contenido relativo de agua en el manto de nieve

θ_{Cr} = Contenido crítico relativo de agua en el manto de nieve
 P_{eq} = Precipitación equivalente.

El equivalente en agua de la nieve es entonces la suma de H_{snow} y W_{snow}

$$SWE = H_{snow} + W_{snow}$$

Donde

SWE= Equivalente en agua de la nieve (m)

A continuación, el depósito de infiltración se calcula de la siguiente manera:

$$i_{Inf} = P_{eq} * \left(1 - \left(H_{GR3}/H_{GR3Max}\right)^2\right)$$

$$i_{Inf} = 0 \quad \text{si } H_{GR3} > H_{GR3Max}$$

$$ETR = ETP * \sqrt{H_{GR3}/H_{GR3Max}} \quad \text{si } H_{GR3} \leq H_{GR3Max}$$

$$ETR = ETP \quad \text{si } H_{GR3} > H_{GR3Max}$$

$$i_{Net} = P_{eq} - i_{Inf}$$

$$Q = K_{GR3} * k_{GR3} * A \quad \text{si } H_{GR3} \leq H_{GR3Max}$$

$$Q = K_{GR3} * k_{GR3Max} * A \quad \text{si } H_{GR3} > H_{GR3Max}$$

$$dH_{GR3}/dt = i_{Inf} - ETR - Q/A$$

Donde:

ETP = Evapotranspiración potencial mm/día

i_{Inf} = Intensidad de infiltración mm/día

P_{eq} = Precipitación equivalente. mm/día

H_{GR3} = Nivel en depósito de infiltración (m)

H_{GR3Max} = Capacidad del depósito de infiltración (m)

ETR = Evapotranspiración real mm/día

Q= descarga base m³/s

K_{GR3} = coeficiente de liberación del depósito de infiltración (1/s)

A = superficie km²

i_{Net} = intensidad neta mm/día

La transferencia de la intensidad neta a una superficie impermeable se realiza con la ayuda de un depósito de transferencia no lineal dependiendo de las siguientes ecuaciones

$$dH_r/dt = 2 * (i_{Net} - i_r) \quad H_r \geq 0$$

$$i_r = k_r * \sqrt{j_0} * H_r^{5/3} * \frac{1}{L}$$

$$Q = i_r * A$$

Donde:

Hr= Nivel del agua de escorrentía aguas abajo de la superficie

i_{Net} = Intensidad neta mm/día

i_r = Intensidad real mm/día

Kr= Coeficiente de Strickler $m^{1/3}/s$

Jo= Pendiente media del plano

L= Ancho del plano

Finalmente, la descarga total del modelo es compuesta por la descarga base (Q_{GR3}) y la descarga Q_r .

$$Q_{tot}=(Q_{GR3})+Q_r$$

Dónde:

Q_{tot} = Descarga total del modelo SOCONT,

Q_{GR3} = Descarga parcial proveniente del sub-modelo GR3

Q_r = Descarga parcial proveniente del sub-modelo SWMM.

4.2 Transporte de Sedimentos

El término "sedimento" engloba todas las partículas de suelo y roca presentes en una cuenca que son arrastradas y desplazadas por la corriente de agua (Posada García, 1994)

El transporte de sedimentos en un río o canal se clasifica en varios tipos según las características de movimiento de las partículas dentro del flujo. Cuando se habla de carga total, se habla de todas las partículas transportadas por el agua, e incluye tres categorías principales: la carga de fondo, la carga en suspensión y la carga de lavado.

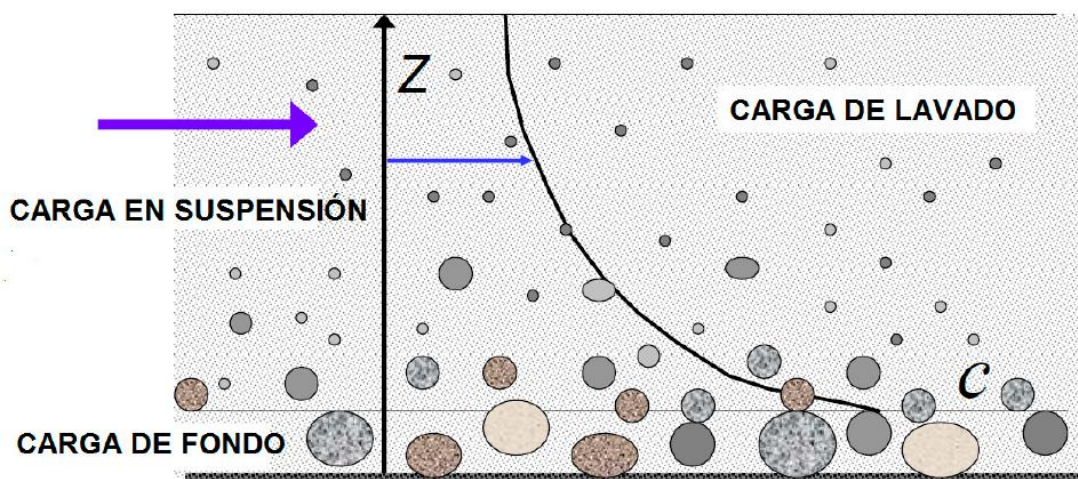
La carga de lavado consiste en partículas muy finas, como arcillas y limos, generalmente menores a 62 μm . Estas partículas se mantienen en suspensión en la columna de agua debido a su baja densidad y son transportadas por la corriente. La velocidad del flujo no impide que estas partículas permanezcan en suspensión, permitiéndoles desplazarse incluso en condiciones de flujo lento.

Por su parte, la carga en suspensión contiene partículas de tamaño intermedio, como limos y arenas finas. Estas son levantadas del lecho del río por la turbulencia del agua y se mantienen suspendidas mientras son transportadas hacia aguas abajo.

Finalmente, la carga de fondo incluye las partículas más grandes y pesadas, como arenas gruesas, gravas y cantos rodados. Estos se mueven a lo largo del lecho del río a través de procesos de rodamiento, deslizamiento y saltación, dependiendo

fuertemente de la velocidad y la energía del flujo para su traslado, ya que su peso impide que permanezcan en suspensión (CITA-UTEC, 2021).

Figura 4-2: Diferentes formas de transporte de sedimentos



Fuente: (Ramírez Callejas, 2021)

La Norma ISO-4363 establece una clasificación detallada para el transporte de sedimentos en canales abiertos, definiendo las siguientes categorías y relaciones entre ellas:

- St Carga Total de Sedimentos = $S_b + S_l$ (Origen) = $S_{bb} + S_{bs} + S_l$ (Transporte)
- Sb Carga de Material de Fondo = $S_{bb} + S_{bs}$
- Ss Carga Total en Suspensión = $S_{bs} + S_l$
- Sl Carga de Lavado
- Sbb Carga de Fondo
- Sbs Carga en Suspensión

4.2.1 Movimiento Incipiente de Sedimentos

El movimiento de una partícula de sedimento depende de las condiciones instantáneas del flujo y de su resistencia al movimiento. El inicio del desplazamiento de las partículas se produce cuando el flujo de agua está a punto de comenzar a moverlas, lo cual está relacionado con el esfuerzo cortante generado por la corriente en el lecho y la velocidad media del flujo.

Cuando un líquido fluye sobre un lecho de partículas sueltas, las fuerzas hidrodinámicas aumentan con la intensidad del flujo, lo que provoca que las partículas sólidas se separen y comiencen a moverse de manera instantánea. Esto sucede de manera aleatoria, lo que indica que el flujo es turbulento.

En el caso de lechos de cauce con materiales cohesivos, no es adecuado hablar de un "inicio del movimiento" de partículas, sino más bien de la condición en la que se produce erosión del lecho o se puede transportar el suelo. Los suelos cohesivos con

alto peso volumétrico son más resistentes al esfuerzo cortante que los suelos granulares o sueltos, y esta resistencia depende de la relación entre los espacios vacíos y el contenido de arcilla. Definir con precisión cuándo comienza el movimiento es complicado debido a la gran cantidad de variables involucradas, y no existe un criterio único en la práctica para determinar las condiciones exactas en las que ocurre el transporte de sedimentos, ya que diferentes autores ofrecen fórmulas con resultados divergentes

Un criterio que da una idea sobre la forma de transporte fue propuesto por Raudkivi :

$6.0 > w / V^* > 2.0$ transporte de fondo, por deslizamiento y rodamiento
 $2.0 > w / V^* > 0.7$ transporte de fondo por saltación
 $0.7 > w / V^* > 0$ transporte en suspensión

w velocidad de caída
 V^* velocidad cortante

$$V^* = \sqrt{gRI}$$

R Radio hidráulico
 I Gradiente hidráulico

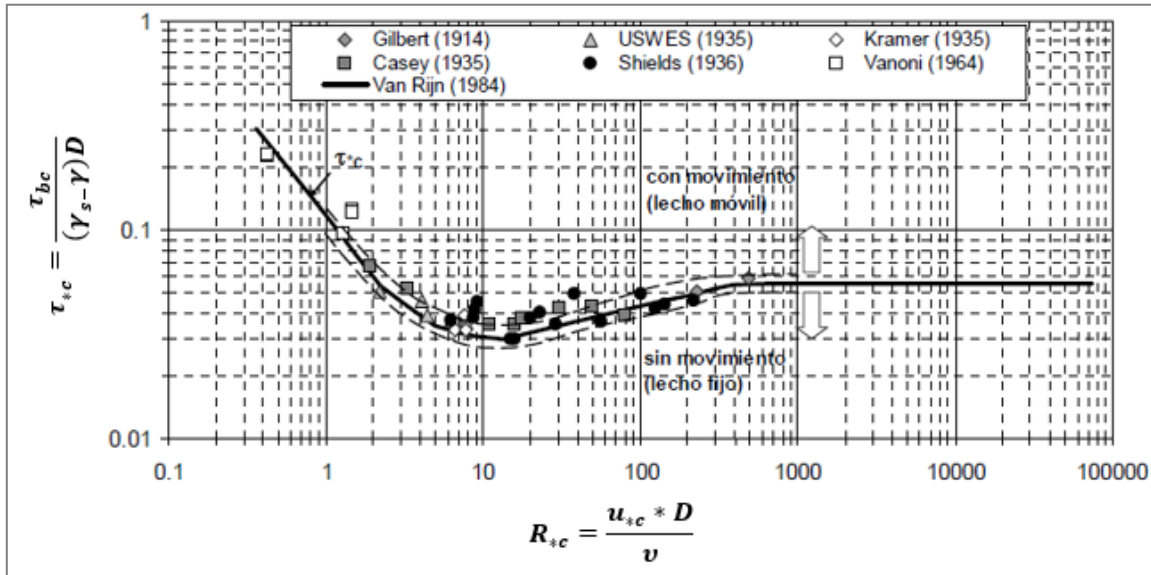
Para los lechos formados por materiales granulares, se utilizan dos enfoques principales para determinar el inicio del movimiento de los sedimentos. El primero analiza el esfuerzo cortante crítico, que es la fuerza de corte mínima requerida por el flujo de agua para desestabilizar y movilizar las partículas adheridas al fondo. El segundo enfoque calcula la velocidad crítica del agua, definida como la velocidad a la cual la energía cinética del flujo es suficiente para superar la resistencia al movimiento provocado por la gravedad y las fuerzas de fricción entre las partículas (Posada García, 1994)

4.2.2 Esfuerzo Cortante Crítico

El movimiento de partículas en suelos granulares se produce cuando el esfuerzo cortante del lecho (τ_{bc}) excede el valor del esfuerzo cortante crítico (τ_{*c}). Numerosos métodos y enfoques se han desarrollado para evaluar el esfuerzo cortante crítico en materiales no cohesivos de granulometría uniforme. No obstante, la propuesta más destacada en este campo fue realizada por Shields (Posada García, 1994).

En la Figura 4-3 se representan los resultados de experimentos realizados por Shields en 1936, junto con información recopilada de otros científicos y agregada por Shields en su propio gráfico

Figura 4-3: Diagrama de Shields



Fuente: (Basile, 2018)

Este gráfico relaciona el número de Reynolds de la partícula con el número de Shields, proporcionando una forma visual de comprender cuándo las partículas en el lecho de un canal comenzarán a moverse. La tensión de corte crítica es la fuerza por unidad de área que el flujo de agua debe ejercer sobre las partículas del lecho para iniciar su movimiento y se puede expresar mediante:

$$\tau_{*c} = \frac{\tau_{bc}}{(\gamma_s - \gamma)D}$$

Donde:

- τ_{*c} Esfuerzo cortante adimensional crítica sobre el fondo o parámetro de Shields
- τ_{bc} Esfuerzo cortante en el lecho
- γ_s Peso específico del sedimento
- γ Peso específico del agua
- D Diámetro de la partícula

Y el número de Reynolds crítico R_{*c} está definido por:

$$R_{*c} = \frac{u_{*c} * D}{\nu}$$

Donde u_{*c} es la velocidad de corte o velocidad de fricción del fluido $u_{*c} = \sqrt{\tau_{bc}/\rho}$ y ν es la viscosidad cinemática del fluido. El esfuerzo cortante en el lecho será $\tau_{bc} = \gamma R S_o$ donde S_o es la pendiente del lecho.

El uso de la figura anterior para determinar la tensión de corte crítica implica un proceso iterativo, ya que el número de Reynolds crítico depende de la velocidad de corte crítica. Este proceso incluye estimar inicialmente la velocidad de corte crítica,

calcular el número de Reynolds crítico, determinar el número de Shields y ajustar la estimación hasta que los valores converjan (Basile, 2018).

4.2.3 Velocidad de Caída de un Partícula

La velocidad de caída (o velocidad de asentamiento) de una partícula en un fluido es la velocidad a la que la partícula se hunde debido a la gravedad. Es un parámetro crucial en el proceso de sedimentación y se calcula considerando las fuerzas de gravedad, arrastre y flotación que actúan sobre la partícula.

Para partículas pequeñas y esféricas en flujo laminar, la velocidad de caída se puede calcular utilizando la ecuación de Stokes.

$$V_s = \frac{g}{18} \frac{(\rho_s - \rho)}{\mu} d^2$$

Donde:

V_s = Velocidad de sedimentación de la partícula (cm/s)

g = Aceleración de la gravedad (cm/s²)

ρ_s = Peso específico de la partícula

ρ = Peso específico del agua

μ = Viscosidad cinemática del agua (cm²/s) – depende de la temperatura

Para partículas de mayor tamaño o en flujos no laminares, se utiliza la ecuación de Rubey y propone la siguiente ecuación:

$$w = \left[\frac{2}{3} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) g D + \frac{36\nu^2}{D^2} \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{6\nu}{D}$$

Donde:

w = velocidad terminal de caída de la partícula (m/s)

γ_s = Peso específico del sólido (N/m³)

γ = Peso específico del agua (N/m³)

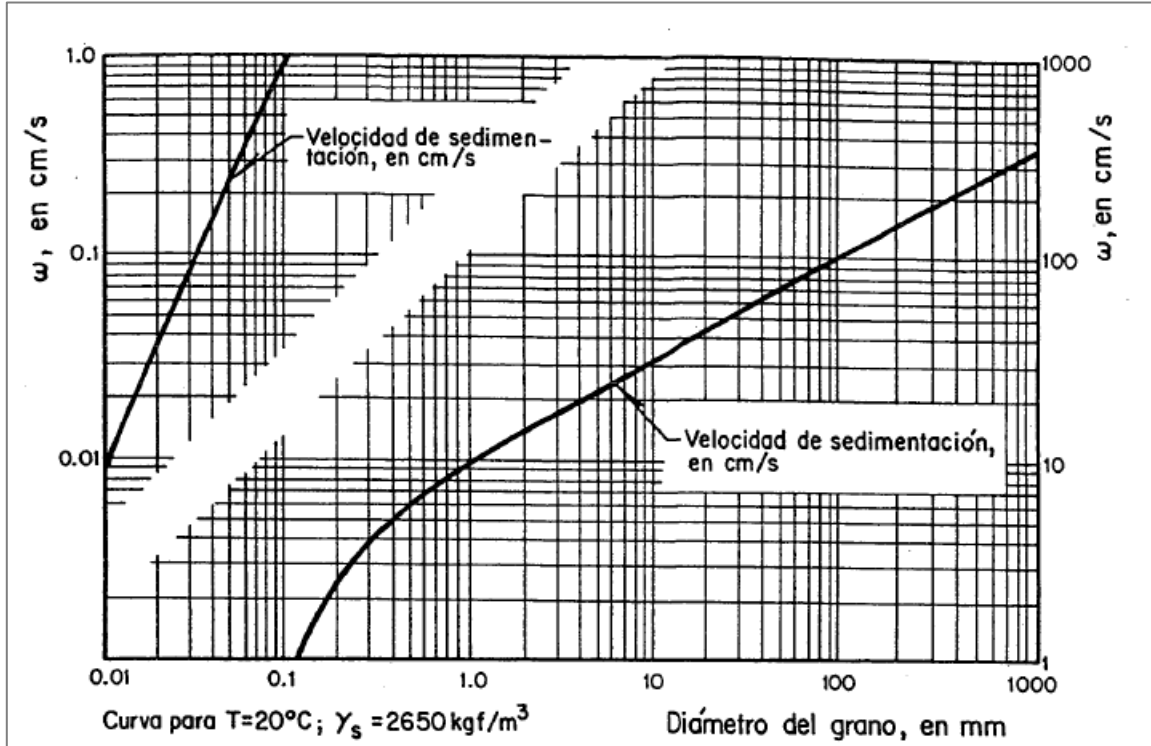
g = Gravedad (m/s²)

D = Diámetro de la partícula (m)

ν = Viscosidad cinemática del agua (m²/s)

La Figura 4-1 representa la velocidad de sedimentación (w) según Rubey para partículas sólidas en función de su diámetro (D) en milímetros, para una temperatura de 20°C ($\nu = 1 \times 10^{-6}$ m²/s) y un peso específico de sólidos $\gamma_s = 2650$ kgf/m³.

Figura 4-4: Velocidad de sedimentación según Rubey



Fuente: (Maza Álvarez & García Flores, 1997)

Además de las ecuaciones de Stokes y Rubey, varios investigadores han desarrollado otras fórmulas y métodos para calcular la velocidad de caída de partículas en diversas condiciones de flujo. Entre los investigadores destacados se encuentran Van Rijn (1984), Raudkivi (1990), Zhang (1989), y Sha (1956), así como otros autores que han contribuido en este campo.

4.2.4 Estimación de la Capacidad de Transporte

La carga de sedimentos es crucial para los procesos morfológicos de erosión y sedimentación en ríos y canales, por lo que es esencial cuantificarla. En la literatura existen numerosas fórmulas o predictores para estimar esta carga, pero antes de aplicarlas en un proyecto específico, es fundamental considerar las condiciones hidráulicas y sedimentológicas para las que fueron desarrolladas. Estas fórmulas proporcionan la capacidad de transporte de sedimentos del cauce, excluyendo la carga de lavado, e indican la cantidad de sedimentos que pasan por una sección transversal (por unidad de tiempo) en función de los parámetros hidráulicos y del sedimento.

Para el cálculo de la carga de fondo, existen diversas metodologías desarrolladas por varios investigadores. Algunas de las más destacadas incluyen las de Du Boys (1879), Schoklitsch (1930 y 1950), Shields (1936), Kalinske (1942), Meyer-Peter y Müller (1948), Einstein (1950), así como sus versiones modificadas y la de Van Rijn (1984). Estas metodologías han sido establecidas a partir de resultados de

laboratorio y mediciones reales en ríos. La metodología de Einstein, presentada en 1950, es particularmente notable por ser el primer procedimiento para el cálculo del transporte de sedimentos basado en planteamientos matemáticos y estadísticos (Ramírez Callejas, 2021)

4.2.5 Medición Directa del Transporte de Sedimentos

Las mediciones de sedimentos se realizan para determinar directamente la carga sedimentaria, establecer o verificar relaciones analíticas o empíricas para su cálculo, y calibrar y validar modelos de transporte de sedimentos físicos y numéricos. Estas mediciones son cruciales en diversas situaciones, como la predicción de sedimentación en embalses, la estimación de obstrucciones en plantas de suministro de agua y canales, el control del impacto del cambio de uso del suelo en ambientes fluviales, y la verificación de modelos de transporte de sedimentos en redes fluviales. Las técnicas e instrumentos varían según el tipo de transporte (en suspensión o de fondo) y las características del río. La suma de las cargas medidas proporciona una estimación de la carga total (Bathurst, 2000).

4.2.5.1 Aforo líquido

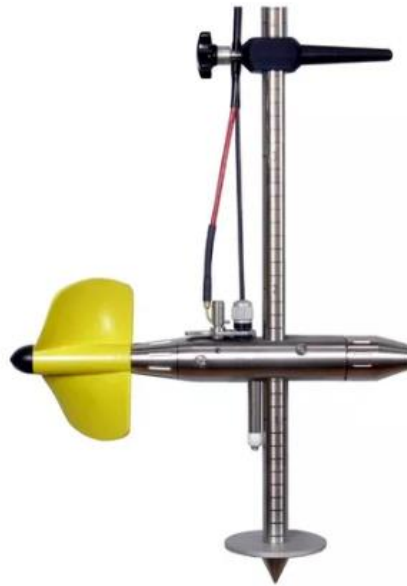
Para realizar un muestreo de sedimentos en una sección transversal definida del canal, ya sea de sedimentos en suspensión o de fondo, es fundamental llevar a cabo primero un aforo líquido. Esto se debe a que existe una relación directa entre el caudal líquido y la cantidad de sedimentos transportados por el flujo. A medida que el caudal aumenta, la capacidad del agua para transportar sedimentos también incrementa, afectando tanto la carga en suspensión como la carga de fondo.

Para entender y cuantificar esta relación, se construye una curva de calibración de caudal versus sedimentos. Esta curva correlaciona diferentes caudales con las correspondientes concentraciones de sedimentos, permitiendo así estimar la cantidad de sedimentos transportados en función del caudal.

Existen varios métodos para medir el caudal líquido en ríos y canales, que pueden ser clasificados en tradicionales y modernos. Los métodos tradicionales incluyen el uso de estaciones de aforo, que son estructuras calibradas para medir el caudal basándose en la altura del agua que pasa a través de ellas. También se usan los vertederos y los molinetes hidrométricos, que miden la velocidad del agua mediante una hélice giratoria, permitiendo calcular el caudal total al medir en diferentes puntos de una sección transversal (Rodríguez Díaz, 2010).

Comúnmente se utiliza un molinete como el que se muestra en la Figura 4-6 para realizar el aforo usando el método área-velocidad.

Figura 4-5: Molinete universal para la medición de caudal

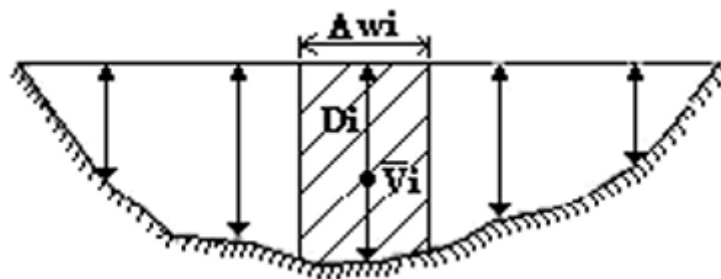


Fuente: (Manual técnico OTT C-31)

Para estimar el caudal en una sección transversal se usa la ecuación de continuidad, donde la integral se aproxima sumando los caudales incrementales calculados a partir de una serie de mediciones de velocidad (V_i) y profundidad (D_i). Para ello, se eligen varias verticales en la sección y se calcula la velocidad media en cada vertical. Para cada sección entre dos verticales de medida (Δw_i), el área se calcula como el producto del promedio de las profundidades por el ancho, y la velocidad media se obtiene promediando las velocidades medias en las verticales adyacentes.

$$Q = \sum_{i=1}^n v_i(\Delta w_i D_i)$$

Figura 4-6: Técnica de área-velocidad con molinete para medición de caudales



Fuente: (Díaz et al., 2012)

Los métodos modernos incluyen sensores de velocidad por ultrasonido y medidores de flujo electromagnéticos, que ofrecen mediciones precisas de la velocidad del

agua sin contacto directo. Los ADCP (Acústica Doppler Current Profilers) proporcionan perfiles de velocidad a lo largo de la columna de agua, facilitando un cálculo preciso del caudal total.

Para realizar la medición de velocidades en campo, es fundamental que el espaciamiento entre verticales siga ciertos criterios técnicos, ya que estas determinan la definición precisa de la sección transversal del cauce. Se recomienda que entre dos verticales consecutivas no se deje pasar más del 10 % del caudal total. Es claro que, a menor distancia entre verticales, mayor será la resolución del perfil de velocidades, lo cual permite una caracterización más detallada y confiable del flujo (Marbello Pérez, 2005).

Algunos autores proponen la siguiente tabla para definir el número de verticales, en función del ancho del río.

Tabla 4-2: Espaciamiento de verticales según el ancho del cauce.

Ancho cauce (m)	<3	3-5	5-10	10-20	20-30	30-50	50-100	>100
Espaciamientos verticales (m)	0,2	0,3	0,5	1	2	3	5	10

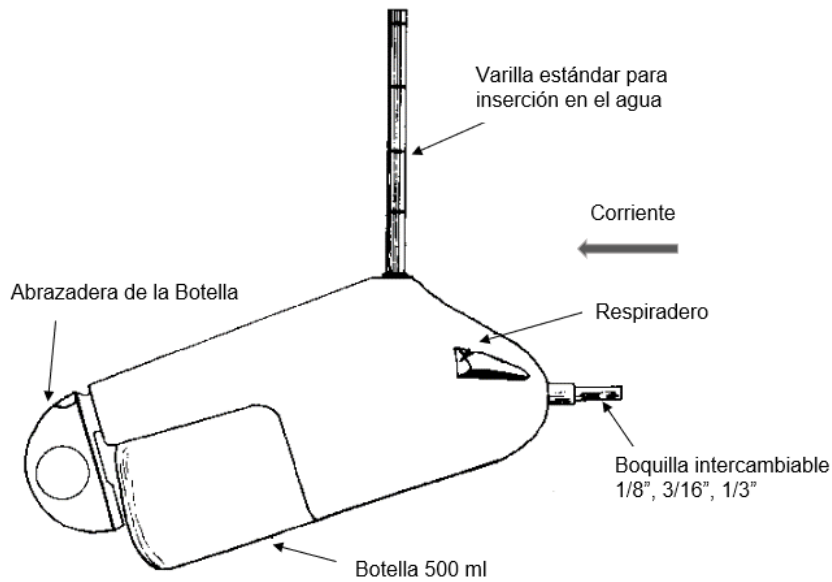
Fuente: (Marbello Pérez, 2005)

4.2.5.2 Medición de la carga en suspensión

Para determinar el transporte de la carga suspendida, se debe medir la concentración de sedimentos (C) y luego calcular la descarga sólida en suspensión como ($C \cdot Q$), donde (Q) es el caudal líquido. En una sección transversal es necesario obtener muestras de varios puntos, tanto en dirección lateral como vertical, e integrar los resultados a lo ancho de la sección para determinar un valor promedio.

Los muestreos pueden realizarse con diferentes tipos de muestreadores de sedimentos en suspensión, entre ellos el muestreador de botella, US DH-48 que es el instrumento estándar para corrientes poco profundas y con caudales específicos inferiores a 1 m³/s (ver Figura 4-7). Consiste en una estructura hidrodinámica que contiene una botella y se opera con una barra de vadeo. Además, existen otras versiones de este captador, adaptadas para corrientes más profundas y veloces, que se utilizan también desde una varilla de vadeo o desde un sistema de poleas y cables (Bathurst, 2000).

Figura 4-7: Muestreador DH-48 para sedimentos en suspensión



Fuente: (Hudson, 1997)

Para determinar la carga en suspensión, se filtran las muestras de la mezcla agua-sedimento y se secan los sedimentos recolectados. La concentración de sedimentos se calcula generalmente como la relación entre el peso seco de las partículas y el peso o volumen total de la mezcla. Las unidades estándar para expresar esta concentración son mg/L y ppm, las cuales están relacionadas mediante la siguiente expresión:

$$C(ppm) = \frac{C \text{ (peso/volumen)} \times 10^6}{\rho \text{ (peso/volumen)}}$$

Donde ρ es la densidad de la mezcla agua-sedimento expresada en las mismas unidades que la concentración (peso/volumen). Si el valor de la densidad es 1000 kg/m³, la concentración tiene el mismo valor en mg/l y ppm.

En grandes ríos, donde la concentración varía mínimamente a lo largo del día, una única muestra instantánea puede convertirse en la descarga diaria de sedimentos en suspensión utilizando la siguiente expresión:

$$Q_{ss} = 0.0864 Q_d C_t$$

Donde Q_{ss} es caudal sólido en suspensión (ton/día), Q_d es el caudal medio diario (m³/s) y C_t es concentración de sedimentos en suspensión (mg/L) (Bathurst, 2000).

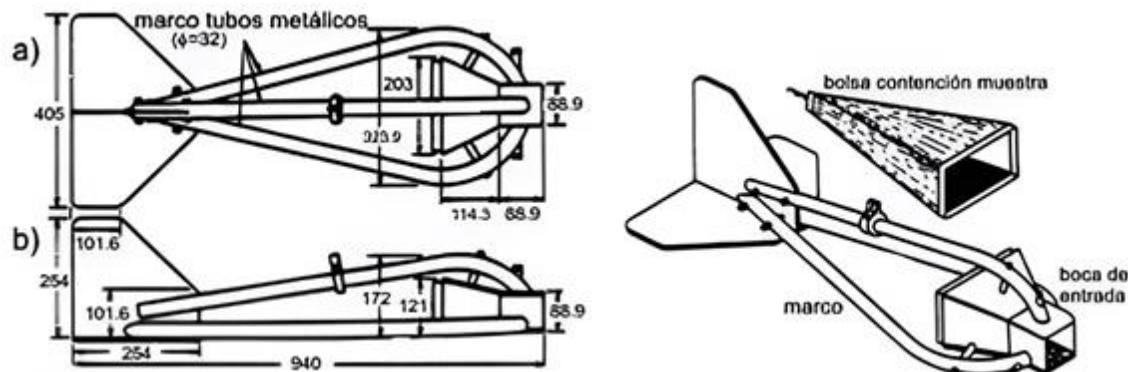
4.2.5.3 Medición de la carga de fondo

El objetivo es medir el peso o volumen de sedimento que pasa a través de una sección transversal de la corriente por unidad de tiempo y de ancho. Generalmente, el peso requerido es el peso seco, aunque inicialmente puede determinarse como peso seco, húmedo o sumergido. El volumen se mide habitualmente como volumen global, que incluye granos y poros, mientras que el peso se refiere únicamente al de las partículas.

Existen diferentes tipos de equipos para captar sedimentos de fondo. Entre los más comunes se encuentran las dragas, como la Van Veen y la Ekman, que se utilizan para recoger muestras superficiales de sedimentos. También se emplean tubos de muestreo, como los tubos de gravedad y los tubos de pistón, que permiten obtener muestras a distintas profundidades del fondo.

Un equipo destacado es el muestreador Helley-Smith (ver Figura 4-8), ideal para recolectar sedimentos de fondo en corrientes con caudales moderados a altos. Su diseño permite captar tanto sedimentos finos como gruesos, proporcionando una muestra representativa del material transportado por el flujo.

Figura 4-8: Muestreador Helley-Smith para carga de fondo - (medidas en mm)



Fuente: (Basile, 2018)

El caudal de la carga de fondo por unidad de ancho de la corriente Q_{bl} se calcula en cada punto de medición como:

$$Q_{bl_i} = M_i / wt$$

Donde M_i es el peso de la muestra en el punto i , w es el ancho de la boquilla y t es el tiempo de toma de muestra. Se asume que cada medición representa el ancho de la respectiva subsección, de manera similar a los métodos de área-velocidad utilizados para el cálculo del caudal líquido. Por lo tanto, el caudal de carga de fondo para la subsección se obtiene multiplicando Q_{bl_i} por el ancho de la subsección. El caudal total de carga de fondo se obtiene sumando los valores parciales de las subsecciones o fajas, y se expresa como peso por unidad de tiempo (Bathurst, 2000).

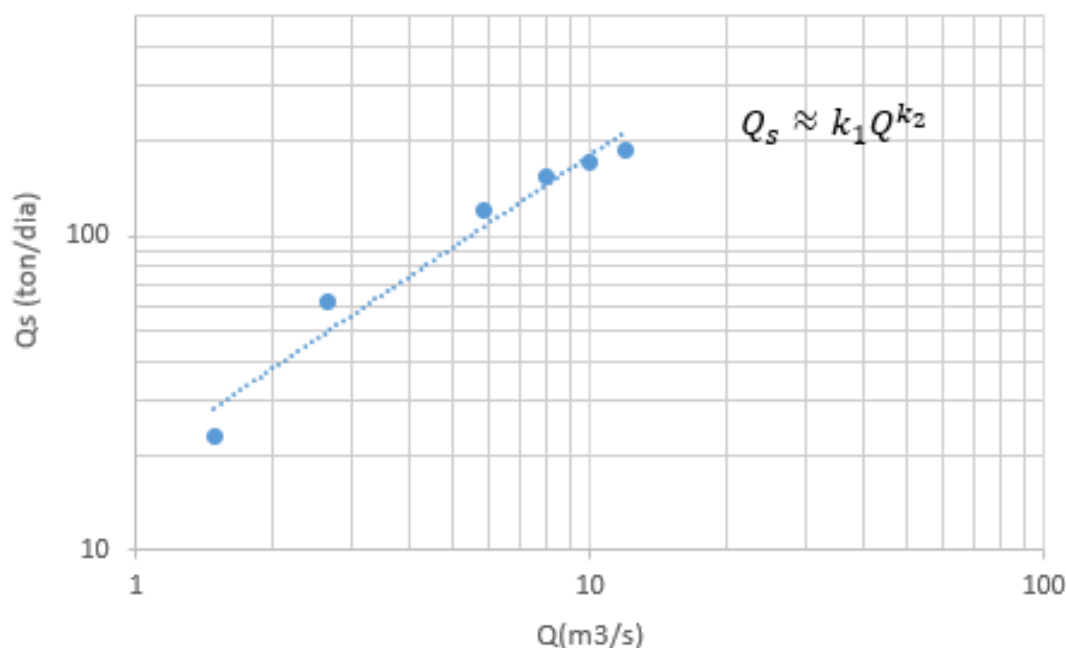
4.2.6 Caudal Sólido en Función del Caudal Líquido

La finalidad práctica de este estudio radica en establecer una relación funcional entre el caudal sólido y el caudal líquido en un tramo de canal artificial con lecho móvil. Esta relación nos permitirá estimar la sedimentación en el canal, lo que a su vez servirá para evaluar la pérdida de capacidad hidráulica del canal debido a la acumulación de sedimentos.

La relación entre caudal sólido y caudal líquido puede representarse gráficamente mediante una curva de calibración. La curva trazada muestra cómo el caudal sólido varía en respuesta a cambios en el caudal líquido, proporcionando una herramienta visual y cuantitativa para usarla en los procesos de cálculo del transporte de sedimentos en el canal.

En la Figura 4-9 se muestra el caudal sólido en función del caudal líquido representado por una serie de puntos que muestra cierta dispersión y que representa diferentes mediciones directamente en campo o estimaciones obtenidas a partir de fórmulas de transporte, las cuales han sido obtenidas por investigadores con base en mediciones en laboratorio y en campo.

Figura 4-9: Carga de sedimentos en función del caudal líquido



la banda de dispersión en el grafico anterior estará representada por una relación de tipo potencial donde se puede expresar el caudal sólido con la expresión $Q_s \approx k_1 Q^{k_2}$, donde k_1 es un coeficiente que engloba muchos procesos físicos asociados al transporte de sedimentos y k_2 es un exponente que generalmente es mayor a 1 (Farias, 2021).

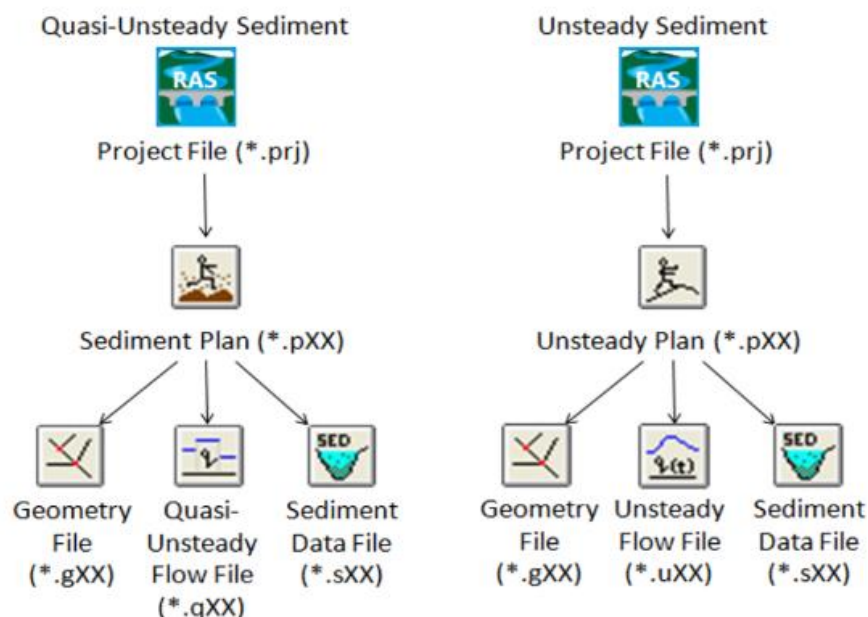
4.3 Modelamiento del Transporte de Sedimentos

HEC-RAS es una herramienta de modelación hidráulica desarrollada por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE), ampliamente utilizada en la ingeniería fluvial para el análisis de flujo en ríos y canales. Este software permite simular el comportamiento hidráulico del agua en cauces naturales o artificiales, incorporando análisis de flujo unidimensional o bidimensional, transporte de sedimentos y procesos relacionados con la calidad del agua.

Para desarrollar un modelo de transporte de sedimentos de lecho móvil en HEC-RAS 1D, se requiere preparar y configurar tres archivos principales: uno de geometría, uno de caudal y uno de sedimentos. El archivo de geometría describe la estructura física del río o canal, incluyendo secciones transversales, rugosidad y características topográficas. El archivo de caudal debe contener datos de caudal a través de un hidrograma, que reflejan las variaciones de este a lo largo del tiempo. El tercer archivo, el de sedimentos, incluye información sobre su distribución granulométrica y las concentraciones de los sedimentos.

En la Figura 4-10 se muestra cómo estructurar los proyectos de HEC-RAS para simular el transporte de sedimentos, tanto en condiciones cuasi-no permanentes como para condiciones de flujo no permanente.

Figura 4-10: Estructura de archivo para modelos de transporte de sedimentos



Fuente: (U.S. Army Corps of Engineers, 2023b)

El modelo de sedimentos 1D en HEC-RAS permite utilizar tanto el flujo cuasi-no permanente como el no permanente; Sin embargo, el manual de usuario recomienda específicamente el uso del flujo cuasi-no permanente para el modelado

de transporte de sedimentos. Este método aborda los hidrogramas de flujo mediante la aproximación de una serie de perfiles de flujo constante, lo cual facilita la gestión controlada de los cambios en el flujo de agua. Además, este modelo resulta ser más estable en comparación con el modelo de flujo no permanente, simplificando así las simulaciones a largo plazo y reduciendo la complejidad del proceso de modelado.

4.3.1 Funciones de transporte de sedimentos

El potencial de transporte de sedimentos se refiere a la masa de material específico en el lecho del río que puede desplazarse debido a los parámetros hidráulicos a lo largo del canal. HEC-RAS calcula este potencial para diferentes tamaños de partículas utilizando las funciones de transporte de sedimentos disponibles en el programa.

Las funciones de transporte de sedimentos simulan procesos complejos y pueden producir resultados variados. Dado que los resultados del modelo dependen en gran medida de la función seleccionada, es crucial revisar cuidadosamente los parámetros, las condiciones hidráulicas y la granulometría del material para los cuales se diseñó cada método. Se debe elegir el método que mejor represente las características del río o canal en estudio y ajustar los resultados conforme a los cambios reales que pueden ser medidos en campo (U.S. Army Corps of Engineers, 2023b).

La **Tabla 4-3** presenta las funciones de transporte de sedimentos disponibles en HEC-RAS, proporcionando una breve descripción de su aplicación, el tipo de carga que manejan y si están basadas en el esfuerzo cortante o en la potencia de la corriente. Esta tabla facilita la identificación de la ecuación más adecuada según las características del sedimento y las condiciones de flujo del canal que se desea modelar.

Tabla 4-3: Ecuaciones de transporte de sedimentos en HEC-RAS 1D

Ecuación de Transporte	Tipo de Transporte	Descripción
Ackers y White	Carga Total	Fórmula derivada de datos experimentales para calcular la carga total de sedimentos en canales con gradaciones uniformes, desde arenas hasta gravas finas. Basada en el potencial de la corriente.
Engelund-Hansen	Carga Total	Diseñada específicamente para canales con sedimentos de arena de gradación uniforme, con tamaños de partícula entre 0,19 mm y 0,93 mm. Basada en el potencial de la corriente.

Ecuación de Transporte	Tipo de Transporte	Descripción
Laursen-Copeland	Carga Total	Adaptada para una amplia gama de tamaños de sedimentos. La versión modificada por Copeland amplía la ecuación original para aplicarse a arenas, gravas y limos gruesos. Basada en el esfuerzo cortante.
Meyer-Peter Müller	Carga de Fondo	Diseñada para modelar el transporte de carga de fondo, basada en experimentos con canales de arena y grava en condiciones de lecho plano. Es más adecuada para calcular el movimiento de sedimentos en gravas. Basada en el esfuerzo cortante.
Toffaletti	Carga Total	Desarrollada para ríos con sedimentos de arena, tiene limitaciones con partículas más gruesas como la grava. Sigue el enfoque probabilístico de Einstein y se utiliza principalmente para grandes ríos. Basada en el método probabilístico de Einstein.
Toffaletti-MPM	Carga Total	Combina la ecuación de Toffaletti con la de Meyer-Peter Müller (MPM), sustituyendo el componente de lecho de Toffaletti por el de MPM. Es adecuada para ríos grandes con sedimentos de arena y partículas más gruesas.
Yang	Carga Total	Estima el transporte de carga total de sedimentos con base en la potencia de la corriente, calculada a partir de la velocidad del flujo y la tensión de corte. Sensible a la velocidad de caída de las partículas, se adapta al transporte de arenas y gravas. Basada en el potencial de la corriente.
Wilcock y Crowe	Carga de Fondo	Aplicable a ríos con gradación de arena y grava. Considera lechos acorazados con capas superficiales de menor contenido de arena que el subsuelo, utilizando algoritmos que incluyen la capa activa y ajustes granulométricos. Basada en el esfuerzo cortante.

Fuente: (U.S. Army Corps of Engineers, 2023b)

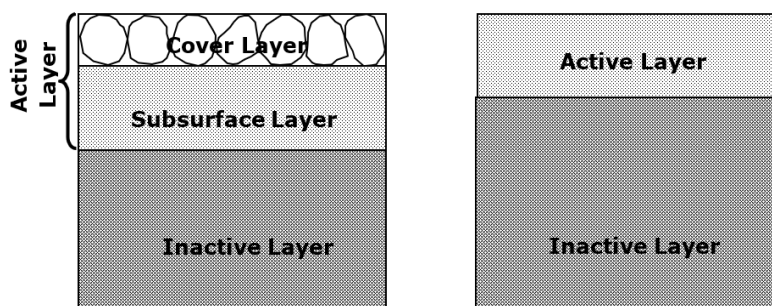
4.3.2 Métodos de Clasificación y Acorazamiento

La clasificación se produce cuando las partículas de diferentes tamaños son segregadas por la acción del agua, resultando en capas de sedimento con distintas

granulometrías. De esta manera, el acorazamiento ocurre cuando los sedimentos más finos son arrastrados por el flujo, dejando una capa protectora de partículas más gruesas y resistentes en la superficie del lecho del río o canal.

Para simular eficazmente los procesos de clasificación y acorazamiento, HEC-RAS cuenta con tres métodos específicos que organizan el lecho del río en dos zonas distintas: una capa activa y una inactiva. La capa activa, ubicada en la superficie, representa el material que se transporta o que tiene potencial de ser transportado. Por otro lado, la capa inactiva que alberga el material original que permanece sin moverse Figura 4-11

Figura 4-11: Estructura de lecho distribuido en capas



Thomas

Fuente: (U.S. Army Corps of Engineers, 2023b)

La **Tabla 4-4** proporciona un resumen de tres métodos de clasificación y acorazamiento utilizados en HEC-RAS.

Tabla 4-4: Métodos de clasificación y acorazamiento

Método	Descripción
Thomas (Ex5)	Thomas (1982) es el método estándar de clasificación y acorazamiento en HEC-RAS. Este método separa el lecho en una capa activa y una inactiva, y subdivide la capa activa en una capa superficial y una subsuperficial, concentrando el material más grueso en la capa superficial para controlar la erosión. <u>Este método fue desarrollado para lechos mixtos de arena y grava.</u>
Copeland (Ex7)	Copeland (1992), adaptó el método de Thomas para optimizar su aplicación en lechos arenosos, formando capas de acorazamiento de manera más lenta y calculando una mayor erosión, pero manteniendo el mismo enfoque y concepto de capas. La capa activa se subdivide en una superficial y una subsuperficial, permitiendo que el material de la capa superficial regule la erosión.

Método	Descripción
Active Layer	El método de Capa Activa en HEC-RAS es un enfoque simplificado para el modelado de transporte de sedimentos. Divide el lecho en dos partes: una capa activa simple y una capa inactiva. Puede ajustarse para modelar tanto capas activas gruesas como finas.

Fuente: (U.S. Army Corps of Engineers, 2023b)

4.3.3 Método de Velocidad de Caída

Calcular la velocidad de caída de partículas en el agua es complejo porque la velocidad depende del coeficiente de arrastre, el cual depende del número de Reynolds, y este último, a su vez, depende de la velocidad de caída. Esta relación cíclica implica que se necesita una aproximación o un proceso iterativo para resolver la ecuación de manera adecuada (U.S. Army Corps of Engineers, 2023a).

El modelo HEC-RAS calcula y deposita la cantidad de sedimentos que, básicamente, pueden acumularse en el lecho del río durante un intervalo de tiempo específico, considerando la velocidad de caída de cada partícula (Latouche Facenda, 2023). HEC-RAS ofrece varios métodos para estimar esta velocidad de caída, los cuales se encuentran en **Tabla 4-5**.

Tabla 4-5: Métodos de velocidad de caída que usa HEC-RAS

Método	Descripción
Rubey	Rubey (1933) formuló una relación analítica para determinar la velocidad de caída de sedimentos, combinando la ley de Stokes para partículas finas y una fórmula para partículas grandes. La ecuación se puede usar para sedimentos como limo, arena y grava, especialmente para aquellos con forma y gravedad específica similar al cuarzo triturado (2,65 ton/m ³).
Toffaletti	Toffaletti (1968) desarrolló curvas empíricas de velocidad de caída basadas en datos experimentales, las cuales HEC-RAS lee e interpola directamente. Estas curvas proporcionan una tabla de velocidades de caída de sedimentos con un factor de forma de 0.9 y una gravedad específica de 2.65 t/m ³ , abarcando desde granos de arena muy fina hasta grava mediana.
Van Rijn	Van Rijn (1993) utiliza la estimación inicial de Rubey para calcular la velocidad de caída y luego ajusta este valor utilizando curvas experimentales basadas en el número de Reynolds obtenido a partir de dicha estimación. El método considera partículas no esféricas con un factor de forma de 0.7 en agua a una temperatura de 20 °C.

Método	Descripción
Dietrich	Dietrich (1982) estima la velocidad de caída de sedimentos considerando el tamaño, la forma y las condiciones del fluido. Su modelo integra la densidad reducida del sedimento, el diámetro del grano y la viscosidad del fluido, siendo aplicable a una amplia gama de tamaños de partículas, desde arenas finas hasta gravas gruesas.
Report 12	Es el método por defecto de HEC-RAS. Report 12 utiliza un método iterativo basado en las curvas de Van Rijn, ajustando continuamente la velocidad de caída para recalcular el número de Reynolds. El proceso se repite hasta que la velocidad de caída estimada coincide con la calculada, dentro de un margen de tolerancia aceptable.

(U.S. Army Corps of Engineers, 2023a)

5. Materiales y métodos

5.2 Localización del Área de Estudio

El Canal D constituye uno de los principales ejes del Distrito de Drenaje del Valle de Sibundoy, con una longitud total de 9.5 kilómetros. El tramo seleccionado para estudio comprende 1,300 metros de longitud, ubicado en el sector denominado "Termales" al nororiente del casco urbano del municipio de Colón. Este segmento inicia en el kilómetro 3 (punto de confluencia con el río San Pedro) y finaliza en el kilómetro 4.2, delimitado por las coordenadas geográficas 1°11'6.14"N, 76°58'22.08"O (inicio) y 1°10'40.11"N, 76°58'54.80"O (final).

En su recorrido por esta zona, el Canal D recibe aportes hídricos significativos del río San Pedro y de cuatro quebradas principales: Tacangayaco, Afilangayaco, Siguinchica y Marpujay. Estos cuerpos de agua representan los elementos fundamentales para el análisis hidrológico propuesto en la presente investigación.

Figura 5-1: Localización del Área de estudio

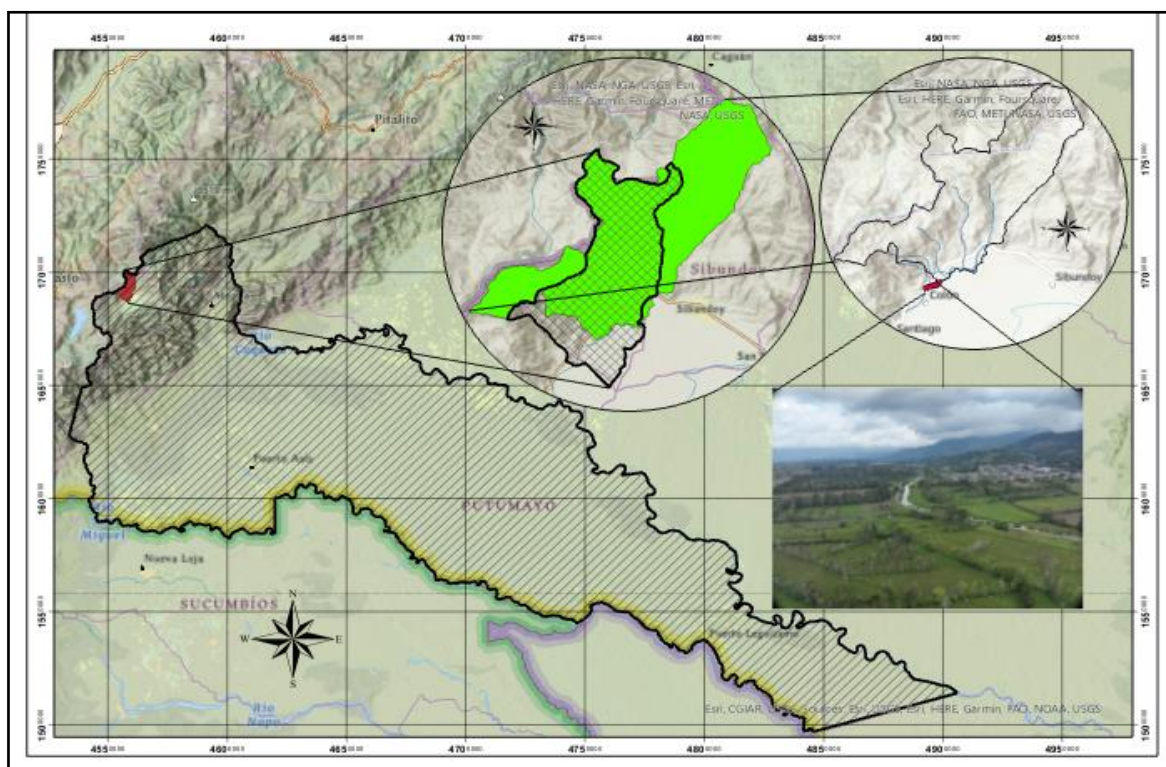


Figura 5-2: Localización Canal D en Distrito de Drenaje del Valle de Sibundoy

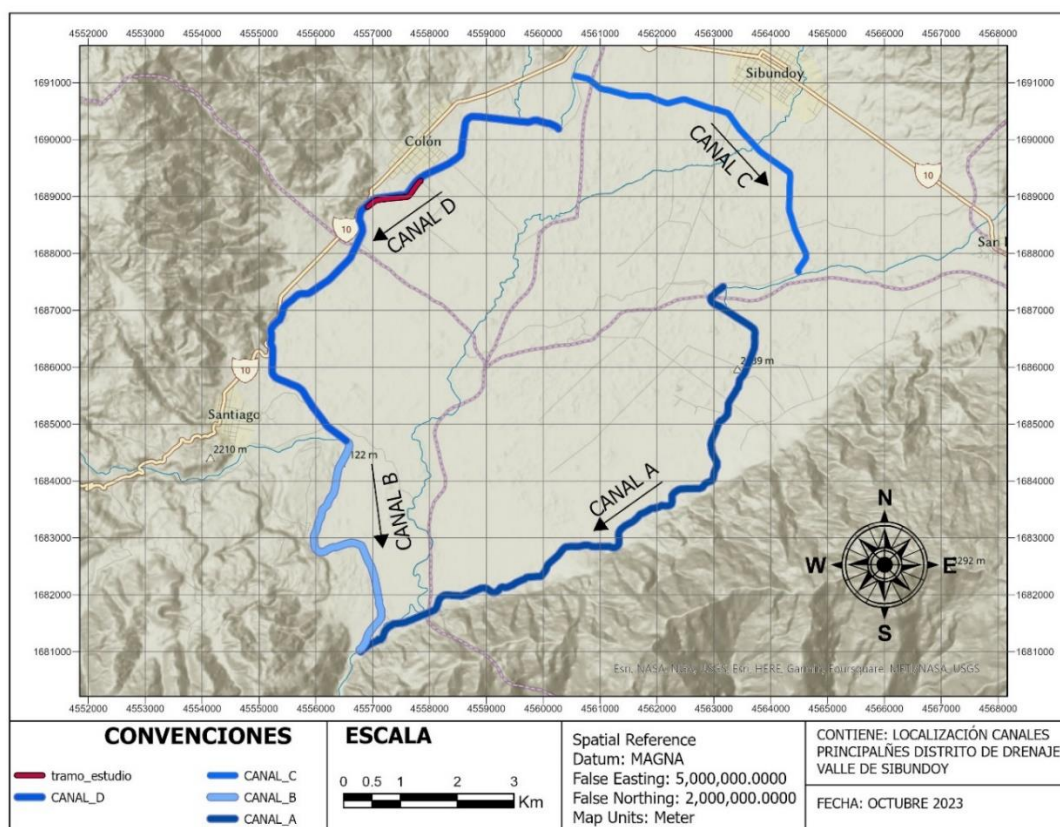


Foto 5-1: Panorámica Canal D – Zona de estudio



5.3 Descripción del tramo de estudio

El tramo en estudio tiene una longitud de 1,300 metros y un ancho promedio en su base de 14 metros, ampliándose hasta 23 metros en las curvas. La geometría del canal es trapezoidal y está conformada por diques carreteables en uno de sus lados. Este canal ha sido construido sobre material aluvial e históricamente, este sector ha presentado problemas recurrentes de sedimentación y desbordamiento tal como se puede apreciar en las fotos Foto 5-2 y Foto 5-3.

Un hecho relevante fue el trabajo de descolmatación realizado en el Canal D en noviembre de 2015. Esta intervención permitió rectificar la sección del canal, recuperar su capacidad hidráulica y reconfigurar los diques existentes, mejorando así el funcionamiento general del canal.

Foto 5-2: Obras de descolmatación Canal D (noviembre 2015)



Otro hecho relevante fue el desbordamiento y la rotura del dique carreteable, ocurrido seis años después del mantenimiento mencionado anteriormente. La rotura fue provocada por una avenida que sobrepasó el nivel del dique, erosionando el material que lo conformaba y desviando la totalidad del caudal, así como una gran cantidad de sedimentos que el canal venía acumulando desde su último mantenimiento.

Foto 5-3: Desbordamiento y rotura de dique Canal D (julio 2021)



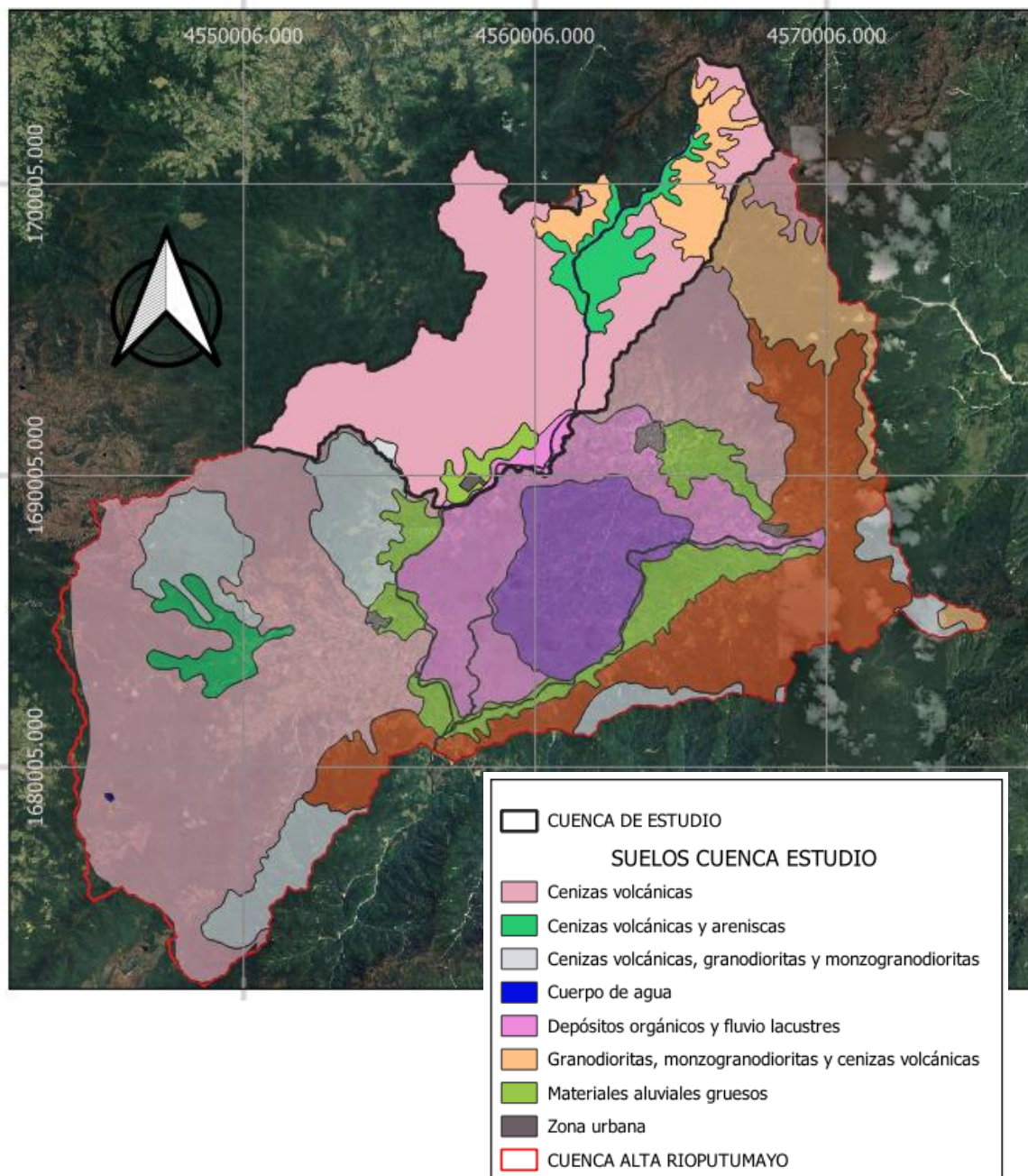
5.4 Geomorfología del Alto Putumayo (Valle de Sibundoy)

La región del Alto Putumayo se caracteriza por un marcado predominio de suelos derivados de cenizas volcánicas, particularmente en las áreas de montaña y en la altiplanicie alta. Estos suelos, clasificados mayoritariamente como andosoles, presentan alta porosidad, notable capacidad de retención hídrica y un elevado contenido de materia orgánica, atributos que influyen directamente en la dinámica productiva y ecológica de la zona (Medina-Castellanos, Sánchez-Espinosa, & Cely-Reyes, 2017).

En el sector central del valle de Sibundoy se han identificado depósitos lacustres y fluvio-lacustres asociados, posiblemente, al antiguo sistema de drenaje el cual vertía sus aguas a la laguna la Cocha. Dichos depósitos evidencian procesos de relleno local con sedimentos finos —limos, arcillas, arenas volcánicas— y material orgánico, vinculados a fases de sedimentación en cuerpos de agua antiguos y a terrazas fluvio-lacustres (Medina-Castellanos et al., 2017; 1Library, 2023).

En el área específica de este estudio, además de las cenizas volcánicas, se registran afloramientos de areniscas, granodioritas y monzogranodioritas. Esta composición geológica es coherente con la naturaleza de los sedimentos de arrastre observados en el tramo analizado y coincide con la diversidad litológica descrita para la cuenca del Putumayo, donde se combinan materiales de origen volcánico, intrusivo y sedimentario (Cárdenas & Pinilla, 2021; 1Library, 2023).

Figura 5-3: Mapa de suelos de la cuenca alta del Rio Putumayo



5.5 Recopilación de Variables hidrológicas

Para modelar la esorrentía en el área de estudio se utilizaron datos diarios de precipitación, temperatura y caudal obtenidos de la plataforma del IDEAM durante el período de 1 de enero de 1990 hasta el 28 de marzo 2024. La evapotranspiración se calculó empleando el método de Hargreaves, dado que se dispone de datos diarios de temperatura y radiación solar extraterrestre. Se optó por este método debido a su simplicidad y a la disponibilidad de los datos requeridos.

Cabe mencionar que a los datos extraídos de la plataforma IDEAM se les realizó un tratamiento de completación de datos faltantes, utilizando el método de interpolación con la distancia inversa ponderada (IDW).

Tabla 5-1: Estaciones con influencia en el área de estudio

Código	47010090	47015040	44010040
Nombre	San Francisco	Michoacán	Minchoy
Categoría	Pluviométrica	Climática Ordinaria	Pluviográfica
Fecha instalación	1973-09-15	1977-01-15	1977-11-15
Latitud	1,17894444	1,19827778	1,20211111
Longitud	-76,88338889	-76,96097222	-76,81708333
Municipio	San Francisco (Putumayo)	Colón (Putumayo)	San Francisco (Putumayo)

$$Z_p = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{Z_i}{d_i^p} \right)}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{d_i^p} \right)}$$

Donde:

Z_p = Valor estimado en el punto p.

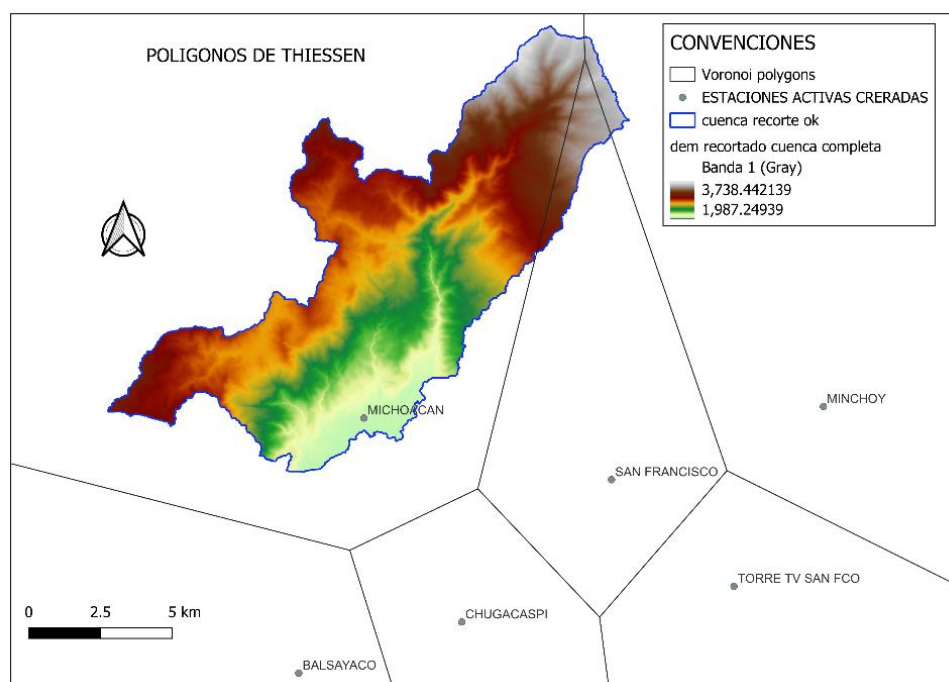
n = Número de puntos usados en la interpolación

Z_i = Es el valor conocido en el i-ésimo punto.

d_i = Distancia desde el punto conocido i al punto a estimar p.

p = Potencia del inverso de la distancia

Figura 5-4: Polígonos de Thiessen para estaciones en la zona de estudio



La selección de las estaciones se llevó a cabo considerando su proximidad al área de estudio y la disponibilidad de datos durante el período analizado. Además, utilizamos los polígonos de Thiessen para evaluar la influencia de las estaciones elegidas en la zona.

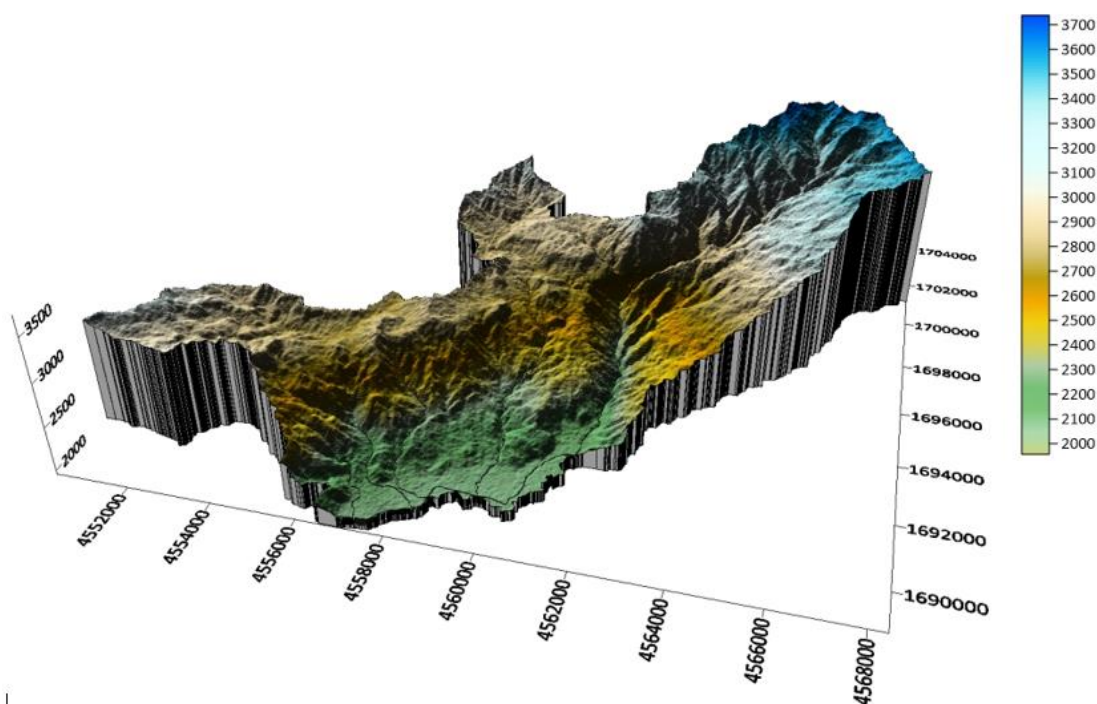
Tras analizar los criterios antes mencionados se encontró que las estaciones que mejor representaría el comportamiento hidrológico son: la estación Michoacán, San Francisco y Minchoy.

5.5.1 Morfometría de las cuencas aportantes

Tabla 5-2: Parámetros de relieve de las cuencas aportantes

Cuenca	Área (km ²)	Perímetro (Km)	Altitud media (m.s.n.m.)	Pend. Media %
Rio San Pedro	63.90	61.38	2919.36	31.70
Quebrada Tacangayaco	15.21	21.39	2501.49	28.06
Quebrada Afilangayaco	4.85	12.87	2415.28	36.64
Quebrada Marpujay	3.19	9.28	2320.82	37.55
Quebrada Siguinchica	18.56	32.43	2765.68	25.81

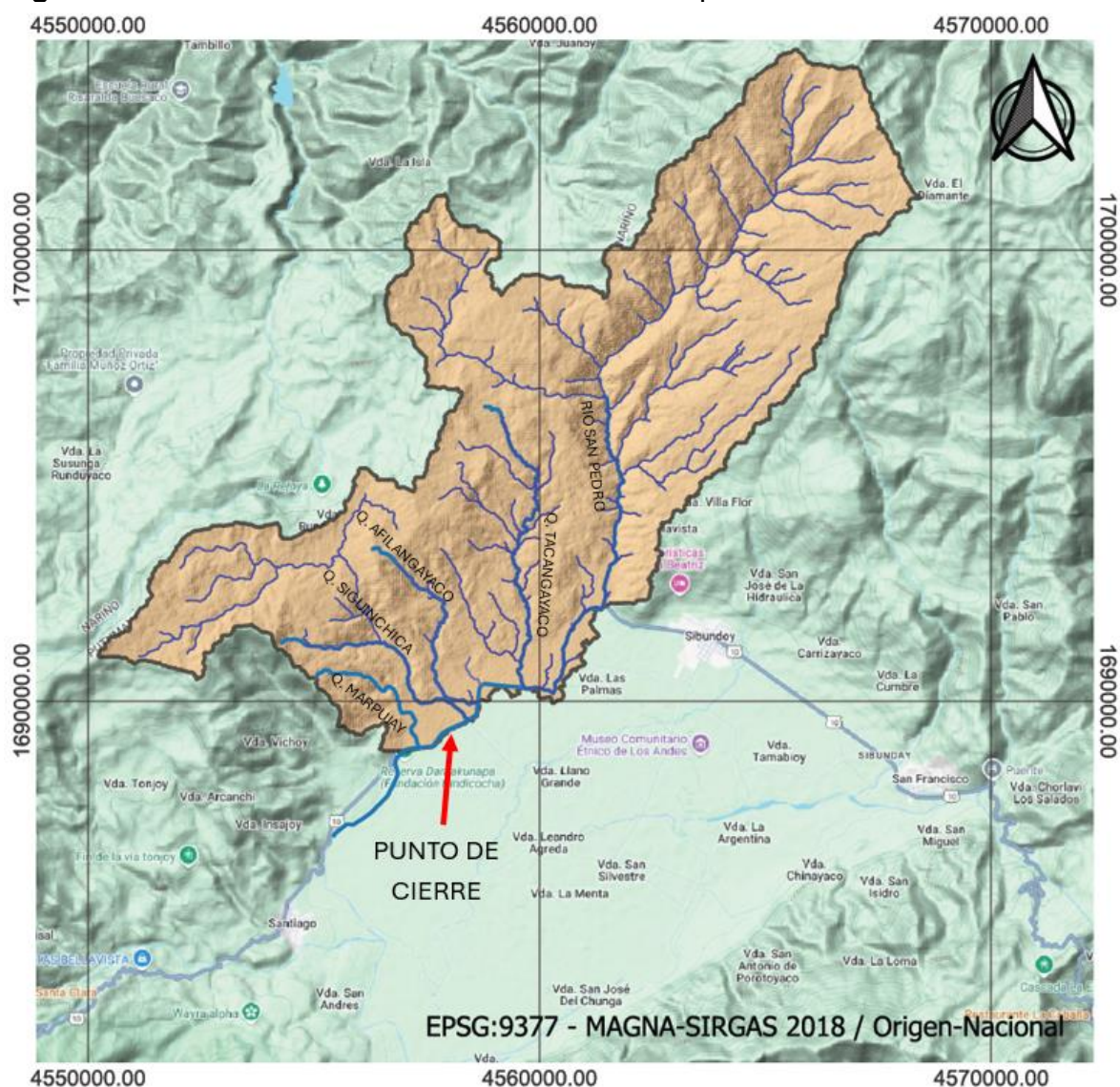
Figura 5-5: Altimetría de las cuencas



Cuenca	Índice de Gravelius	Factor de forme	Integral Hipsométrico	Long. Cauce Principal (km)	% Cauce Principal
Rio San Pedro	2.17	0.26	0.48	18.92	1.94
Quebrada Tacangayaco	1.57	0.34	0.45	8.05	6.00
Quebrada Afilangayaco	1.89	0.20	0.35	4.96	7.68
Quebrada Marpujay	1.62	0.28	0.30	2.17	6.72
Quebrada Siguinchica	2.15	0.27	0.62	11.97	1.50

Cuenca	Descripción
Rio San Pedro	Forma rectangular oblonga, alargada y madura
Quebrada Tacangayaco	Forma oval oblonga, ligeramente alargada y madura
Quebrada Afilangayaco	Forma rectangular oblonga, muy alargada y madura
Quebrada Marpujay	Forma Ovala oblonga, alargada y vieja
Quebrada Siguinchica	Forma rectangular, alargada, joven

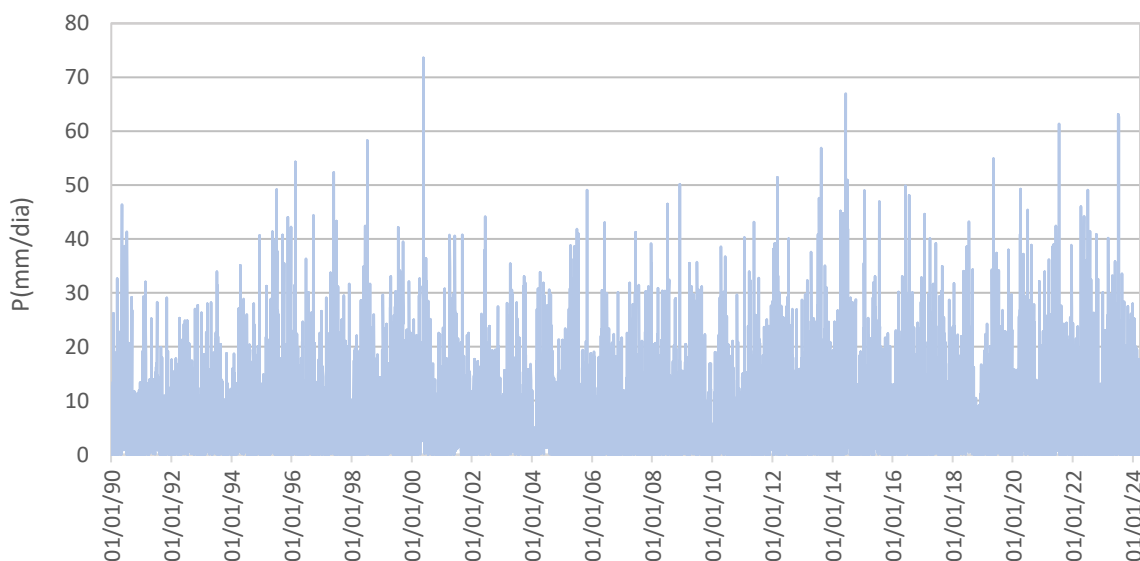
Figura 5-6: Plano de morfometría de las cuencas aportantes



5.5.2 Precipitación

La Figura 5-7 presenta la distribución temporal con base en datos de variación espacial de precipitación diaria en la cuenca de estudio, obtenida mediante interpolación con el método de distancia inversa ponderada (IDW). Esta técnica geoestadística permitió estimar los valores de precipitación en el centroide de la cuenca a partir de los registros de tres estaciones meteorológicas de referencia: Michoacán, San Francisco y Minchoy.

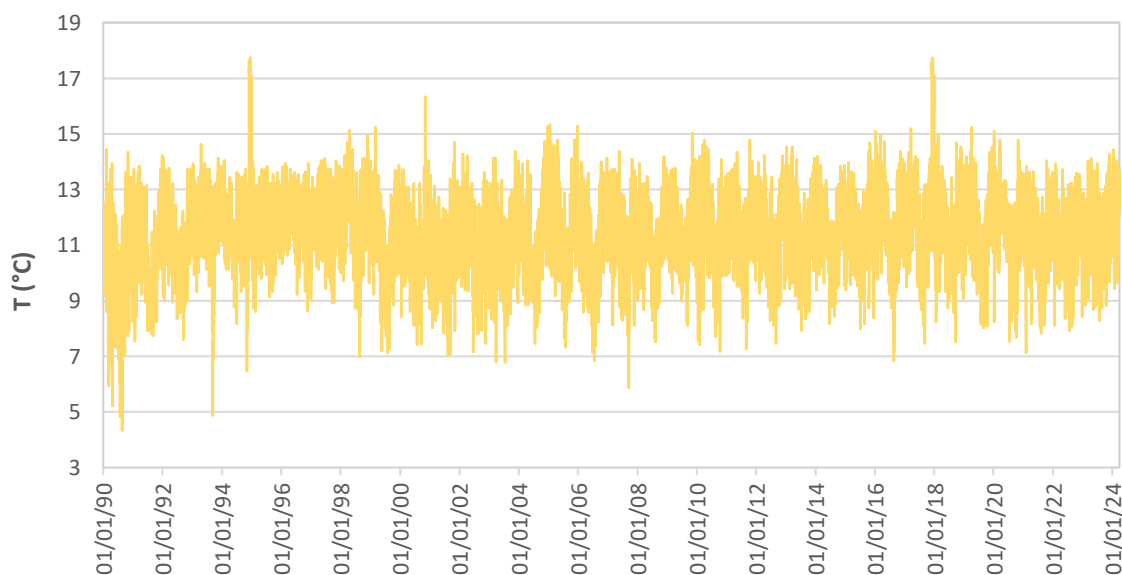
Figura 5-7: Precipitación media de la cuenca a escala diaria: método IDW



5.5.3 Temperatura

Para interpolar los datos de temperatura usé el mismo método IDW que había aplicado antes a la precipitación. Así mantuve consistencia en el tratamiento de ambas variables. Los resultados (Figura 5-8) muestran los valores estimados para el centroide de la cuenca, calculados a partir de los registros de las tres estaciones clave: Michoacán, San Francisco y Minchoy. Esta decisión metodológica nos permitió analizar de manera integrada el comportamiento climático en la zona de estudio.

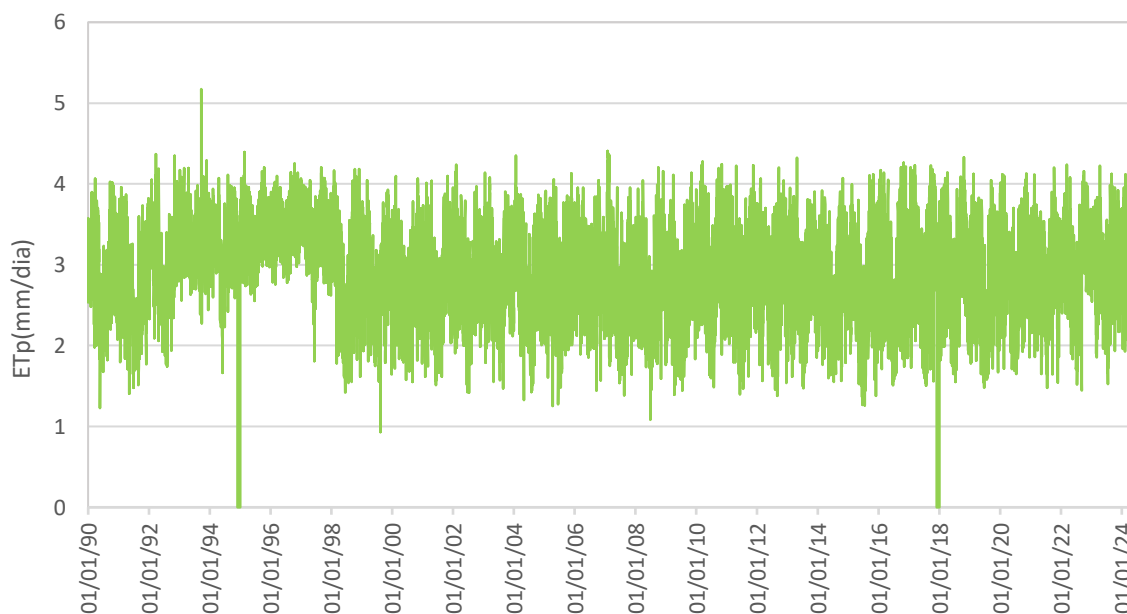
Figura 5-8: Datos de temperatura a escala diaria resultado de aplicación IDW



5.5.4 Evapotranspiración

Con los datos de temperatura del centroide y los registros de radiación solar, se calculó la evapotranspiración mediante el método de Hargreaves. Esta metodología, recomendada por el IDEAM para regiones con información climática limitada y utilizada en el estudio nacional del agua ENA 2022 para Colombia, ha demostrado ser efectiva en cuencas colombianas de media montaña, con errores relativos inferiores al 15% en condiciones similares a las del área de estudio (IDEAM, 2015). Los resultados, presentados en la Figura 5-9, cuantifican la oferta hídrica de la cuenca, proporcionando información clave para el análisis hidrológico

Figura 5-9: Datos de Evapotranspiración a escala diaria



5.5.5 Caudales

Para el análisis de caudales en el Canal D, se utilizaron los registros históricos de la estación limnimétrica PUENTE CANAL D [47017140], correspondientes al periodo del 01/01/1995 al 19/05/2000. Esta estación se encuentra ubicada en el puente Michoacán (coordenadas: Lat. 1.194233°, Long. 76.956504°), a 1200 metros aguas abajo del punto donde el río San Pedro ingresa al Canal D. El área de drenaje aportante hasta dicha estación fue estimada en 63,90 km².

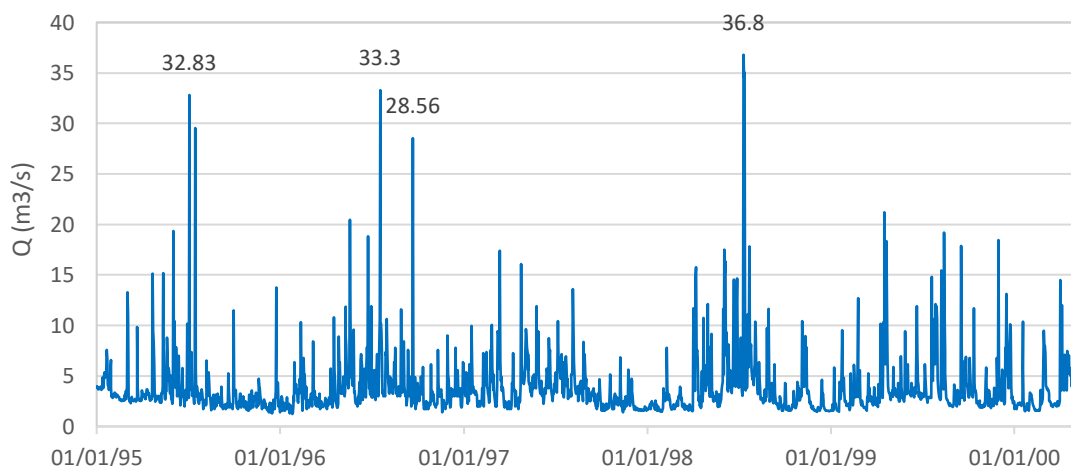
Adicionalmente, se estimaron los caudales de tres quebradas tributarias (Tacangayaco, Afilangayaco y Sigunchica) que confluyen al Canal D entre la estación y el sector de estudio. Al carecer estas de registros históricos, sus aportes se calcularon mediante transposición de caudales, utilizando como referencia los datos de la cuenca del río San Pedro por sus similitudes hidrológicas.

Figura 5-10: Áreas de Cuencas aportantes aguas arriba del tramo de estudio

Cuenca	Área (km2)
Cuenca Rio San Pedro	63.90
Cuenca Quebrada Tacangayaco	15.21
Cuenca Quebrada Afilangayaco	4.85
Cuenca Marpujay	3.19
Cuenca Quebrada Siguinchica	18.56

En la Figura 5-11 se presenta la serie de caudales diarios correspondientes al periodo 1995–2000, para el área de drenaje de las cuencas que aportan al canal antes de llegar al tramo de estudio. El caudal de la quebrada Marpujay se incorpora al caudal total en la abscisa 600, siendo considerado en el modelo hidráulico como un aporte lateral.

Figura 5-11: Registros de Caudal a escala diaria - Canal D.



5.6 Modelamiento Hidrológico

El modelamiento hidrológico tuvo como objetivo generar hidrogramas de caudal para el periodo del 28 de diciembre de 2023 al 28 de marzo de 2024. Este intervalo temporal se seleccionó porque coincide con los levantamientos batimétricos realizados al inicio y final del periodo de análisis, los cuales servirán para calibrar el modelo hidro-sedimentológico.

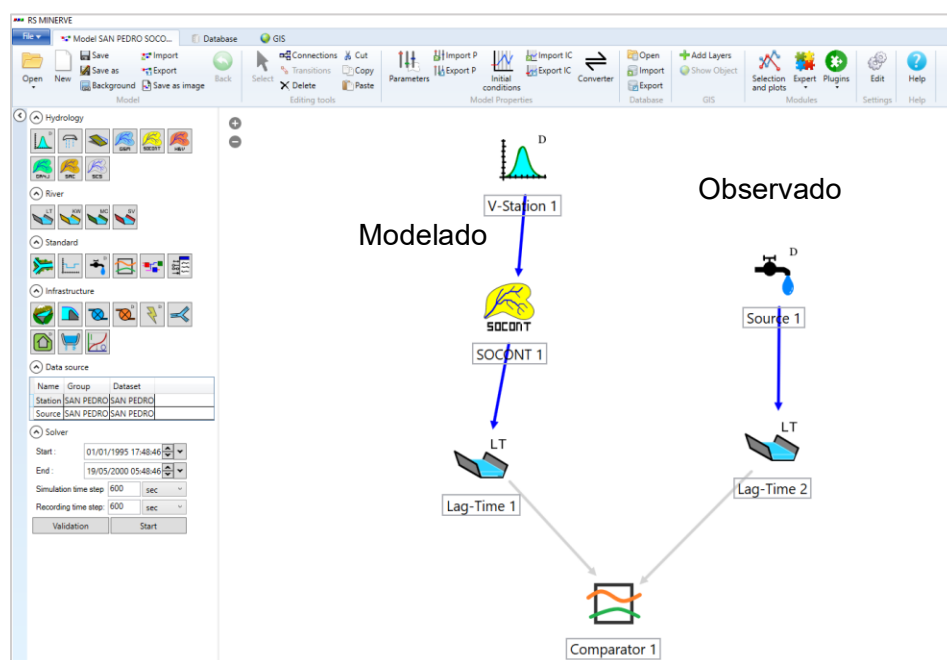
Para el modelamiento se empleó el software RS Minerve, que permite simular procesos de escorrentía y propagación de caudales utilizando modelos hidrológicos semidistribuidos agregados, específicamente SOCONT, GR4J y HBV. Cada uno de estos modelos requiere datos de entrada particulares, los cuales se detallan en la **Tabla 5-3**.

Tabla 5-3: Datos requeridos para el inicio de la modelación

Modelo	Datos de entrada	Datos para calibración
SOCONT	Precipitación y Temperatura	Caudales
HBV	Precipitación y Temperatura	Caudales
GR4J	Precipitación y evapotranspiración	Caudales

La Figura 5-12 muestra un modelo hidrológico configurado en el software RS MINERVE, en el que se simula el proceso lluvia–escorrentía utilizando el módulo SOCONT, alimentado por una estación de entrada climática (V-Station 1).

Figura 5-12: Esquema de modelo Socont usando RS Minerve.



El caudal simulado por el modelo lluvia-escorrentía es sometido a un proceso de retardo mediante el módulo Lag-Time 1, y se compara con una serie de caudales observados provenientes de una fuente externa (Source 1), la cual también se ajusta con un segundo módulo de retardo (Lag-Time 2). La comparación entre ambos hidrogramas se realiza a través del componente Comparador 1, con el propósito de evaluar la correspondencia temporal y cuantitativa entre los caudales simulados y observados.

El modelo está configurado para ejecutar simulaciones desde el 1 de enero de 1995 hasta el 19 de mayo de 2000, con un intervalo de tiempo de 10 minutos. El objetivo principal es validar la capacidad del modelo para reproducir el comportamiento hidrológico del sistema durante el periodo de análisis, el cual coincide completamente con el registro disponible de caudales observados.

5.7 Batimetría

La batimetría realizada servirá como base para la generación del archivo de geometría que representa la estructura física del canal. En la mayoría de los estudios hidráulicos de lecho fijo con HEC-RAS, se emplea la información más reciente y precisa de las secciones transversales del cauce. Sin embargo, en los análisis de transporte de sedimentos, es común utilizar registros históricos y calibrar el modelo mediante la comparación de estas secciones antiguas con una batimetría contemporánea. Una vez calibrado el modelo, las proyecciones futuras suelen basarse en la batimetría más actualizada disponible. No obstante, contar con un conjunto representativo de secciones transversales históricas continúa siendo un recurso fundamental en cualquier estudio de dinámica sedimentaria (U.S. Army Corps of Engineers, 2023b).

5.8 Aforo de caudal líquido y caudal sólido

Un insumo fundamental para el montaje del modelo de transporte de sedimentos en HEC-RAS es la curva de relación entre caudal sólido y caudal líquido. Esta relación permite definir el comportamiento del transporte de sedimentos en función del caudal, siendo esencial para calibrar y validar el modelo numérico.

Para obtener esta curva, se llevaron a cabo tres campañas de aforo en distintas épocas del año, con el fin de capturar la variabilidad estacional del caudal. Estas campañas incluyen la medición de líquido caudal y la toma de muestras de sedimentos, tanto en carga de fondo como en suspensión.

5.8.1 Medición de caudal líquido

La velocidad del flujo se midió mediante un correntómetro de hélice tipo FP111, instrumento utilizado en aforos fluviales, y cuya precisión es adecuada para ríos de baja y media energía. Con base en estas velocidades y las áreas de las secciones transversales medidas en campo, se calcularon los caudales líquidos

Para la ejecución del aforo de caudal líquido, se dispuso una cuerda guía tensada transversalmente al cauce, sobre la cual se realizó un abscisado uniforme con marcas cada metro. Estas referencias definieron los puntos de medición de la velocidad del flujo mediante un molinete digital de velocidad integrado. Este instrumento permitió, además, la obtención de la profundidad de la lámina de agua en cada punto medido de la sección transversal (ver Foto 5-4).

Foto 5-4: Aforo de caudal líquido usando molinete digital de velocidad integrada



Figura 5-13: Localización de aforos y muestreo del lecho



5.8.2 Medición de Sedimentos de Fondo

En paralelo a las mediciones de caudal, se realizaron aforos de sedimentos en carga de fondo utilizando un muestreador Helley-Smith, estándar en estudios de transporte de sedimentos en ríos naturales. Este muestreador está diseñado para recolectar muestras representativas del material movilizado por rodadura o saltación en el lecho del río, y su uso está ampliamente documentado en la literatura técnica (Edwards & Glysson, 1999).

Foto 5-5: Instrumentos utilizados para la medición de caudales sólido y líquido



Foto 5-6: Aforo de caudal solido – Muestreo de sedimentos de fondo



5.8.3 Estimación de Sedimentos en Suspensión

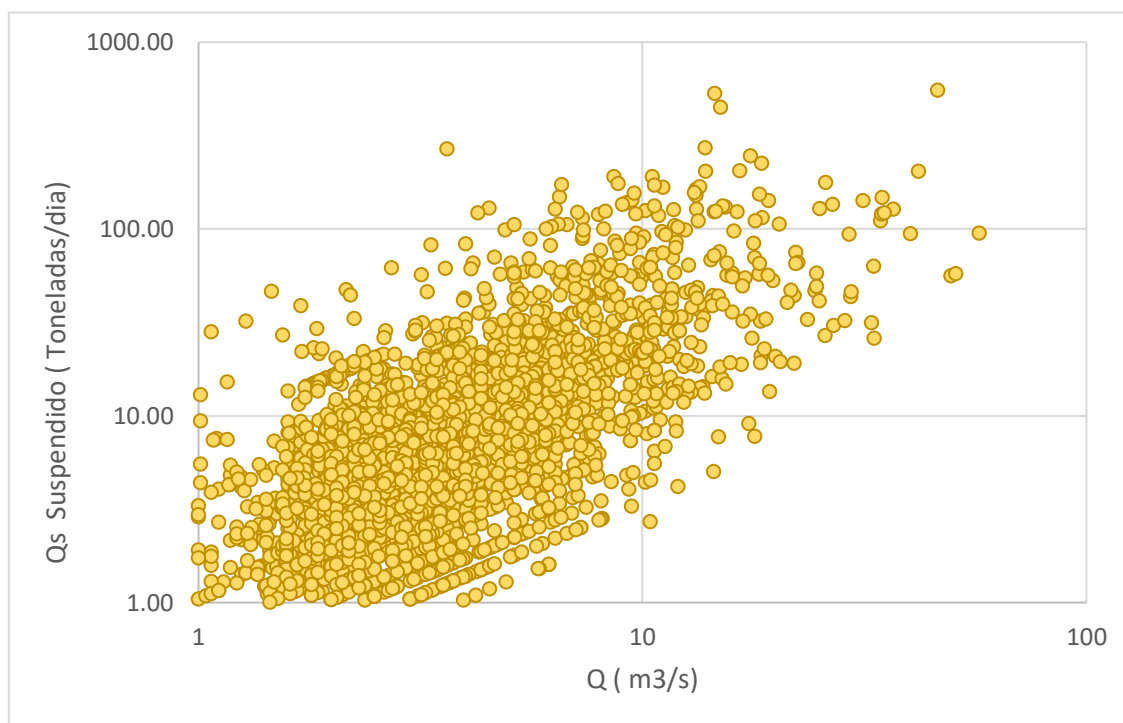
Los datos utilizados para la estimación del caudal sólido en suspensión fueron obtenidos de la estación limnimétrica PUENTE CANAL D [47017140], ubicada aproximadamente a 1800 metros aguas arriba del área de estudio. Esta estación proporciona registros de caudales medios diarios (en m^3/s) y concentraciones de sólidos en suspensión (en kg/m^3), correspondientes al periodo comprendido entre el 1 de enero de 1990 y el 19 de mayo del 2000.

Con esta información fue posible estimar la carga diaria de sedimentos en suspensión, mediante la aplicación de la expresión:

$$Q_{ss} = 0.0864Q_d C_t$$

Donde Q_{ss} representa la carga diaria de sedimentos en suspensión (ton/día), Q_d es el caudal medio diario (m^3/s) y C_t la concentración de sólidos en suspensión (mg/L). La ecuación permite calcular el transporte diario de sedimentos en suspensión a partir de los valores de caudal y concentración registrados para cada día del periodo analizado (ver Figura 5-14).

Figura 5-14: Carga de solidos en suspensión – Estación Puente Canal D



5.8.4 Carga Total

Los resultados de las campañas de aforo de sedimentos y caudal líquido se resumen en la **Tabla 5-4**. En cada fecha de aforo se midió el caudal líquido (en m^3/s) y se estimó la carga de fondo mediante muestreo directo con un equipo Helley-Smith, mientras que la carga en suspensión fue estimada utilizando datos históricos de concentración provenientes de la estación limnimétrica PUENTE CANAL D [47017140], operada por el IDEAM.

La carga total de sedimentos (ton/día) para cada campaña se calculó como la suma de la carga de fondo y la carga en suspensión (ver **Tabla 5-4**).

Tabla 5-4: Resultados de aforos de caudal líquido, sólido y en suspensión

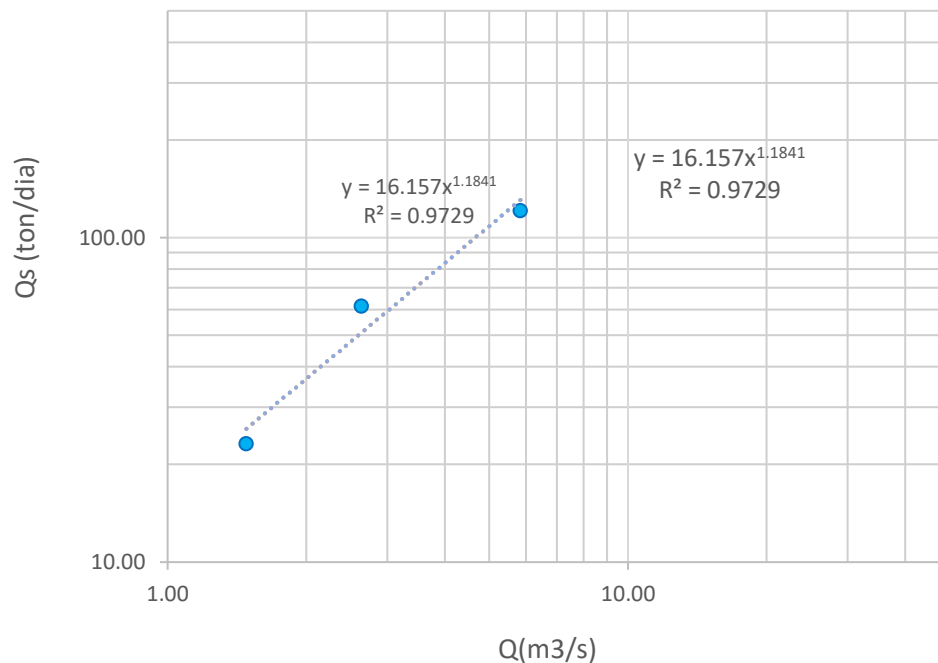
Fecha	Caudal liquido (m3/s)	Carga de fondo (ton/día)	Carga en suspensión (ton/día)	Carga total (ton/día)
08/03/2024	1.482	14.16	8.97	23.13
15/03/2024	2.638	42.05	19.24	61.29
22/03/2024	5.845	84.84	36.11	120.95

La Figura 5-15 presenta la relación entre el caudal sólido (Q_s) y el caudal líquido (Q), graficada en escala logarítmica en ambos ejes. Los datos se ajustan a una función de tipo potencial, expresada como:

$$Q_s = 16.157 * Q^{1.1841}$$

Este tipo de relaciones puede establecerse para distintas fracciones del transporte de sedimentos, como la carga en suspensión, la carga de fondo o la carga total. Sin embargo, las más habituales en la práctica corresponden a la carga en suspensión, debido a su mayor disponibilidad de datos (Bathurst, 2000).

Figura 5-15: Curva de caudal solido vs caudal líquido



5.9 Granulometría del lecho y carga de fondo

El modelo hidráulico-sedimentológico también requiere la caracterización del material del lecho y del material transportado. Para ello, se tomaron muestras en

distintas secciones del canal, tanto del lecho como del sedimento en transporte. Adicionalmente, se utilizó el material capturado mediante el muestreador Helley-Smith para su análisis en laboratorio, con el objetivo de determinar su distribución granulométrica.

Foto 5-7: Toma de muestras en el lecho del canal



Foto 5-8 : Material tomado en lecho del canal



En la Tabla 5-5 se presenta la distribución granulométrica de las muestras de sedimentos del lecho identificadas como M1, M2 y M3, las cuales fueron recolectadas en tres puntos representativos del canal: al inicio, en la parte media y al final del tramo de estudio. Adicionalmente, se incluye la granulometría del material obtenido con el aforo de transportado de fondo, obtenida mediante el uso del muestreador Helley-Smith.

Tabla 5-5: Distribución granulométrica del lecho y carga de fondo

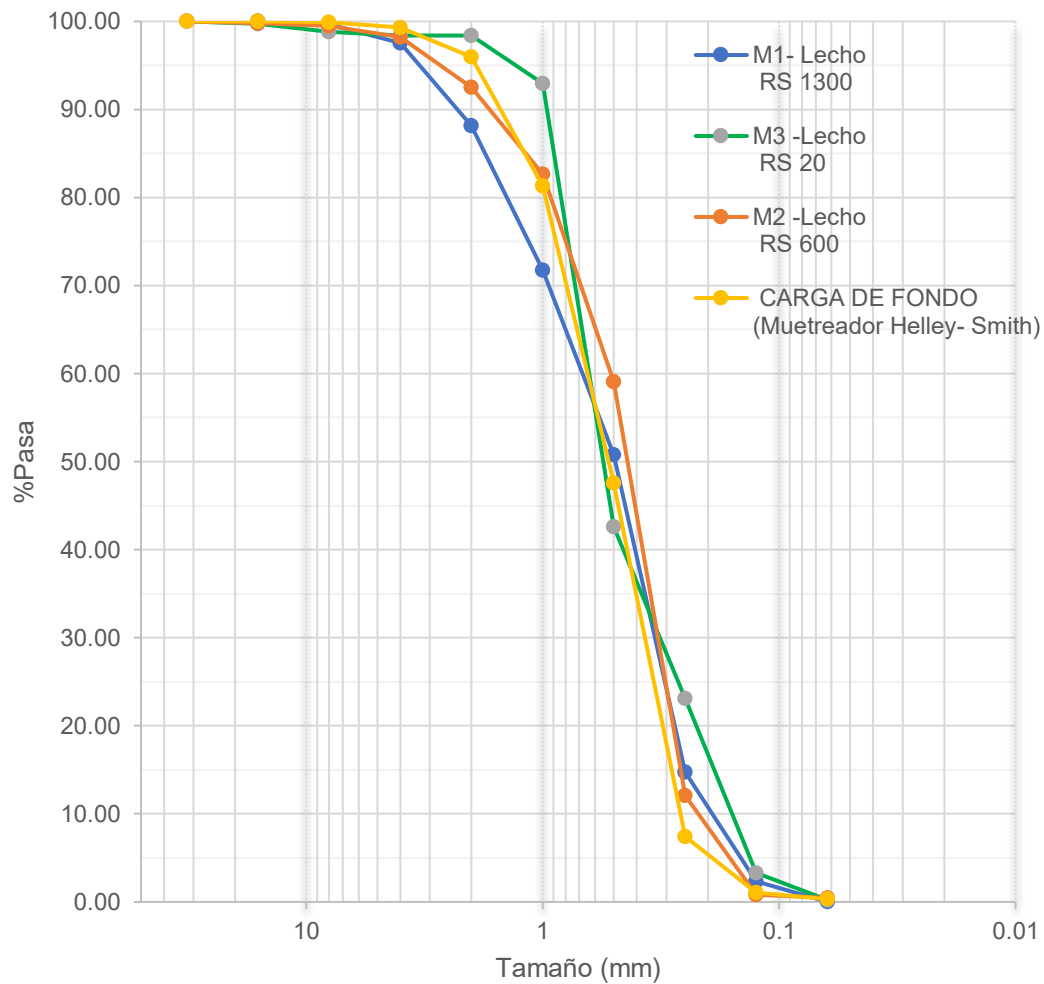
Class	Size (mm)	% Pasa			
		M1- Lecho RS 1300	M2 -Lecho RS 600	M3 -Lecho RS 20	Carga de fondo (Muestreador Helley- Smith)
Clay	0.004		0.12		
VFM	0.008		0.14		
FM	0.016		0.19		
MM	0.032		0.28		
CM	0.0625	0.02	0.46	0.23	0.31
VFS	0.125	2.30	0.84	3.28	1.06
FS	0.25	14.74	12.11	23.10	7.41
MS	0.5	50.77	59.10	42.59	47.60
CS	1	71.75	82.65	92.97	81.29
VCS	2	88.13	92.49	98.40	95.95
VFG	4	97.53	98.19	98.40	99.29
FG	8	99.69	99.46	98.81	99.90
MG	16	100.00	99.81	99.71	100.00
CG	32		100.00	100.00	100.00
VCG	64				

Tabla 5-6: Diámetros característicos

Percentil	M1- Lecho RS 1300	M2 -Lecho RS 600	M3 -Lecho RS 20	CARGA DE FONDO (Muestreador Helley- Smith)
D50	0.49 mm	0.45 mm	0.57 mm	0.54 mm
D65	0.84 mm	0.63 mm	0.72 mm	0.76 mm
D84	1.75 mm	1.14 mm	0.91 mm	1.18 mm
D90	2.40 mm	1.75 mm	0.97 mm	1.59 mm

La Figura 5-16 muestra las curvas granulométricas acumuladas para las muestras del lecho del canal en tres secciones representativas (RS 1300, RS 600 y RS 20), junto con la curva correspondiente a la carga de fondo obtenida mediante el muestreador Helley-Smith.

Figura 5-16: Curvas granulométricas



5.10 Modelo de Transporte de Sedimentos

Como vimos en el marco teórico de este documento, para ejecutar un modelo de transporte de sedimentos en HEC-RAS, se requieren tres archivos principales: el archivo de flujo, que define los caudales y las condiciones hidráulicas; el archivo de geometría, que describe la estructura física del canal, incluyendo secciones transversales, coeficientes de rugosidad y materiales del lecho; y el archivo de transporte de sedimentos, que especifica las propiedades de los sedimentos, las condiciones iniciales del lecho y los parámetros de transporte. Estos archivos, en conjunto, permiten simular la dinámica de sedimentos, incluyendo erosión, deposición y cambios en la geometría del canal.

5.10.1 Calibración del Modelo Hidráulico

Antes de desarrollar el modelo de transporte de sedimentos, fue necesario construir y calibrar un modelo hidráulico, el cual sirvió como base para el modelo sedimentológico. Este modelo se configuró utilizando la geometría de la canal obtenida a partir de la batimetría inicial. La calibración se realizó comparando los niveles de la lámina de agua simulados con los niveles observados en las secciones transversales donde se llevaron a cabo los aforos de caudal .

El modelo se ejecutó bajo condiciones de flujo permanente, utilizando los caudales medidos durante las campañas de aforo. Inicialmente, se asignaron valores base al coeficiente de Manning, tomados de la bibliografía. Posteriormente, estos valores se ajustaron iterativamente en distintos tramos del canal, con el objetivo de minimizar las diferencias entre los niveles de la lámina de agua resultados del modelo y los niveles medidos de campo.

Figura 5-17: Caudales en flujo permanente usados para la calibración

Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates		
River	Reach	RS	AF 1	AF 2	AF 3
1 CABAL_D	TERMALES	1300	1.48	2.64	5.83

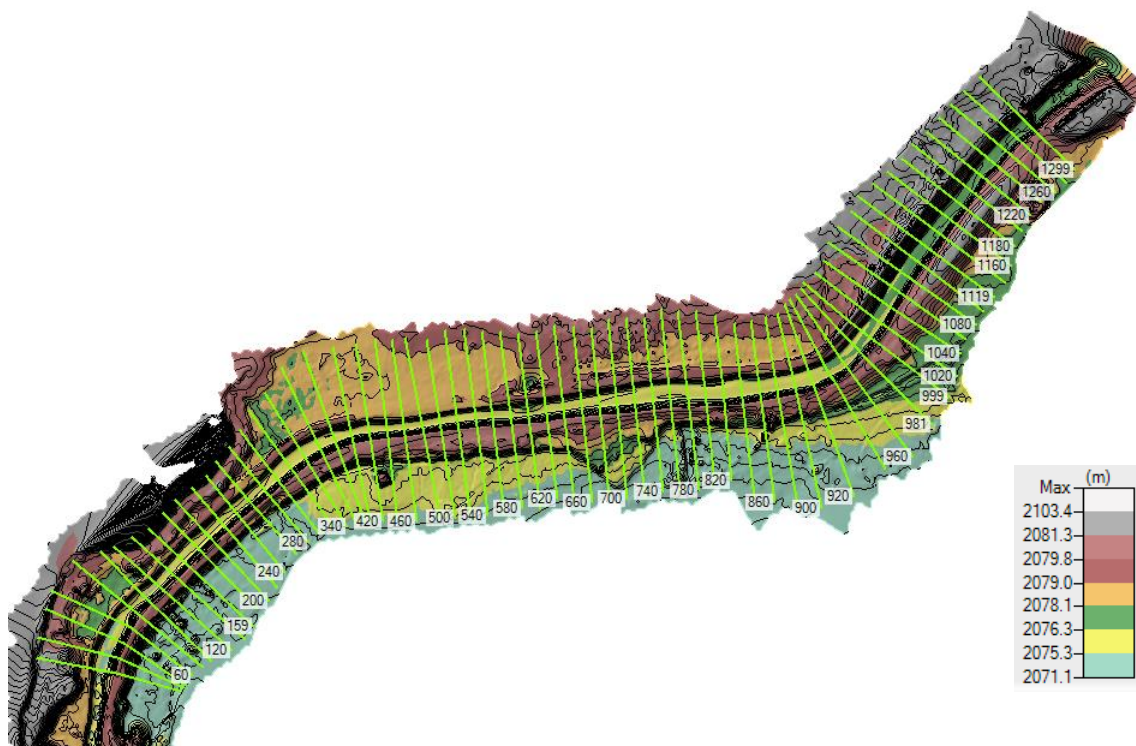
5.10.2 Archivo de Geometría

La construcción del archivo de geometría para el modelo hidráulico en HEC-RAS se llevó a cabo mediante un proceso que inició con el levantamiento batimétrico del tramo de estudio correspondiente al Canal D del distrito de drenajes del valle de Sibundoy, específicamente en el sector ubicado frente al municipio de Colón, cerca de la zona conocida como Los Termales. Este levantamiento incluyó la medición detallada de la topografía del lecho del canal, así como de las márgenes y áreas adyacentes.

Posteriormente, los datos batimétricos obtenidos se procesaron en el software Civil 3D, donde se generó un Modelo Digital de Elevación (DEM) que representó de

manera fiel la topografía del terreno y la geometría del canal. Este DEM se exportó luego en un formato compatible con HEC-RAS. Utilizando la herramienta RAS Mapper, se definió el eje principal del canal, que representa la línea central del flujo y sirve como referencia para la generación de las secciones transversales. Estas secciones, distribuidas a lo largo del eje principal, se construyeron automáticamente a partir del DEM y se ajustaron manualmente de acuerdo con las mediciones realizadas en campo.

Figura 5-18: Geometría del modelo hidráulico



5.10.3 Archivo de Caudales

El modelamiento del transporte de sedimentos puede realizarse con flujo no permanente o con flujo cuasi no permanente. Sin embargo, el flujo cuasi no permanente es la opción más recomendada para el modelamiento en HEC-RAS, debido a su estabilidad numérica. Además, su eficiencia computacional simplifica los cálculos al evitar la resolución de las ecuaciones de Saint-Venant en cada paso de tiempo. Esta metodología resulta más adecuada para estudios a largo plazo, donde los cambios en el flujo son graduales, proporcionando resultados robustos en la mayoría de los estudios de transporte de sedimento (U.S. Army Corps of Engineers, 2023b).

Considerando estos aspectos, se construyó un archivo de caudales para el modelo sedimentológico bajo un régimen de flujo cuasi no permanente (ver Figura 5-20). Para ello, se definieron las siguientes condiciones de frontera:

- **Estación RS 1300:** Se ha establecido una condición de frontera de tipo *Flow Series*, lo que indica que en esta ubicación se ha ingresado una serie temporal de caudales como condición de entrada del sistema.
- **Estación RS 0:** En la sección final aguas abajo del canal, se ha definido la condición de frontera como *Profundidad Normal*, lo que significa que la profundidad del flujo en esta ubicación se calcula en función de la pendiente del canal y el tirante normal.
- **Estación RS 580:** Se ha incorporado una serie de caudales laterales (*Lateral Flow Series*), que representa el aporte de la quebrada Marpujay al sistema, en coherencia con la descripción presentada en el documento.

Figura 5-19: Condiciones de frontera para flujo cuasi no permanente

Quasi-Unsteady Data - HIDROGRAMA_CANAL_D

File Help

Boundary Condition Types

Flow Series Lateral Flow Series Uniform Lateral Flow

Normal Depth Stage Series Rating Curve

T.S. Gate Openings Internal Stage BC

Select Location for Boundary Condition

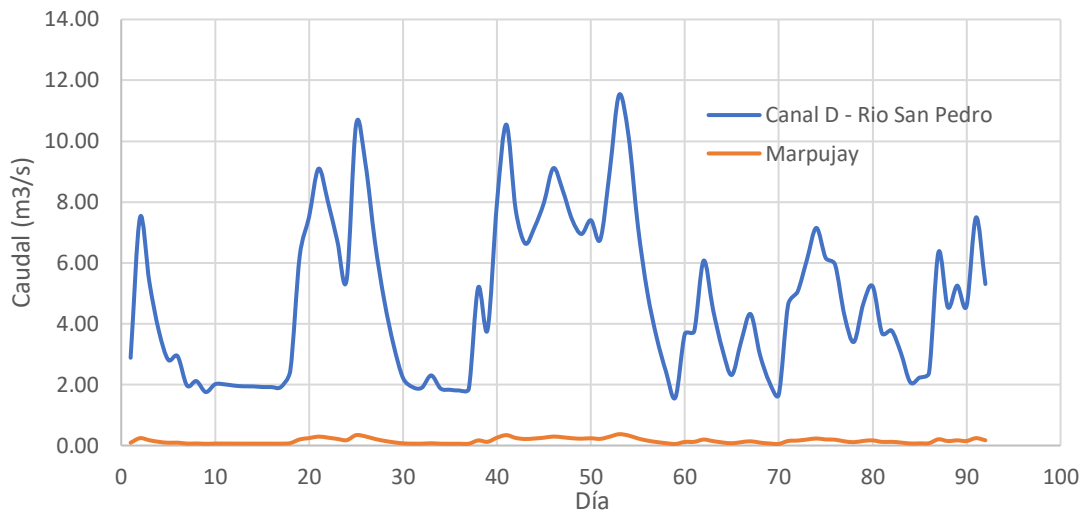
Add BC Location(s) Delete Current Row

	River	Reach	RS	Boundary Condition Type
1	CABAL_D	TERMALES	1300	Flow Series
2	CABAL_D	TERMALES	0	Normal Depth
3	CABAL_D	TERMALES	580	Lateral Flow Series

Set Temperature (Required).. Histogram Generator...

La Figura 5-20 muestra las series de caudal para el Canal D obtenido por modelamiento hidrológico como se describe en el apartado 2.3.4 y el caudal lateral proveniente de la quebrada Marpujay obtenido mediante transposición de caudales.

Figura 5-20: Series de caudales diarios para el modelamiento

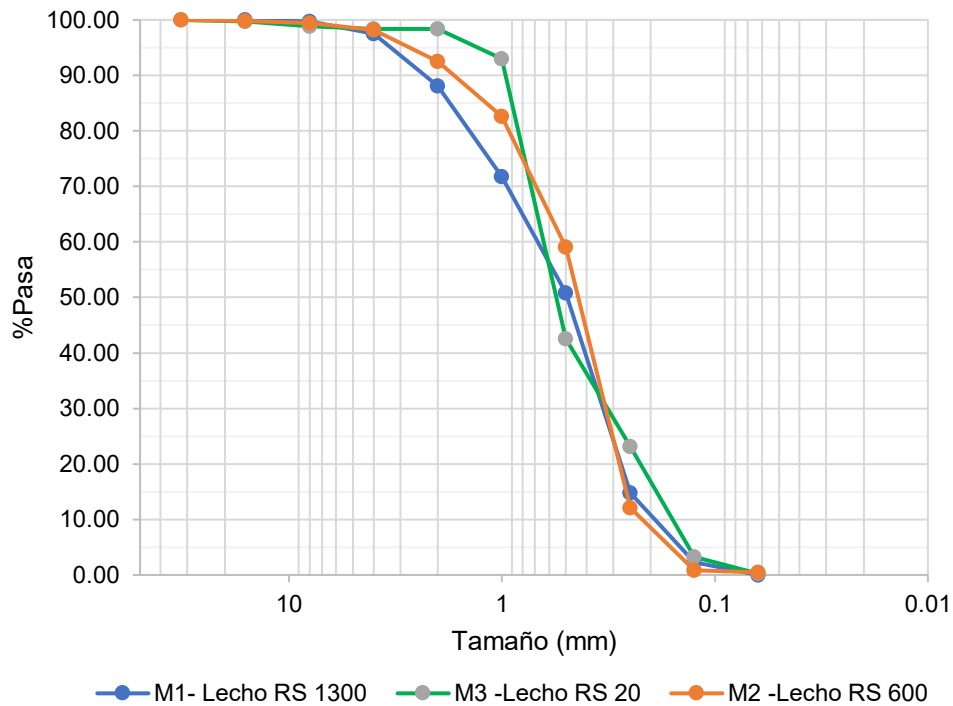


5.10.4 Archivo de Sedimentos

Un modelo de transporte de sedimentos en HEC-RAS 1D requiere dos tipos de datos fundamentales: datos del lecho y datos de las condiciones de frontera. Los datos del lecho representan las características de los sedimentos en el cauce del canal, incluyendo la composición y distribución granulométrica del material, así como el volumen de control que define la cantidad de sedimento disponible para ser transportado. En este caso el volumen de control sería la capa de arena en el lecho que puede ser movilizada por el flujo del agua.

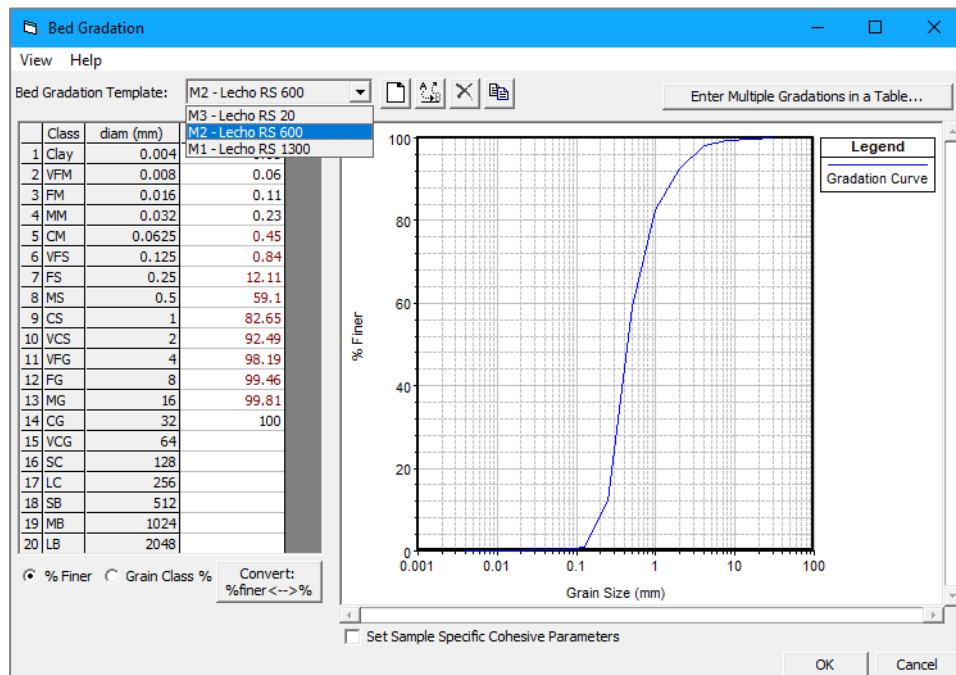
En la Figura 5-21 se muestran las curvas granulométricas de tres muestras tomadas en el lecho del río, estas muestras se tomaron en tres puntos diferentes del canal, en la primera sección transversal aguas arriba del canal, en la zona media y en la parte final del tramo de estudio.

Figura 5-21: Granulometría del lecho del canal



El modelo permite incorporar las distribuciones granulométricas de las muestras del lecho tomadas en diferentes puntos del canal, así como interpolar estas muestras para generar una representación continua de la gradación a lo largo de todo el tramo en estudio.

Figura 5-22: Gradación del lecho en el módulo de sedimentos de HEC-RAS 1.



Por otro lado, se define un volumen de control que abarca la capa activa del lecho, es decir, la zona donde ocurren los procesos de transporte y deposición de sedimentos. Este volumen se extiende desde la capa superior del lecho, correspondiente al fondo del canal registrado en la primera batimetría, hasta una profundidad de erosión inicialmente asumida, la cual puede ajustarse en función de los resultados obtenidos durante el modelamiento.

La Figura 5-23 La figura muestra la configuración de una de las secciones transversales del canal, incluyendo el área potencialmente erosionable, a partir de la cual se define el volumen de control de sedimentos del lecho (ver Figura 5-24). La línea superior representa el fondo del canal al inicio del período de análisis, y la línea inferior indica la profundidad máxima de erosión alcanzable durante el modelamiento. Esta profundidad de socavación es definida inicialmente por el usuario y se ajusta según los resultados del modelado y el comportamiento del lecho observado en campo.

Figura 5-23: Definición de profundidad máxima erosionable - HEC-RAS 1D

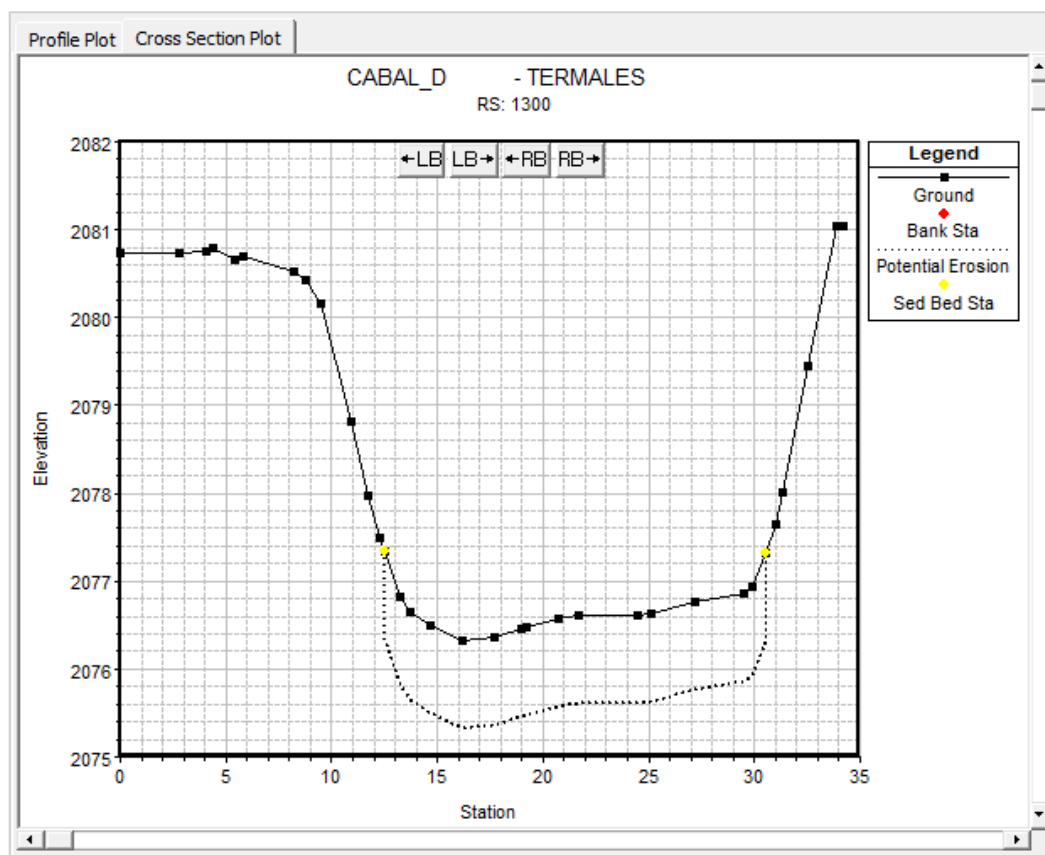
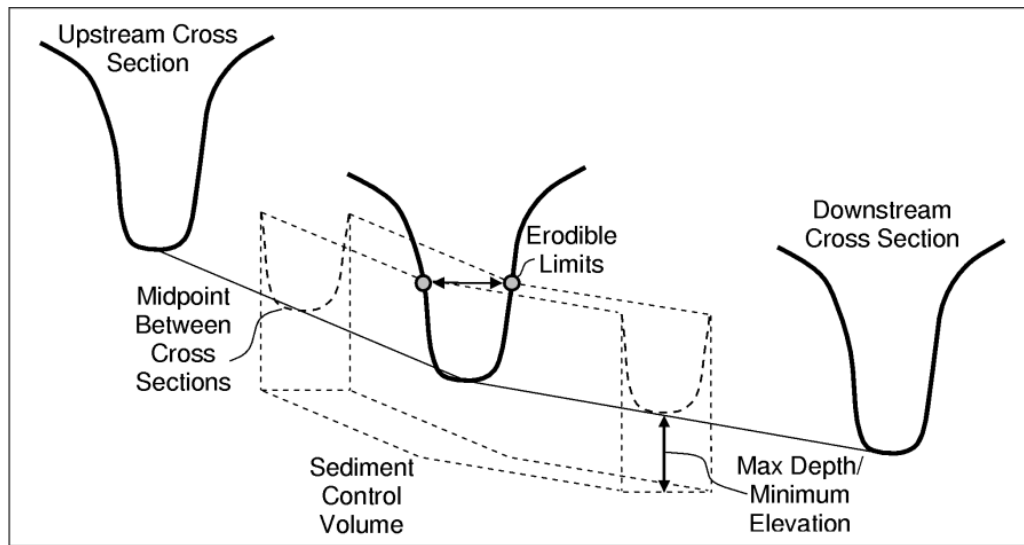


Figura 5-24: Definición de volumen de control de sedimentos en HEC-RAS 1D

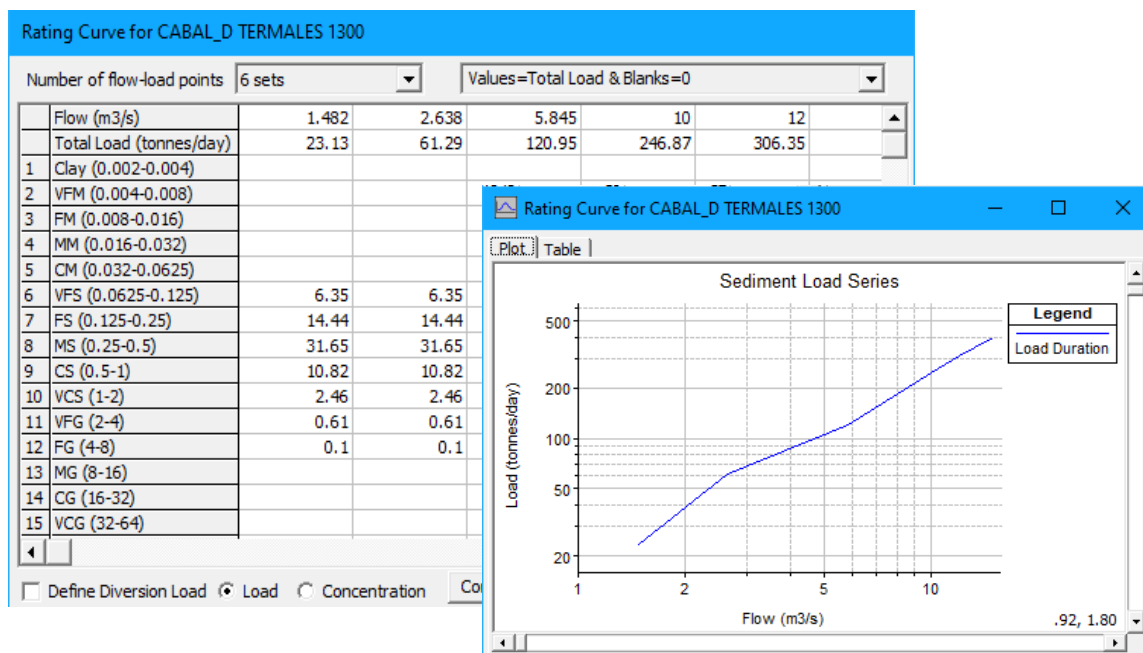


Fuente: (U.S. Army Corps of Engineers, 2023b)

5.10.5 Condiciones de frontera de sedimentos

Al igual que las condiciones de frontera para flujos no permanentes y cuasi-no permanentes, en HEC-RAS se requieren datos de sedimentos en la primera sección aguas arriba del canal como condición de frontera (U.S. Army Corps of Engineers, 2023b). En nuestro modelo, esta condición de frontera está definida por una curva de calibración de caudal vs carga de sedimentos, obtenida a partir de aforos líquidos y sólidos realizados en campo.

Figura 5-25: Curva de calibración de Q_s vs. Q en HEC-RAS 1D.



En el modelo de transporte de sedimentos, además de ingresar los caudales líquidos y las cargas total asociada a cada caudal, es necesario introducir la granulometría del material transportado. Es importante que en el modelo entre la granulometría de la carga total por que el tamaño de las partículas de sedimento determina su modo de transporte. Las partículas finas, como la arcilla y el limo, son transportadas en suspensión, mientras que las partículas más gruesas, como la arena y la grava, son transportadas como carga de fondo (Guyer, 2020)

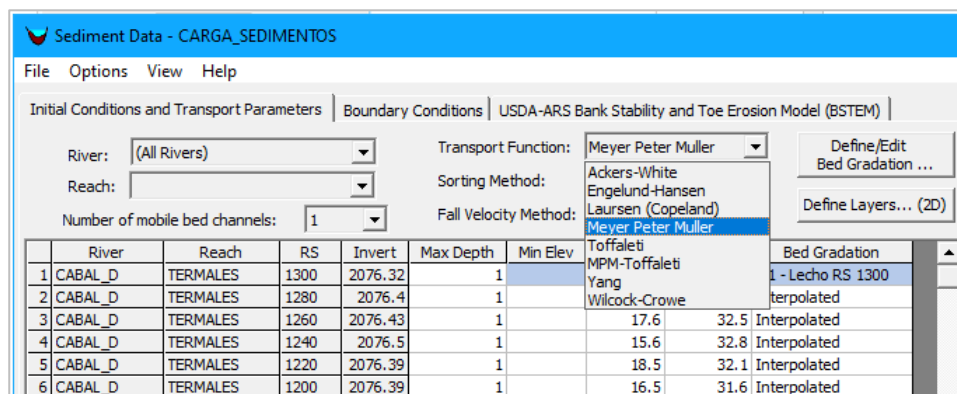
5.10.6 Calibración del Modelo Sedimentológico

La calibración del modelo sedimentológico se realizó tomando como referencia una batimetría histórica levantada el 28 de diciembre de 2023, la cual fue utilizada para definir la geometría inicial del lecho del canal. Con esta condición de partida, se ejecutó una simulación de flujo cuasi no permanente acoplada al transporte de sedimentos sobre un periodo continuo de tres meses. Al finalizar el periodo simulado, se dispuso de una segunda batimetría, levantada en campo el 28 de diciembre de 2024, la cual sirvió como batimetría de control para evaluar el desempeño del modelo.

Durante el proceso de calibración, el primer paso consistió en identificar la ecuación de transporte que mejor reproducía el perfil del lecho observado al final del periodo de simulación. Para ello, se ejecutaron múltiples simulaciones variando las formulaciones de transporte de sedimentos disponibles en el modelo, en combinación con diferentes métodos de clasificación del material y ecuaciones de velocidad de caída de partículas.

La evaluación del desempeño de cada simulación se realizó mediante la comparación entre los perfiles de lecho simulados y la batimetría levantada en campo al cierre del periodo analizado. Esta comparación incluyó tanto la distribución longitudinal del lecho como las variaciones morfológicas en secciones transversales representativas del canal. A partir de este análisis, se seleccionó la formulación que ofreció una mayor coherencia con los procesos de sedimentación y erosión observados

Figura 5-26: Ecuaciones de transporte de sedimentos en HEC-RAS 1D



The screenshot shows the 'Sediment Data - CARGA_SEDIMENTOS' window in HEC-RAS. The 'Initial Conditions and Transport Parameters' tab is active. The 'Transport Function' is set to 'Meyer Peter Muller'. The 'Sorting Method' is set to 'Ackers-White'. The 'Fall Velocity Method' is set to 'Meyer Peter Muller'. The 'Number of mobile bed channels' is set to 1. The 'Bed Gradation' table is visible on the right.

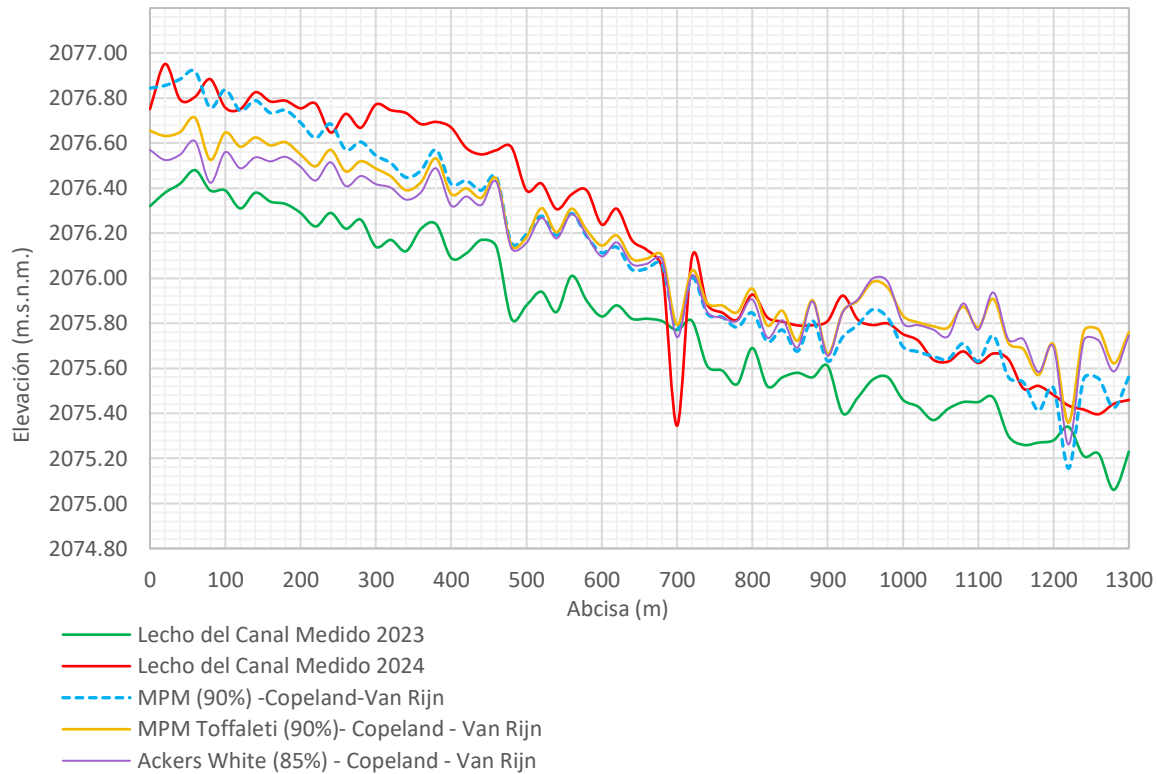
River	Reach	RS	Invert	Max Depth	Min Elev	Bed Gradation
1 CABAL_D	TERMALES	1300	2076.32	1		1 - Lecho RS 1300
2 CABAL_D	TERMALES	1280	2076.4	1		Interpolated
3 CABAL_D	TERMALES	1260	2076.43	1	17.6	32.5 Interpolated
4 CABAL_D	TERMALES	1240	2076.5	1	15.6	32.8 Interpolated
5 CABAL_D	TERMALES	1220	2076.39	1	18.5	32.1 Interpolated
6 CABAL_D	TERMALES	1200	2076.39	1	16.5	31.6 Interpolated

Una vez identificada una configuración base con las ecuaciones que mejor representan el lecho del canal después del periodo de análisis, se procedió al ajuste del factor de escala de transporte con el objetivo de afinar la representación del volumen sedimentario transportado. Este parámetro actúa como un coeficiente de corrección aplicado sobre la tasa de transporte calculada por la ecuación seleccionada, y su calibración permite mejorar la concordancia entre el modelo y las condiciones observadas, considerando que muchas de estas ecuaciones se derivan de ensayos en laboratorio o cauces con características distintas a las del tramo en estudio (USACE, 2016)

Este proceso se llevó a cabo de forma iterativa, afinando progresivamente los parámetros del modelo hasta lograr una correspondencia aceptable entre el perfil simulado del lecho y la batimetría observada al cierre del periodo de análisis. El ajuste final no se asumió como definitivo, sino como una aproximación válida dentro del marco temporal considerado, entendiendo que, ante escenarios de mayor duración o diferentes condiciones hidrosedimentológicas, será necesario reevaluar y posiblemente ajustar la calibración realizada.

La Figura 5-27 se presenta el perfil longitudinal del lecho del canal, obtenido mediante batimetrías en los años 2023 y 2024, y se contrasta con los resultados de simulaciones numéricas realizadas en HEC-RAS utilizando tres ecuaciones de transporte de sedimentos que más se ajustan a al perfil longitudinal del cauce medido en 2024 : Meyer-Peter & Müller (MPM), MPP-Tofraleti y Ackers White cada una ajustada con un factor de escala del 90% y 85%. Este factor empírico multiplica el transporte calculado por las ecuaciones para reducir su magnitud buscando minimizar las diferencias con los datos medidos y los resultados de la modelación. La calibración es necesaria dado que las ecuaciones teóricas suelen sobrestimar o subestimar el transporte real debido a simplificaciones en sus formulaciones o a condiciones locales no consideradas, como la heterogeneidad del sedimento o la turbulencia (García, 2008).

Figura 5-27: Mediciones del fondo del cauce vs. Modelamiento HEC-RAS 1D



Con el propósito de evaluar el desempeño de cada ecuación utilizada en el modelo de transporte de sedimentos, se compararon los resultados simulados con los datos observados en campo durante los años 2023 y 2024. Para ello, se empleó la Raíz del Error Cuadrático Medio (RMSE, por sus siglas en inglés), un estadístico que cuantifica la magnitud del error entre valores modelados y observados, expresándola en las mismas unidades de las variables analizadas (m) (Moriasi et al., 2007).

El RMSE se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_1 - \hat{y}_i)^2}$$

Donde:

y_1 = Valor observado

$\hat{y}_i$ = Valor predicho para el modelo

N= Número de puntos observados

Cuanto menor es el valor del RMSE, más cercanos son los resultados simulados a los datos reales, lo que indica una mayor precisión del modelo.

El estudio evaluó la precisión de distintas ecuaciones de transporte de sedimentos mediante el cálculo del RMSE (Error Cuadrático Medio), comparando las

profundidades modeladas con las mediciones reales del canal obtenidas en 2024. Para ello, se dividió el tramo analizado en cuatro intervalos, cuyos resultados se presentan en la **Tabla 5-7**.

Tabla 5-7: Resumen de RMSE para secciones del canal

Secciones	Longitud (m)	RMSE		
		Ackers White	MPM Toffaleti	Meyer-Peter & Müller
000 - 300	300 m	0.288	0.211	0.105
300 - 600	300 m	0.258	0.227	0.206
600 - 900	300 m	0.126	0.135	0.145
900 -1300	400 m	0.188	0.191	0.101
Todo el canal	1300 m	0.223	0.194	0.142

Los resultados de la modelación hidrosedimentológico indican que la ecuación de Meyer-Peter y Müller (1948) presenta el mejor ajuste al perfil batimétrico medido en 2024, con un error cuadrático medio (RMSE) de 0.142 m. Esta ecuación, desarrollada específicamente para estimar la carga de fondo, fue calibrada experimentalmente en canales con lecho plano compuesto por arena y grava (Meyer-Peter & Müller, 1948). Sin embargo, como señala el U.S. Army Corps of Engineers (2023b), tiende a sobrestimar el transporte de sedimentos cuando se aplica a materiales más finos que los utilizados en su formulación original.

En nuestro caso de estudio, el lecho del canal presenta características morfológicas relativamente planas y está compuesto predominantemente por material arenoso. Sin embargo, el material del lecho tiene un diámetro medio ($D_{50} = 0,50$ mm), que lo clasifica como arena media, con un buen porcentaje de material fino. Esta particularidad sedimentológica difiere de las condiciones experimentales originales de MPM que está diseñada para trabajar con diámetros de partícula de entre 0.4 y 29 mm (sedimentos relativamente gruesos), por lo que surge la necesidad de aplicar un factor de corrección a la relación de transporte, de modo que los cálculos traten de coincidir con los datos originales (Wong & Parker, 2006).

Los resultados del modelamiento que se muestran en la Figura 5-27, ratifican que hay una alteración progresiva del lecho del canal, que al final del periodo de análisis presenta un perfil sedimentado. No obstante, durante este intervalo se registran eventos de mayor caudal que generan tramos puntuales con erosión local. Aun así, el balance promedio a lo largo del canal indica que este se sedimenta.

6. Resultados y Análisis

Los resultados obtenidos mediante la simulación del transporte de sedimentos permiten evaluar la evolución morfológica del canal durante el período analizado. El estudio incluye el análisis de la variación del perfil longitudinal del fondo, los cambios en las secciones transversales y la estimación del volumen de sedimentos acumulados a lo largo del cauce, entre otros aspectos.

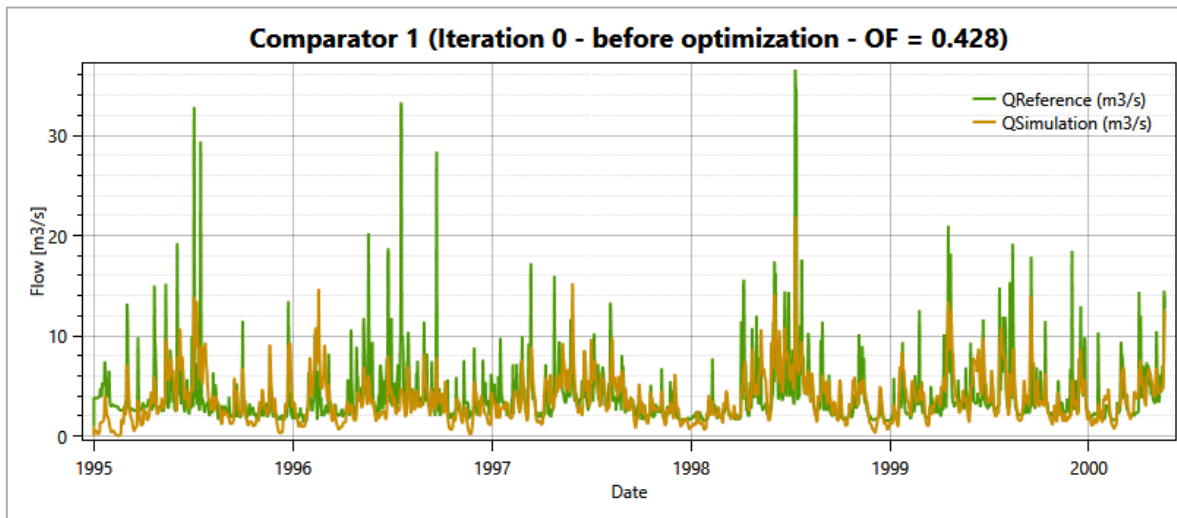
Con estos datos, se busca determinar cómo el proceso de sedimentación influye en la capacidad hidráulica del canal. A partir de este análisis, se propone extender la simulación a un período más prolongado con el fin de identificar el momento en que la acumulación de sedimentos comienza a afectar significativamente la capacidad del canal, incrementando el riesgo de desbordamientos. El objetivo es anticiparse a este punto crítico y establecer un plazo adecuado para el mantenimiento del canal.

6.2 Modelamiento hidrológico con Socont

El modelo SOCONT en RS Minerve requiere como datos de entrada series de precipitación y temperatura, a partir de los cuales calcula la generación de escorrentía mediante once parámetros ajustables. El proceso de calibración consiste en modificar sistemáticamente estos once parámetros hasta que los caudales simulados coincidan con los datos observados en la estación limnimétrica PUENTE CANAL D [47017140].

Para cuantificar el ajuste del modelo, se seleccionó como función objetivo el índice de Nash-Sutcliffe (NASH), que evalúa la similitud entre la serie observada y la simulada (Moriassi et al., 2007). La Figura 6-1 muestra tanto el valor obtenido de este indicador como la comparación gráfica entre los caudales de referencia y los modelados.

Figura 6-1: Caudal observado Vs caudal simulado - Socont en RS Minerve

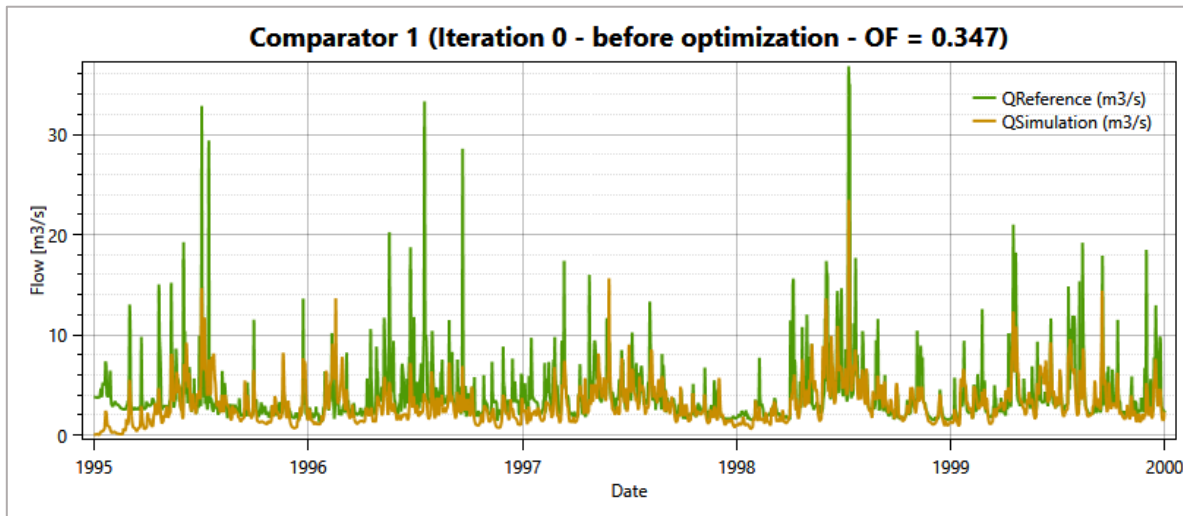


6.3 Modelamiento hidrológico con HBV

El modelo HBV Fue desarrollado por el Servicio Hidrológico Sueco (SMHI). Este modelo divide la precipitación en líquida y sólida en función de la temperatura, el modelo se compone de una función que simula el derretimiento de la nieve, un depósito de humedad y dos depósitos de almacenamiento del suelo (superior e inferior).

El modelo HBV en software RS Minerve al igual que el modelo Socon solicita los datos de precipitación y temperatura para la generación de escorrentía en base a catorce parámetros los cuales se modifican para calibrar el modelo hidrológico, el proceso de calibración consiste en mover los once parámetros del modelo hasta que la escorrentía calculada sea lo más similar a los datos de caudal obtenidos de la estación limnimétrica PUENTE CANAL D [47017140], en ese sentido se escogió como función objetivo el número de NASH que permite comparar la similitud o ajuste entre una serie observada y una simulada, en la siguiente figura se puede apreciar el valor del indicador y la comparación de los datos de referencia con los datos simulados.

Figura 6-2: Resultado de la calibración del modelo HBV en RS Minerve



6.4 Modelo hidrológico GR4J

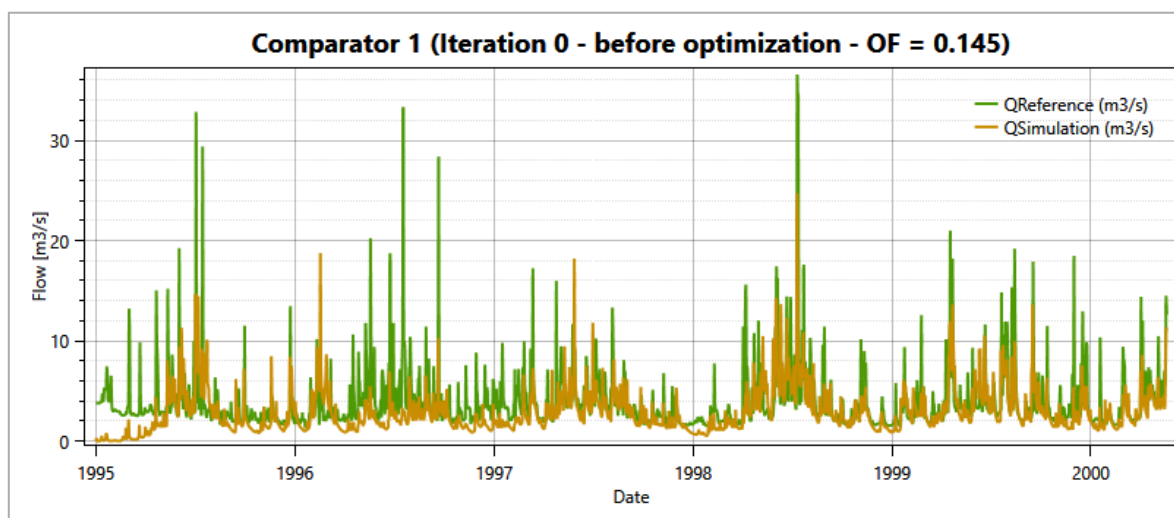
El modelo hidrológico conceptual GR4J, propuesto por Perrin et al. (2003), simula el escurrimiento superficial en cuencas hidrográficas a partir de datos meteorológicos básicos. Representa de manera simplificada pero eficaz los procesos de precipitación, evapotranspiración, retención en el suelo, percolación y generación de esorrentía.

Su estructura se compone de dos depósitos: uno de producción, que modela la humedad edáfica y controla la infiltración y evapotranspiración, y otro de enrutamiento, que regula el flujo hacia la salida de la cuenca. La dinámica del escurrimiento se representa mediante hidrogramas unitarios, definidos por un parámetro de tiempo base.

El modelo requiere la calibración de cuatro parámetros (X1 a X4), que gobiernan las capacidades de almacenamiento, los intercambios internos y los tiempos de respuesta del sistema. Adicionalmente, considera un flujo de intercambio subterráneo, útil para ajustar pérdidas o aportes no atmosféricos.

Con entradas de precipitación equivalente y evapotranspiración potencial, GR4J entrega como salida el caudal total. Su eficiencia y simplicidad lo han consolidado como una herramienta robusta para la gestión del recurso hídrico y la simulación de caudales en una amplia variedad de condiciones hidrológicas.

Figura 6-3: Resultado de la calibración del modelo GR4J en RS Minerve



Los resultados demuestran que el modelo SOCONT presentó el mejor ajuste a los caudales observados en la estación PUENTE CANAL D [47017140], como se evidencia en las gráficas de comparación. Para cuantificar su desempeño, se empleó el coeficiente de eficiencia de Nash-Sutcliffe (NASH), obteniendo un valor de 0.428.

Según la clasificación de Molnar (2011) presentada en la **Tabla 6-1** corresponde a una categoría de "Bueno".

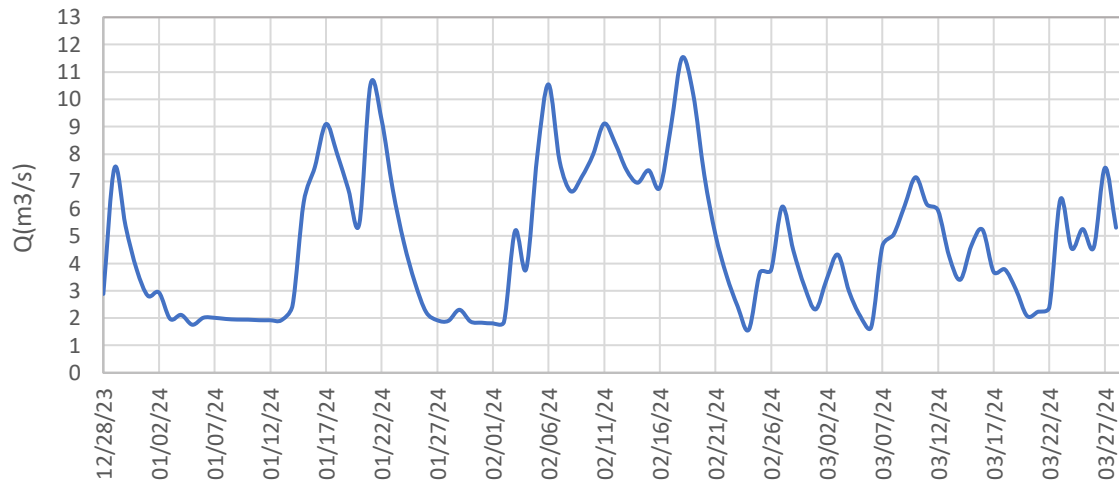
Tabla 6-1: Comparativa de coeficiente Nash para los modelos trabajados

Eficiencia Nash Sutcliffe	Ajuste
<0.2	Insuficiente
0.2 – 0.4	Satisfactorio
0.4 – 0.6	Bueno
0.6 – 0.8	Muy bueno
>0.8	Excelente

Fuente: (Molnar, 2011)

Una vez seleccionado el modelo hidrológico con mejor ajuste a los datos observados, se procedió a realizar la simulación para el periodo de análisis considerado. Como resultado, se obtuvo el hidrograma de caudales mostrado en la Figura 6-4, el cual representa la variación temporal del caudal simulado.

Figura 6-4: Hidrograma de caudales para el periodo de análisis



El hidrograma presenta una alta variabilidad temporal del caudal durante el periodo analizado, mostrando tres eventos de crecida con picos pronunciados que superan los 10 m³/s, particularmente a finales de enero y mediados de febrero. Adicionalmente, entre estos eventos, se observan periodos de caudales bajos y relativamente constantes, cercanos a 2 m³/s.

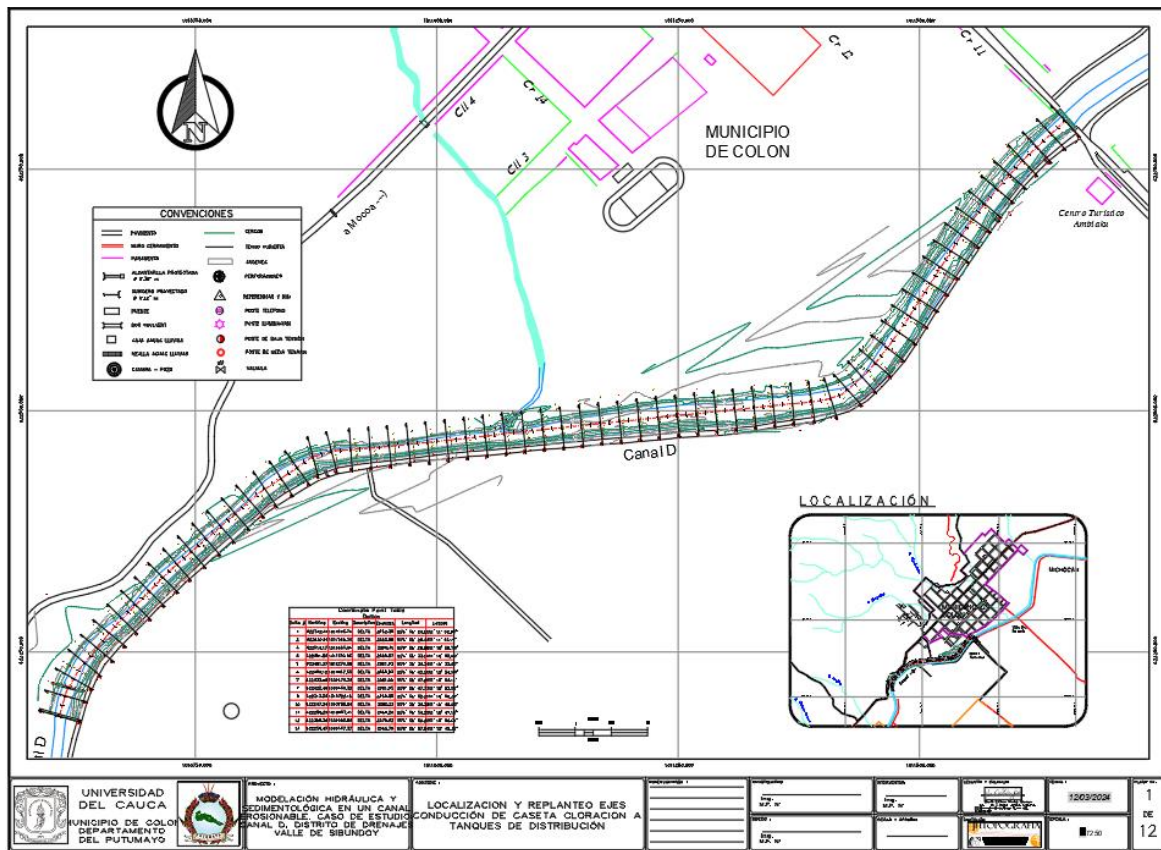
6.5 Batimetría

Para este estudio, se realizaron dos campañas de medición: una al inicio del período de análisis (28/12/2023) y otra al final (28/03/2024). Estas mediciones se complementaron con un levantamiento mediante fotogrametría con dron, lo que permitió ampliar la cobertura a las áreas de contorno del canal.

Foto 6-1: Batimetría del canal



Figura 6-5: Plano Batimétrico – Canal D



La Figura 6-6 presenta un Modelo Digital de Elevación (DEM) generado a partir de la combinación de dos capas. La primera corresponde a un DEM obtenido mediante registro fotográfico con dron, con una resolución de 7,38 cm/píxel. La segunda proviene de la cartera topográfica del levantamiento del cauce del canal, con una resolución de 1 m/píxel. Como resultado, se obtuvo un DEM combinado con una resolución de 1 m/píxel en el cauce del canal y 7,38 cm/píxel en las áreas de contorno.

Figura 6-6: Modelo Digital de Elevación



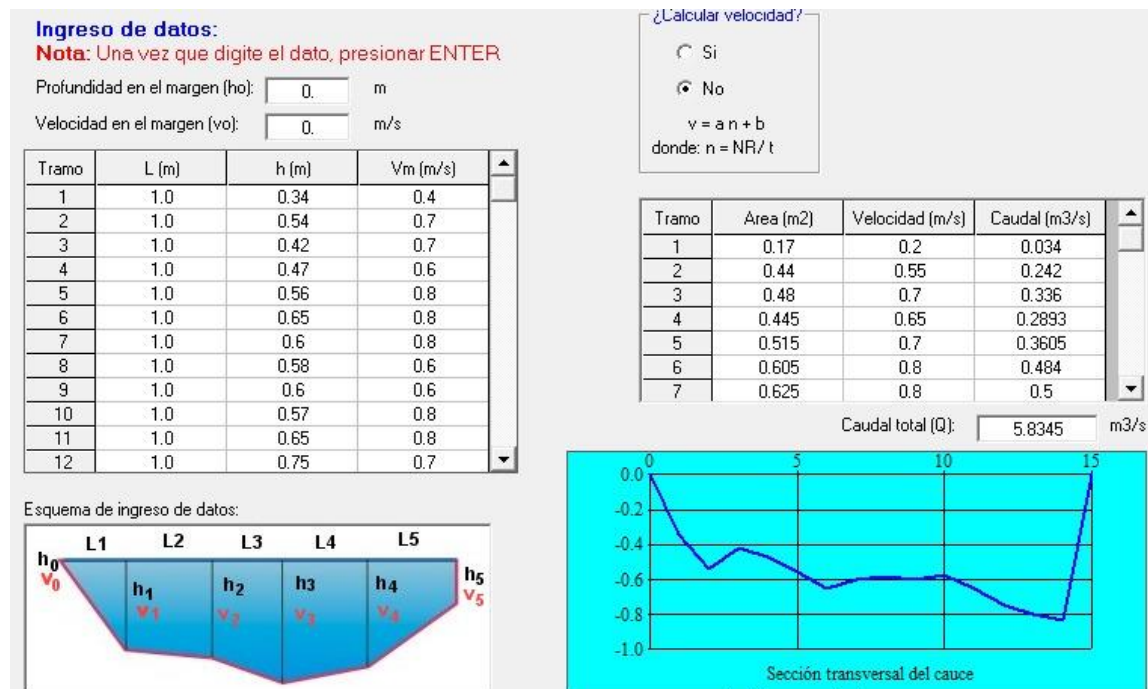
6.6 Medición del caudal liquido

A partir de los datos registrados, se calcularon las áreas parciales correspondientes a cada segmento de la sección de aforo. Posteriormente, se determinaron los caudales parciales mediante el producto del área y la velocidad media en cada segmento. La sumatoria de estos caudales parciales permitió obtener el caudal total que circulaba por el tramo analizado (ver Figura 6-7).

Tabla 6-2: Resultados de aforo liquido

Aforo No.	Caudal (m ³ /s)
1	1.48
2	2.64
3	5.83

Figura 6-7: Resultados de aforo No. 3 calculados con el software Hidroesta v2.0



La Figura 5-13 muestra la localización espacial de los puntos de aforo y muestreo dentro del tramo de estudio. En el punto identificado como Muestra 1, ubicado al inicio del tramo, se realizaron los aforos de caudal líquido y caudal sólido. Asimismo, se definieron tres puntos estratégicos (Muestras 1, 2 y 3) a lo largo del cauce para la toma de muestras del material del lecho, representados con símbolos en forma de rombo rojo.

6.7 Sedimentación del lecho

Es importante tener en cuenta que el Canal D, con una pendiente inicial de 0,036%, intercepta el río San Pedro, el cual desciende desde una zona montañosa hacia el valle de Sibundoy con una pendiente natural de 4,89%. Este río transporta una amplia gama de materiales, desde cantos rodados hasta arenas finas. Al ingresar al valle, el abrupto cambio de pendiente provoca una significativa pérdida de energía, lo que favorece la sedimentación. A partir de ese punto, el canal guía las aguas sobre una pendiente suave, reduciendo su capacidad de arrastre y promoviendo la deposición de partículas finas, principalmente arenas, que son predominantes en el tramo analizado en este estudio (ver Foto 6-2).

En este contexto, los resultados obtenidos revelan que la sedimentación no se distribuye de manera uniforme a lo largo del canal, sino que es más intensa en los tramos iniciales, particularmente en las secciones 800 a 1300 (ver Figura 6-9), donde se observa una acumulación significativamente mayor de material en comparación con las secciones al final del canal. Este comportamiento sugiere que

el canal actúa como un sedimentador natural: las partículas más gruesas tienden a depositarse rápidamente cerca del punto de entrada, mientras que los sedimentos más finos son transportados aguas abajo como carga de fondo y en suspensión, depositándose posteriormente aguas abajo (Van Rijn, 1984).

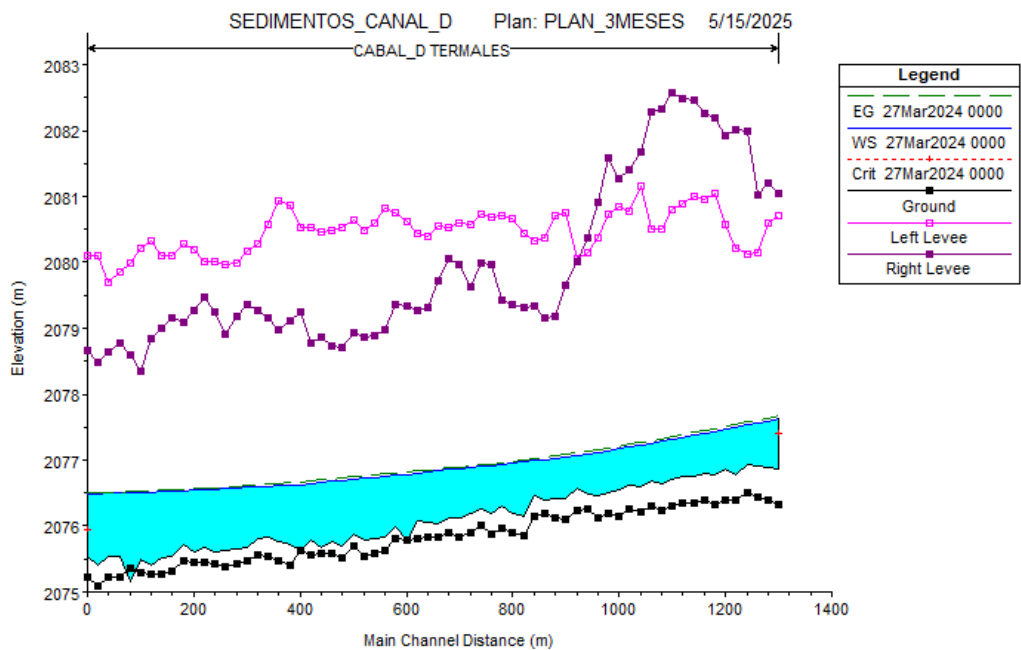
Foto 6-2: Transición del cauce natural del río San Pedro al Canal D



Fuente: Tomado de Google Earth

Este patrón de sedimentación diferencial en el canal permite identificar las zonas de mayor acumulación de sedimentos, localizadas principalmente en los tramos iniciales aguas arriba. El reconocimiento de esta dinámica facilita la detección de los sectores críticos de deposición y puede orientar de manera más eficiente las acciones de mantenimiento.

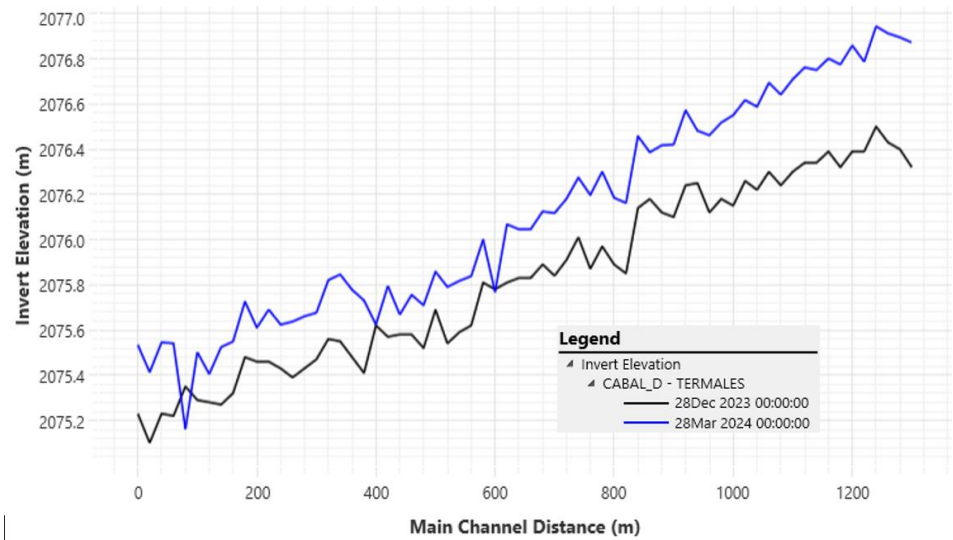
Figura 6-8: Perfil hidráulico y sedimentación en el canal HEC-RAS 1D



En la Figura 6-9 se muestra el perfil longitudinal comparativo que evidencia la elevación inicial (línea negra) y la elevación posterior (línea azul) del lecho, indicando la acumulación de sedimentos.

La entrada lateral de la quebrada Marpujay, a la altura de la sección 600, genera una socavación puntual en el lecho. No obstante, aguas abajo de esta sección, el proceso de sedimentación se reanuda, aunque con menor intensidad en comparación con los tramos ubicados aguas arriba.

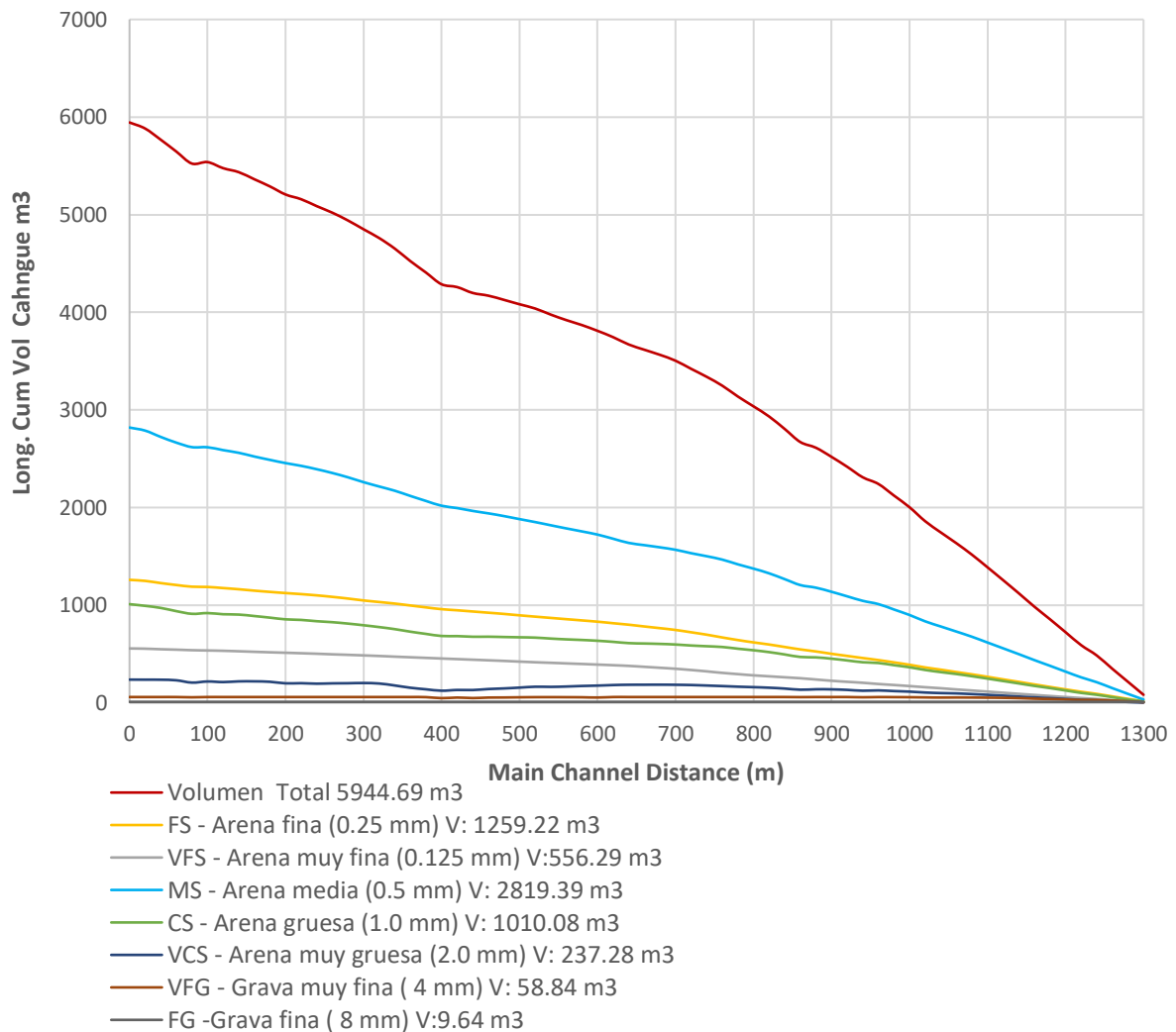
Figura 6-9. Cambio del lecho del canal a lo largo del eje principal – HEC-RAS



6.8 Volumen de acumulación de sedimentos

Los resultados del modelo sedimentológico implementado en HEC-RAS (Figura 6-10) indican un volumen total de sedimentos acumulado de 5,944.69 m³ a lo largo del canal, con una clara diferenciación por tamaño de partícula. La arena media (MS, 0.5 mm) representa el mayor aporte con 2,819.39 m³ (47.4%), seguida por la arena fina (FS, 0.25 mm) con 1,259.22 m³ (21.2%) y la arena gruesa (CS, 1.0 mm) con 1,010.08 m³ (17%). Esta distribución confirma el comportamiento típico de sistemas con baja pendiente y reducción progresiva de la energía específica: las fracciones intermedias (0.25–1.0 mm) tienden a depositarse preferentemente en los primeros tramos del canal, donde el flujo experimenta una pérdida de energía cinética significativa al ingresar al canal, facilitando así la sedimentación.

Figura 6-10: Volumen sedimentado acumulado

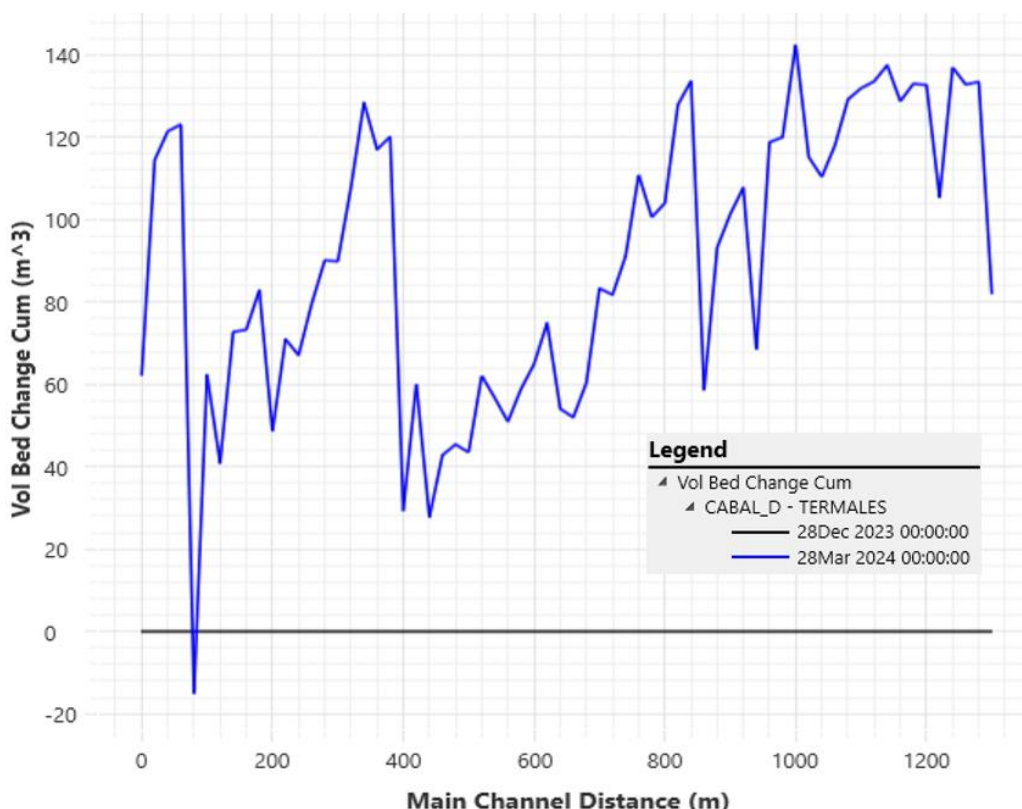


Fuente: Resultados de modelo de transporte de sedimentos HEC-RAS 1D

Fracciones de mayor tamaño como la grava muy fina (VFG, 4 mm) y la grava fina (FG, 8 mm) presentan volúmenes acumulados mucho menores (58.84 m^3 y 9.64 m^3 , respectivamente), mostrando una escasa participación en el transporte y sedimentación en este tipo de canal y condiciones hidráulicas.

La Figura 6-11 presenta la evolución acumulada de los cambios en la cota de fondo (en metros cúbicos) a lo largo de la distancia del canal principal (en metros), comparando las condiciones antes y después del modelamiento con HEC-RAS.

Figura 6-11: Elevación acumulada en cada sección del canal



Fuente: Resultados de modelo de transporte de sedimentos – HEC-RAS 1D

En los primeros tramos (1300-1000 m), se observa una fuerte acumulación de sedimentos, con picos que alcanzan valores por encima de los 140 m^3 . Esto ocurre porque las partículas más grandes y pesadas, como arenas gruesas y gravas finas, pierden rápidamente su capacidad de transporte al disminuir la velocidad del agua al entrar al canal.

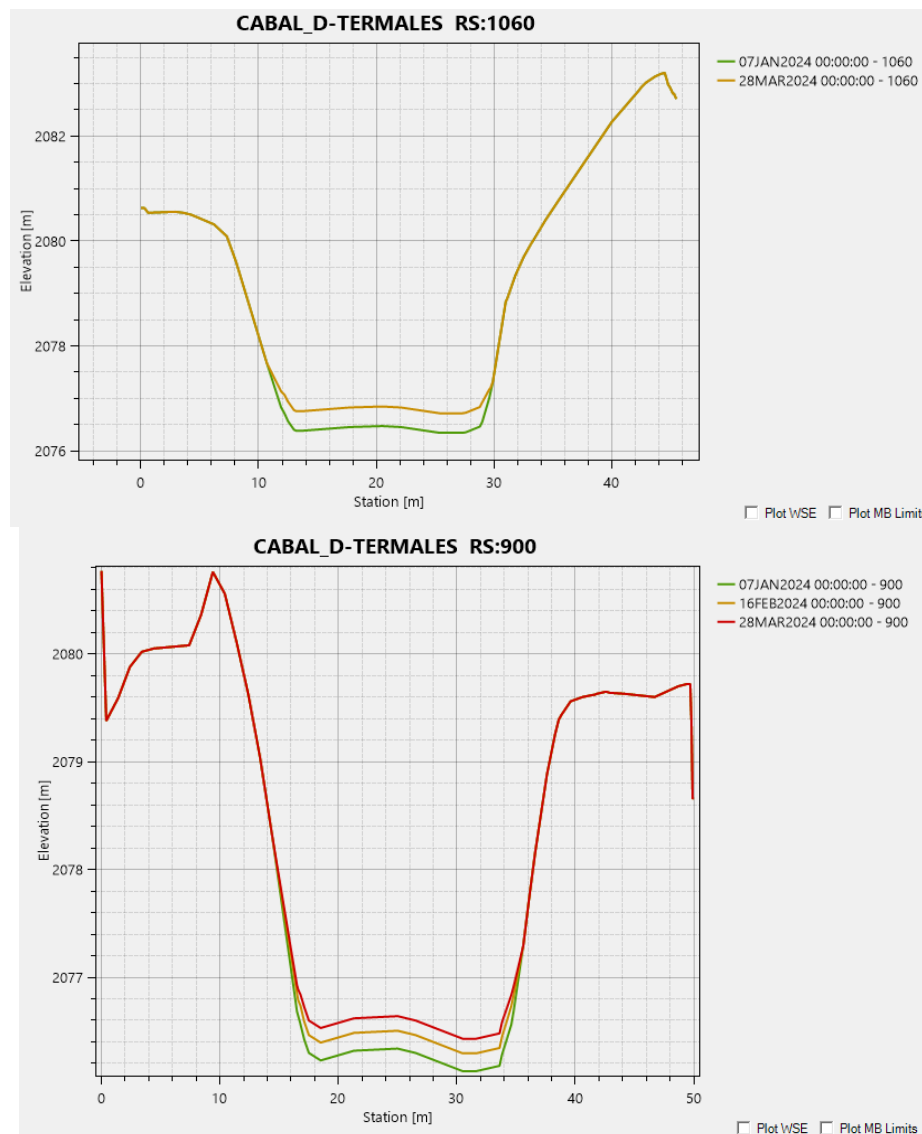
En el tramo medio (1000-600 m) se registra una disminución progresiva de la acumulación de sedimentos, con valores que varían desde 140 m^3 hasta 60 m^3 . Al llegar a la sección 600 m, la entrada del caudal lateral proveniente de la quebrada Marpujay modifica este patrón. El mayor aporte hídrico incrementa la energía del flujo, lo que intensifica la capacidad de transporte y provoca una disminución en la sedimentación para las secciones entre 600 m y 400 m.

6.9 Secciones transversales

El modelo permite analizar la evolución morfológica del canal mediante la comparación de secciones transversales en diferentes tiempos de simulación, mostrando cómo cambia la geometría del cauce por efectos de erosión o sedimentación.

La superposición del perfil inicial con los resultados en diferentes etapas de la simulación permite identificar con claridad las zonas de acumulación sedimentaria en el lecho. Este proceso de sedimentación reduce progresivamente el área hidráulica efectiva, disminuyendo gradualmente la capacidad hidráulica del canal.

Figura 6-12: Secciones transversales en diferentes tiempos de simulación

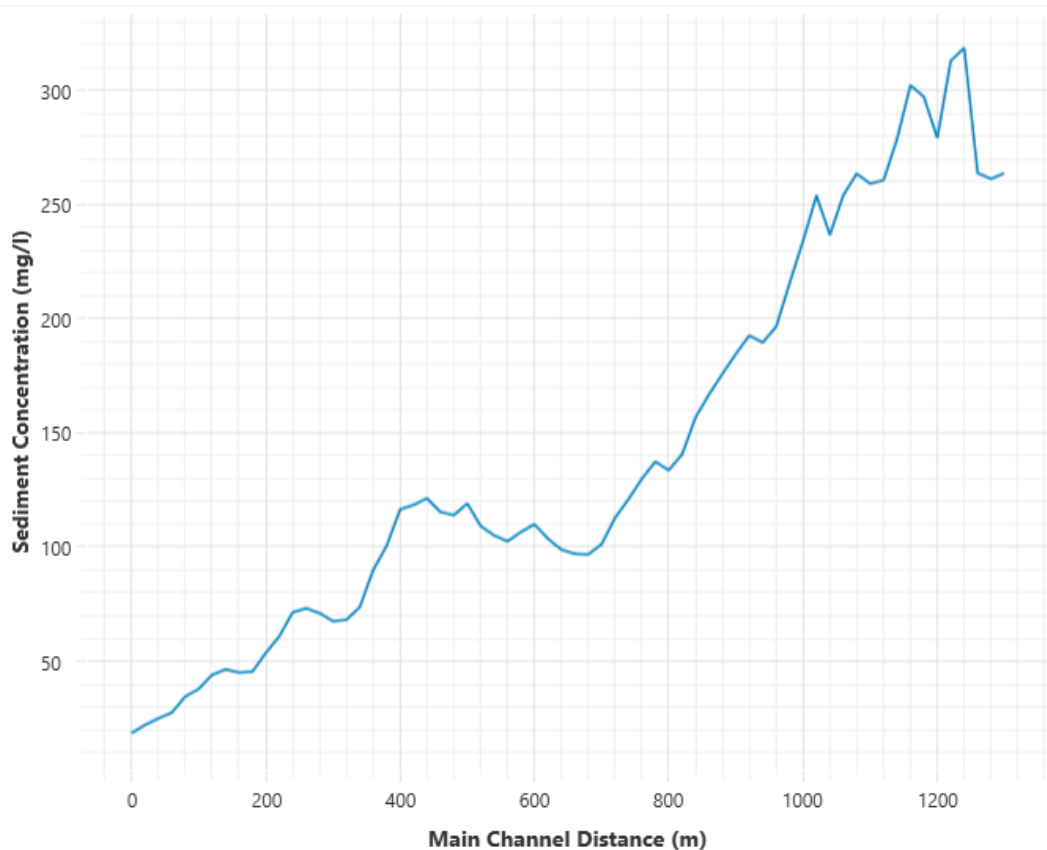


Fuente: Resultados de modelo de transporte de sedimentos – HEC-RAS 1D

6.10 Concentración de sedimentos

El modelo muestra una clara reducción en la concentración de sedimentos a medida que el agua avanza a lo largo del canal, como se observa en la Figura 6-13. Esta disminución progresiva se debe principalmente a dos factores: la deposición natural de partículas en los tramos iniciales y los cambios en la capacidad de transporte del flujo. Las partículas más gruesas tienden a sedimentarse primero, mientras que las más finas permanecen en suspensión o son transportadas como carga de fondo hasta tramos aguas abajo.

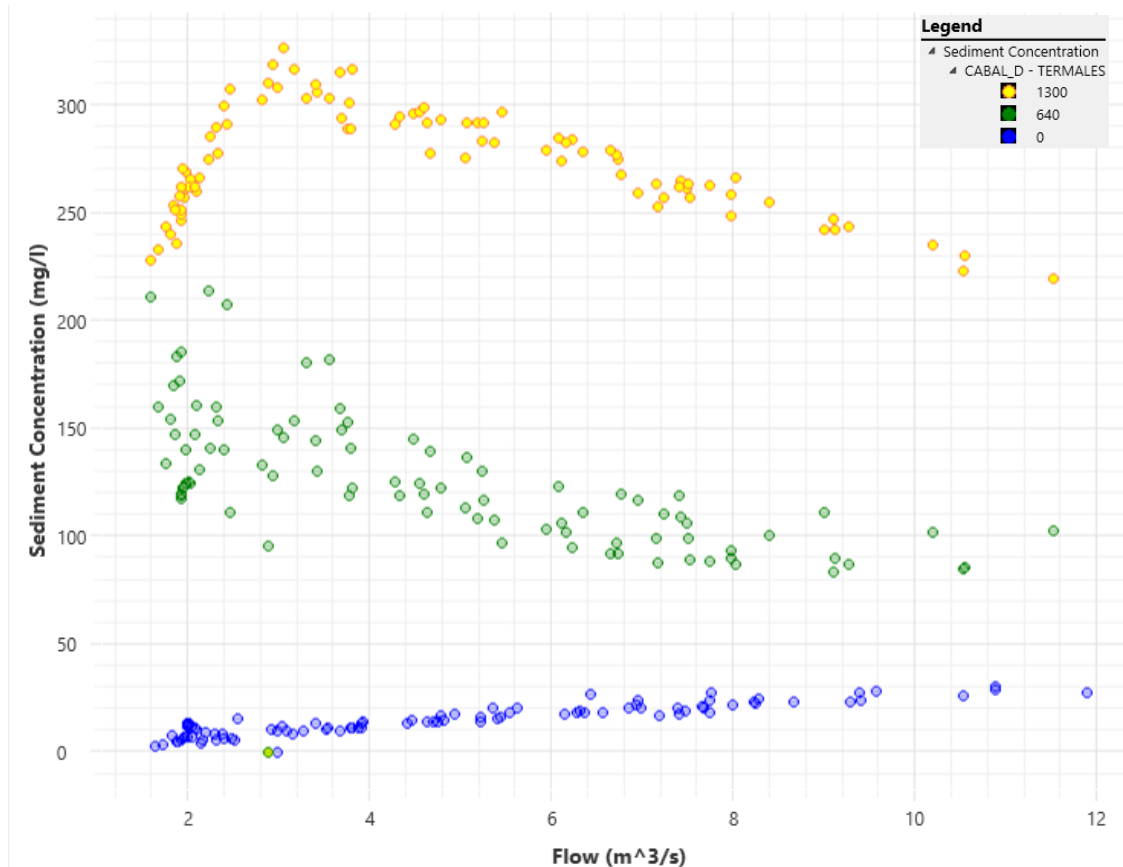
Figura 6-13: Variación de la concentración de sedimentos a lo largo del canal



Fuente: Resultados de modelo de transporte de sedimentos – HEC-RAS 1D

Los datos de la Figura 6-14 muestran la relación entre el caudal líquido (Q , m^3/s) y la concentración de sedimentos (C_s , mg/l) en tres secciones del canal, analizadas desde el tramo inicial (1300 m) hasta el tramo final (0 m). Se observa que, para un mismo caudal líquido, la concentración de sedimentos disminuye progresivamente en dirección aguas abajo (desde 1300 m hacia 0 m), evidenciando un patrón de sedimentación y pérdida de carga sedimentaria de material suspendido a medida que el flujo avanza a lo largo del canal.

Figura 6-14: Relación caudal sólido-líquido en tres secciones del canal



Fuente: Resultados de modelo de transporte de sedimentos – HEC-RAS 1D

6.11 Modelamiento de largo plazo

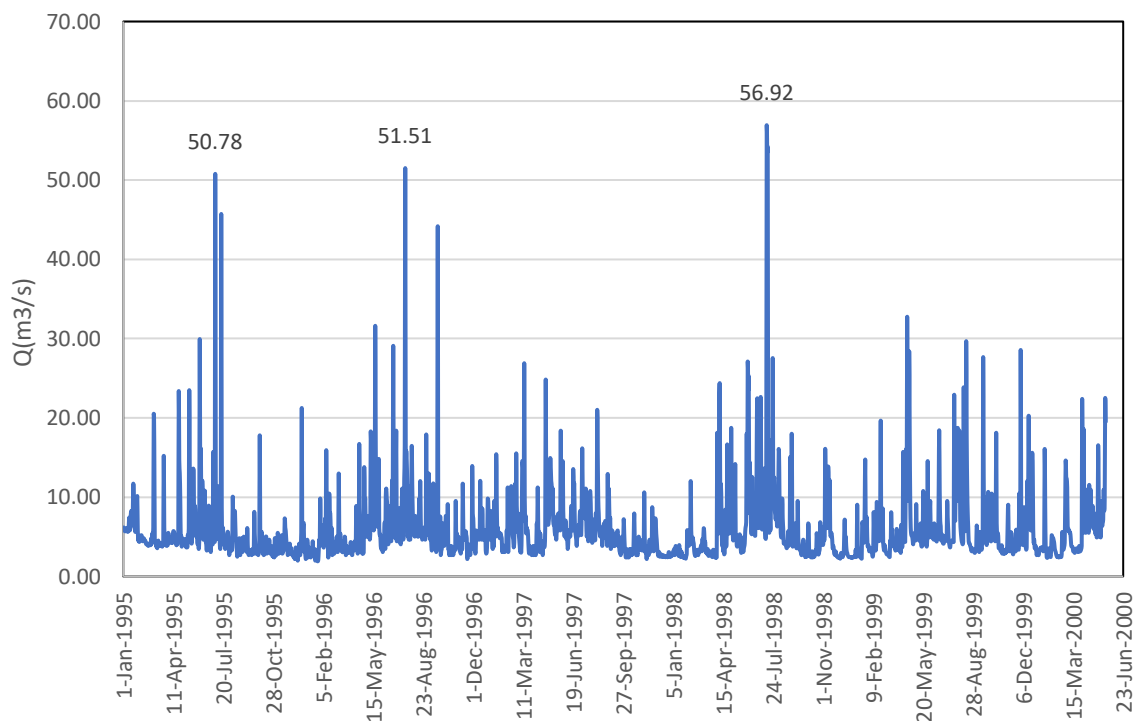
6.11.1 Hidrograma

Para evaluar el impacto de la sedimentación sobre la capacidad hidráulica del canal a lo largo de un periodo prolongado, se implementó un modelo basado en un hidrograma extendido que incorpora caudales históricos, incluyendo sus valores pico. Este hidrograma se construyó a partir de la suma de los caudales de las quebradas que desembocan en el canal inmediatamente antes del tramo de estudio.

Se utilizó la serie histórica de la estación limnimétrica PUENTE CANAL D [47017140], correspondiente al periodo comprendido entre el 1 de enero de 1995 y el 19 de mayo de 2000. A partir de estos datos, y mediante el método de transposición de caudales, se estimaron los aportes de las quebradas afluentes al canal. Finalmente, se sumaron dichos caudales para obtener un hidrograma de largo plazo representativo de cinco años.

En la Figura 6-15 se ilustra la serie de caudales correspondiente a un periodo de cinco años. En el hidrograma se destacan los caudales pico que se han presentado a lo largo de dicho intervalo, reflejando los eventos de mayor intensidad dentro de la serie temporal.

Figura 6-15: Hidrograma de caudales para 5 años



6.11.2 Modelamiento

Este modelo parte de la configuración previamente calibrada, manteniendo las mismas ecuaciones utilizadas en el modelo original. Sin embargo, fue necesario ajustar el factor de escala de la función de transporte de sedimentos y la pendiente del canal. La simulación permitió analizar cómo evolucionó el lecho del canal a lo largo del tiempo, evaluando los procesos de sedimentación y erosión bajo la influencia del hidrograma de largo plazo. Se puso especial atención en la acumulación progresiva de sedimentos y en la consiguiente reducción de la capacidad hidráulica del canal.

Los ajustes realizados al modelo fueron necesarios debido a que se observó una sedimentación excesiva y una socavación poco realista, que no coincidían con las condiciones observadas en campo a lo largo del tiempo. Para recalibrar el modelo, se tomaron como referencia dos eventos clave: el mantenimiento del canal realizado en el año 2015 y el desbordamiento ocurrido en el año 2021 como se muestra en la Foto 5-2 y Foto 5-3. Se ajustaron los parámetros de tal manera que los caudales del hidrograma provocaran el desbordamiento del canal dentro del periodo de

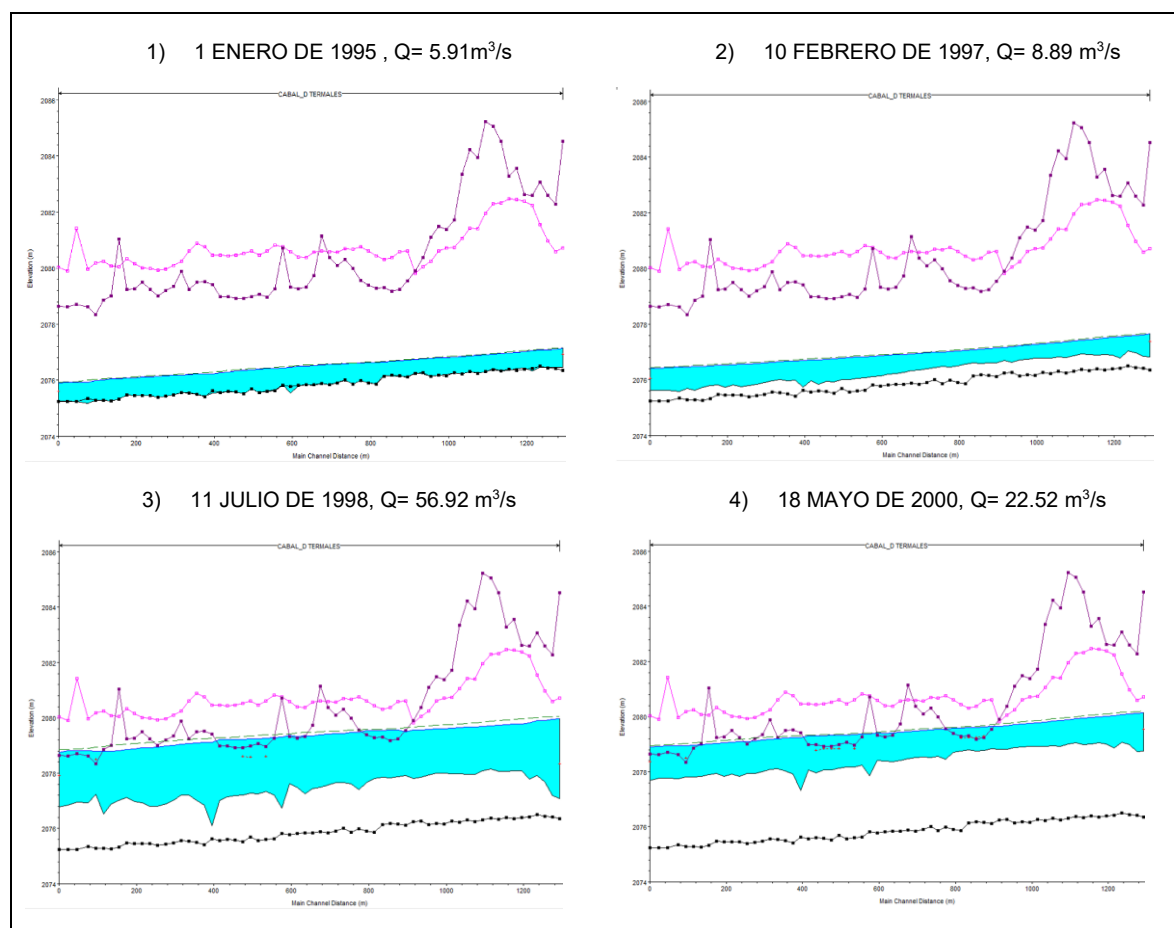
referencia, reproduciendo con mayor precisión el comportamiento observado en la realidad.

6.11.3 Resultados modelo a largo plazo

A medida que avanzó la simulación en el tiempo, se monitorearon cuatro aspectos clave: los cambios geométricos en el perfil longitudinal del lecho provocados por la sedimentación, la lámina de agua correspondiente a los caudales pico del hidrograma, la disminución de la capacidad hidráulica del canal, y la identificación de los puntos más vulnerables al desbordamiento.

En la Figura 2.37 se muestra el cambio progresivo del lecho del canal debido a la acumulación de sedimentos. En la imagen 1 se observa el canal en su estado inicial, con un caudal de $5,91 \text{ m}^3/\text{s}$. En la imagen 2, correspondiente a dos años después, se aprecia una evidente sedimentación; no obstante, el canal aún conserva capacidad para transportar caudales significativos sin provocar desbordamientos.

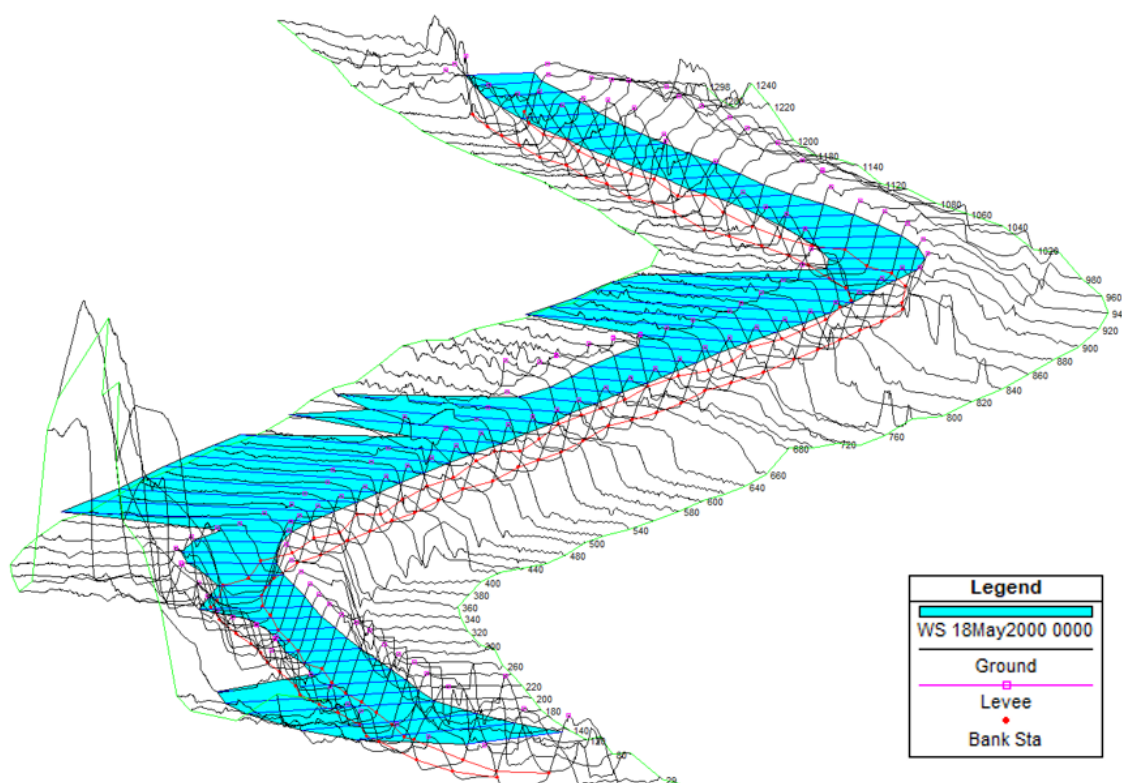
Figura 6-16: Evolución del perfil longitudinal debido a la sedimentación



Fuente: Resultados de modelo de transporte de sedimentos – HEC-RAS 1D

En la imagen 3 se evalúa una condición crítica después de tres años, en la que el canal ha perdido aproximadamente el 30 % de su sección transversal original. Esta situación se analiza utilizando el caudal pico del hidrograma ($Q = 56,92 \text{ m}^3/\text{s}$). Los resultados muestran que, bajo este escenario, el canal se desborda en las secciones 850, 500 y 120, lo que permite identificar los puntos más vulnerables ante eventos de alta magnitud. Finalmente, en la imagen 4, correspondiente al año cinco de la simulación, se analiza el comportamiento del canal en su estado de máxima sedimentación, con un caudal de $Q = 22,52 \text{ m}^3/\text{s}$. En este caso, se evidencia que el canal ya no tiene capacidad para transportar caudales por encima de los $20 \text{ m}^3/\text{s}$, produciéndose nuevamente desbordamientos en las mismas secciones previamente identificadas.

Figura 6-17: Desbordamiento del canal a tres años - caudal pico de $56.92 \text{ m}^3/\text{s}$

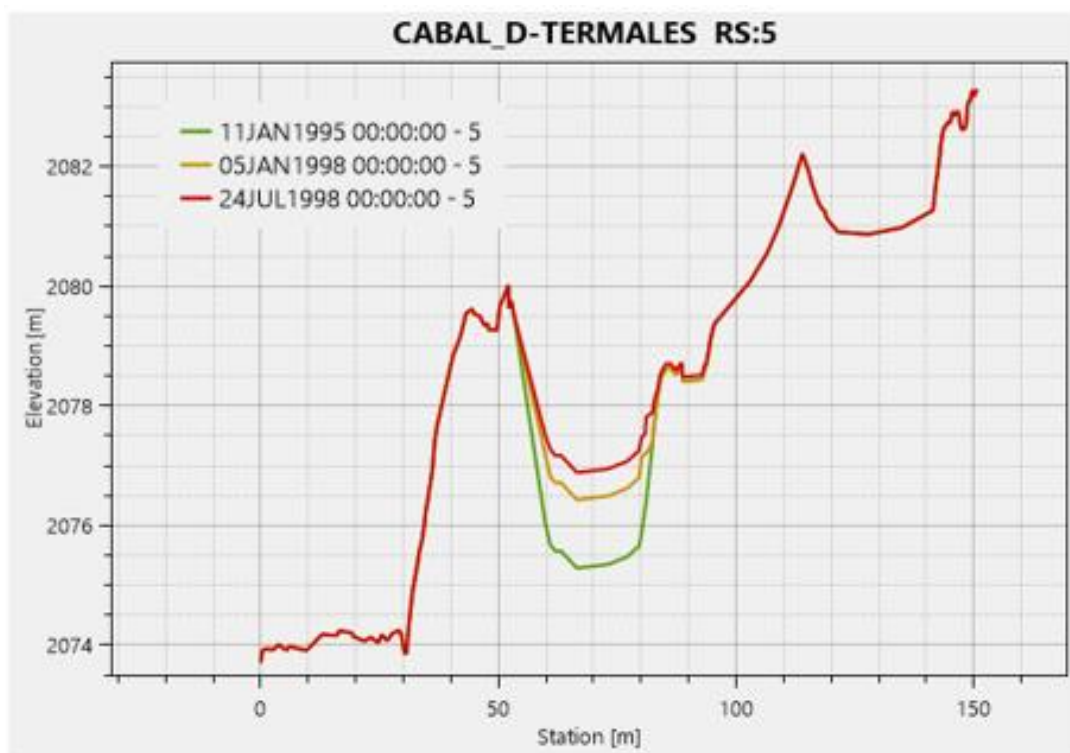


Fuente: Resultados de modelo de transporte de sedimentos – HEC-RAS 1D

Según los datos de simulación, después de tres años (1998), el canal pierde aproximadamente el 40% de su sección transversal original, lo que coincide con el caudal pico más crítico registrado ($56.92 \text{ m}^3/\text{s}$). Este evento provocó desbordamientos en los tramos (0–100), (400–600) y (800–900) identificadas como las más vulnerables. Para el quinto año (2000), el canal ya no puede transportar caudales máximos (como $22.52 \text{ m}^3/\text{s}$) sin desbordarse, lo que demuestra un colapso funcional debido a la acumulación de sedimentos.

El análisis del hidrograma de caudales muestra que los eventos extremos (superiores a 50 m³/s) ocurren con una frecuencia de 2 a 3 años, siendo el máximo registrado de 56.92 m³/s en 1998. Aunque estos caudales son esporádicos, su impacto es severo cuando el canal ya presenta una capacidad comprometida por sedimentación.

Figura 6-18: Sección transversal con proceso de sedimentación



Fuente: Resultados de modelo de transporte de sedimentos – HEC-RAS 1D

Considerando estos factores, se recomienda un mantenimiento con un tiempo máximo de entre 2.0 y 2.5 años, con énfasis en las secciones críticas. Este intervalo permite actuar antes de que la sedimentación alcance niveles críticos (30% de pérdida de capacidad) y antes de la llegada de caudales pico asociados a eventos extremos.

Entre las acciones específicas de mantenimiento se incluyen la limpieza periódica de sedimentos, el refuerzo estructural de las zonas vulnerables y la evaluación post-evento tras caudales extremos.

7. Conclusiones y recomendaciones

- La implementación de modelos hidrológicos semidistribuidos (SOCONT, GR4J, HBV y Sacramento) en la plataforma RS MINERVE permitió simular con buena eficiencia la escurrimiento de las cuencas que alimentan el Canal D, incluso bajo condiciones de información limitada. Entre los modelos evaluados, SOCONT mostró el mejor desempeño al compararse con los datos observados en la estación limnimétrica Puente Canal D. Este resultado permitió estimar con mayor precisión los caudales de la cuenca principal del río San Pedro, mientras que para las cuencas con corrientes menores se aplicó el método de transposición de caudales.

El modelo SOCONT alcanzó un valor de 0.428 en la métrica de eficiencia de Nash, lo cual, de acuerdo con la clasificación de (Molnar, 2011), indica un ajuste considerado como bueno.

La calibración del modelo se llevó a cabo con series de caudales correspondientes al periodo 1995-2000, junto con datos de precipitación y temperatura. Esto permitió generar hidrogramas tanto para el periodo de calibración como para un periodo extendido, obteniendo caudales diarios que fueron fundamentales para alimentar el modelo hidrosedimentológico. Esta metodología fortaleció el análisis del transporte de sedimentos en el área de estudio.

- La recolección de información primaria en campo, como la batimetría, es fundamental para la construcción y calibración del modelo. No obstante, es igualmente importante contar con batimetrías históricas que estén espaciadas en el tiempo de forma suficiente, idealmente con al menos un año de diferencia. Esto permite que durante ese periodo se registre un hidrograma que incluya una amplia gama de caudales, lo que facilita una mejor evaluación de los cambios en el lecho del cauce debido a procesos de sedimentación o socavación.

Esta misma lógica aplica para los aforos de sedimentos, ya que las concentraciones de sedimentos varían según el caudal y la época del año. Por ello, se recomienda realizar campañas batimétricas y de aforo continuas y a largo plazo, de modo que se cubran todas las estaciones climáticas y se obtenga un registro representativo de las condiciones hidrosedimentológicas del sistema.

- Durante el modelamiento hidrosedimentológico en HEC-RAS se evaluaron distintas funciones de transporte, cada una con fundamentos teóricos y rangos de aplicación específicos. Finalmente, se seleccionó la ecuación de Meyer-Peter y Müller (MPM) para el modelo, ya que mostró un mejor ajuste con respecto a las mediciones realizadas en el canal.

La ecuación MPM presentó un comportamiento más estable tanto en simulaciones a corto como a largo plazo. Sin embargo, dado que esta ecuación está diseñada principalmente para el transporte de material grueso, como gravas, y que el sedimento dominante en el canal corresponde a arena media (con un $D_{50} = 0.54$ mm), fue necesario realizar un ajuste en la escala de transporte. Este ajuste permitió controlar y estabilizar los excesos de sedimentación y de erosión, mejorando así la representatividad del modelo frente a las condiciones reales del sistema.

- Los resultados del modelamiento indican que el canal presenta un patrón de sedimentación progresiva, actuando como un gran sedimentador natural. Se observa que los primeros 500 metros concentran aproximadamente el 50% del total de sedimentos depositados a lo largo de los 1,300 metros analizados, con una disminución gradual en la acumulación en las secciones más alejadas. En este sentido, se recomienda enfocar las intervenciones de dragado con mayor frecuencia en el tramo inicial del canal, optimizando así tanto los recursos como la eficiencia en las labores de mantenimiento.
- Según los resultados del modelamiento a largo plazo, se determinó que el canal presenta desbordamientos cuando su área hidráulica efectiva se reduce aproximadamente en un 30 % debido a la acumulación de sedimentos. Esta condición se alcanza al cabo de un periodo de modelamiento de dos años, coincidiendo con un caudal pico de $56.92 \text{ m}^3/\text{s}$. Lo anterior sugiere que el intervalo máximo recomendado entre mantenimientos no debe superar los 2 a 2.5 años, priorizando las zonas críticas identificadas durante el análisis.

Adicionalmente, se recomienda reforzar los diques en estas secciones críticas para aumentar la capacidad de contención del canal y reducir el riesgo de desbordamientos durante eventos de caudal elevado.

- Se recomienda calibrar el modelo presentado en este estudio utilizando un período de tiempo más amplio, que incorpore registros continuos de caudales, concentraciones de sedimentos y batimetrías durante al menos un año. Esto permitiría una representación más precisa de las condiciones reales del sistema, así como una mejor estimación del comportamiento hidrosedimentológico a lo largo del tiempo.

Referencias

- Basile, P. A. (2018). *Transporte de sedimentos y morfodinámica de ríos aluviales*. UNR Editora. Editorial de la Universidad Nacional de Rosario. <http://hdl.handle.net/2133/10738>
- Bathurst, J. C. (2000). *Medición del transporte de sedimentos y curvas de descarga de sedimentos*. Universidad de Newcastle.
- Bello Torres, J. (1987). *El Valle de Sibundoy y su transformación agropecuaria*. Instituto Colombiano de Hidrología, Meteorología y Adecuación de Tierras - HIMAT.
- CITA-UTEC. (2021). *Recomendaciones técnicas para el monitoreo de sedimentos en ríos de las cuencas andino-amazónicas*. (Primera edición).
- Edwards, T. K., & Glysson, G. (1999). *Field methods for measuring river sediments*. US Geological Survey (USGS).
- Farias, H. D. (2021). *Transporte de Sedimentos 1. Carga de Fondo*. Hidráulica de Ríos y Canales, Carrera de Ingeniería Civil, DRH-FCEyT, Universidad Nacional de Santiago del Estero (UNSE). <https://www.youtube.com/watch?v=1L03q-Y6MVc&t=1763s>
- García Hernández, J., Foehn, A., Fluixá-Sanmartín, J., Roquier, B., Brauchli, T., Paredes Arquiola, J., & De Cesare, G. (2020). *RS MINERVE-Technical manual*, v2.25.
- García, M. H. (2008). *Sedimentation engineering: Processes, measurements, modeling, and practice*. American Society of Civil Engineers (ASCE).
- Guyer, J. P. (2020). *Continuing Education and Development, Inc.* Continuing Education and Development, Inc.
- Hudson, N. W. (1997). *Medición sobre el terreno de la erosión del suelo y de la escorrentía*. Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO). <https://www.fao.org/4/t0848s/t0848s00.htm>
- IDEAM, I. de H. M. y E. A. (2015). *Guía metodológica para la estimación de la evapotranspiración de referencia en Colombia*.
- Latouche Facenda, M. F. (2023). *Evaluación del transporte de sedimentos en cauces pequeños y medianos. Caso de estudio en el departamento del Cesar: arroyo San Antonio*. Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Marbello Pérez, R. V. (2005). *Manual de prácticas de laboratorio de hidráulica*.
- Maza Álvarez, J. A., & García Flores, M. (1997). *Transporte de Sedimentos - Capítulo 10 del Manual de Ingeniería de Ríos*. Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).
- Molnar, P. (2011). *Hydrological modelling in practice: From theory to applications* (1st ed.). Springer.

- Moriasi, D. N., Arnold, J. G., Van Liew, M. W., Bingner, R. L., Harmel, R. D., & Veith, T. L. (2007). Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations. *Transactions of the ASABE*, 50.
- Posada García, L. (1994). *Transporte de sedimentos*. Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Minas.
- Ramírez Callejas, C. (2021). Curso de Hidráulica Fluvial. *Transporte de Sedimentos En Ríos Aluviales [Presentaciones de Clase]*. Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Del Cauca.
- Rodríguez Díaz, H. A. (2010). *Hidráulica fluvial. Fundamentos y aplicaciones. Socavación*. Escuela Colombiana de Ingeniería.
- U.S. Army Corps of Engineers. (2023a). *HEC-RAS Hydraulic Reference Manual*. <https://www.hec.usace.army.mil/confluence/rasdocs/ras1dtechref/6.1>
- U.S. Army Corps of Engineers. (2023b). *Sediment Transport User's Manual-1D*. <https://www.hec.usace.army.mil/confluence/display/RASSED1D>
- USACE (U.S. Army Corps of Engineers). (2016). *HEC-RAS River Analysis System, Hydraulic Reference Manual* (Hydrologic Engineering Center, Ed.).
- Van Rijn, L. C. (1984). *Sediment transport, Part I: Bed load transport* (Vol. 110). American Society of Civil Engineers (ASCE).
- Wong, M., & Parker, G. (2006). Reanalysis and correction of bed-load relation of Meyer-Peter and Müller using their own database. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(11), 1159–1168.