



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS DE LA DINÁMICA DEL RÍO IBÁÑEZ EN DESEMBOCADURA,
MEDIANTE LA MODELACIÓN EN 2 DIMENSIONES DEL FLUJO,
TRANSPORTE DE SEDIMENTOS Y MORFODINÁMICA DE LECHO**

**TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA
INGENIERÍA, MENCIÓN RECURSOS Y MEDIO AMBIENTE HÍDRICO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PEDRO EDUARDO CHÁVEZ BARRÍA

**PROFESOR GUÍA:
YARKO NIÑO CAMPOS**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
ALDO TAMBURRINO TAVANTZIS
JAVIER GONZALEZ SANDOVAL**

**SANTIAGO DE CHILE
2016**

**RESUMEN DE LA TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL Y AL GRADO DE MAGÍSTER
EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA, MENCIÓN
RECURSOS Y MEDIO AMBIENTE HÍDRICO
POR: PEDRO EDUARDO CHAVEZ BARRÍA
AÑO: 2016
PROFESOR GUIA: YARKO NIÑO CAMPOS**

ANÁLISIS DE LA DINÁMICA DEL RÍO IBÁÑEZ EN DESEMBOCADURA, MEDIANTE LA MODELACIÓN EN 2 DIMENSIONES DEL FLUJO, TRANSPORTE DE SEDIMENTOS Y MORFODINÁMICA DE LECHO

El presente trabajo de tesis consiste en el estudio de la morfodinámica del río Ibáñez, perteneciente a la hoya del río Baker, región de Aysén, posterior a la erupción del volcán Hudson ocurrida en 1991, la cual generó un enorme aporte de un nuevo tipo de material de menor tamaño y densidad, denominadas piedras pómez. Por efectos del arrastre del río y otros mecanismos de transporte como viento, se produjeron enormes transformaciones en la cuenca. Dada la precariedad de antecedentes, para este estudio se propuso una campaña de muestreo de sedimentos en la cual se ha medido el transporte de sedimento y el análisis del mismo, tanto en sus características granulométricas como en densidad. Con esta caracterización se procedió a una validación de una ley de gasto sólido que incorpore los efectos de densidad, resultando adecuada para estos efectos la relación de Meyer-Peter & Müller. Adicionalmente se han considerado los antecedentes hidrológicos, los cuales fueron analizados para obtener claves de comportamiento desde el punto de vista del rol formativo de las crecidas e hidrogramas reales de crecidas de estudio. Se implementaron 3 escenarios, cada uno con 3 casos de estudio que difieren en gasto sólido de entrada implementados en el software iRIC, que utiliza el solver Nays2DH, el cual integra la velocidad en la vertical y permite la simulación de tres elementos: modelo del flujo, transporte de sedimentos y variación del lecho. Dichos escenarios comprenden la modelación de hidrogramas de caudal medio, caudal formativo y caudal de crecida de periodo de retorno 25 años. La hipótesis planteada en base a la evidencia de los registros de aforo realizados por la DGA y que se plantea subyacente a los objetivos del estudio, corresponde a la verificación del comportamiento del lecho del río, el cual se caracteriza por ciclos de erosión generalizada y depositación del material, donde cada ciclo se encuentra fuertemente asociado a la hidrología del río. Los resultados muestran que la hipótesis se cumple parcialmente pues el concepto de “generalizado” no se cumple y más bien ocurre una transformación del lecho que desemboca en canales principales de escurrimiento o erosión local y la formación barras, fuertemente asociado a la hidrología del río, descartándose por tanto la sospecha de un embancamiento generalizado del tramo, lo cual hubiese ocasionado enormes problemas en obras aledañas y podrían haber puesto en peligro al pueblo bajo riesgo de inundación.

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Marco general del trabajo de título	1
1.2. Objetivos	3
1.2.1. Objetivo general	3
1.2.2. Objetivos específicos	3
1.2.3. Metodología	4
1.3. Estructuración del trabajo	5
2. MODELO NUMÉRICO	7
2.1. Descripción del software iRIC	7
2.2. Ecuaciones del modelo	7
2.2.1. Conjunto de ecuaciones básicas en coordenadas ortogonales 2-D	7
2.2.2. Transformación de sistema de coordenadas	8
2.2.3. Ecuaciones en sistema general de coordenadas curvilíneas	9
2.3. Descripción del solver NayS2DH	15
3. ANTECEDENTES DE LA CUENCA DEL RÍO IBAÑEZ	17
3.1. Geomorfología de la cuenca del río Ibañez	17
3.2. El volcán Hudson como agente en la morfodinámica del río Ibañez	20
3.2.1. Generalidades del volcán Hudson	20
3.2.2. Antecedentes de actividad volcánica del Hudson	20
3.3. Antecedentes hidrológicos	23
3.3.1. Caudales medios mensuales	24
3.3.2. Caudales máximos y mínimos instantáneos	25
3.3.3. Hidrogramas de modelación de escenarios	26
3.4. Definición de sector de estudio	41
3.5. Descripción de la situación base	43
4. TRABAJO DE TERRENO	46
4.1. Captura de sedimentos y medición in-situ del gasto sólido de fondo	46
4.1.1. Metodología de muestro	46
4.1.2. Muestreo N°1	48
4.1.3. Muestreo N°2	49
4.1.4. Muestreo N°3	50
4.2. Análisis de laboratorio	50

4.2.1.	Determinación de los pesos de las muestras	51
4.2.2.	Determinación de la curva granulométrica	51
4.2.3.	Determinación de las densidades seca y saturada del sedimento	55
4.3.	Determinación del coeficiente de Manning	57
4.4.	Análisis de la ley de gasto sólido	62
4.4.1.	Rango de validez de ley de gasto sólido de fondo	62
4.4.2.	Comparación de gasto muestreado y estimado vía cálculo	67
5.	MODELACIÓN	71
5.1.	Modelo teórico e hipótesis de construcción de escenarios	71
5.1.1.	Modelo conceptual – Balance volumétrico	71
5.1.2.	Modelo conceptual – Capa susceptible al movimiento	73
5.1.3.	Modelo conceptual – Gasto sólido de entrada	73
5.1.4.	Modelo conceptual – Ajuste por pendiente de equilibrio de sedimentos	83
5.1.5.	Modelo conceptual – Cierre de turbulencia	83
5.1.6.	Definición de escenarios	84
5.2.	Parámetros escenarios modelados	84
5.2.1.	Grilla	84
5.2.2.	Batimetría	86
5.2.3.	Granulometría de fondo	89
5.2.4.	Coeficiente de Manning	90
5.2.5.	Discretización de tiempo	90
5.2.6.	Condiciones de borde de aguas arriba	91
5.2.7.	Condiciones de borde aguas abajo	92
5.3.	Escenario I – Q_{medio}	94
5.3.1.	Hidrograma adoptado	94
5.3.2.	Gasto sólido de fondo de entrada	94
5.3.3.	Variación total del lecho	98
5.3.4.	Profundidad de escurrimiento	110
5.4.	Escenario II – $Q_{\text{Formativo}}$	112
5.4.1.	Hidrograma adoptado	112
5.4.2.	Gasto sólido de fondo de entrada	114
5.4.3.	Curva de gasto sólido de fondo en función del caudal	117
5.4.4.	Variación total del lecho	120
5.4.5.	Profundidad de escurrimiento	129
5.5.	Escenario III – $Q_{T=25 \text{ años}}$	131

5.5.1.	Hidrograma adoptado	131
5.5.2.	Gasto sólido de fondo de entrada	132
5.5.3.	Curva de gasto sólido de fondo en función del caudal.....	136
5.5.4.	Variación total del lecho	139
5.5.5.	Profundidad de escurrimiento	150
5.6.	Gasto sólido de fondo de entrada	152
6.	DISCUSIÓN.....	154
6.1.	Escenario de caudal medio	154
6.2.	Escenario de caudal formativo	155
6.3.	Escenario de caudal de periodo de retorno 25 años.....	155
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	156
7.1.	Conclusiones	156
7.2.	Recomendaciones.....	157
8.	BIBLIOGRAFÍA.....	159

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Marco general del trabajo de título

Producto de la última erupción del volcán Hudson ocurrida en 1991, se ha generado una enorme acumulación de sedimento volcánico en la cuenca del río Ibáñez, la cual se muestra en **Figura 1.1** ubicada en la región de Aysén, perteneciente a la hoya hidrográfica del río Baker. El gran aporte de material presente en la cuenca es transportado, tanto en forma suspendida como de fondo, lo cual ha transformado el lecho y riberas del río en varios sectores.

Las características del sedimento, piedra pómez de origen volcánico de baja densidad, tamaño en la gama de las arenas, alta porosidad y disponibilidad, determinan en cierta medida el grado de transformaciones que experimenta el lecho y lo hacen un caso particular de análisis.

En el presente trabajo se analiza la dinámica del río Ibáñez en el sector de desembocadura al lago General Carrera. Se pretende estudiar el tramo final del río, que cuenta con una extensión de 6,2 km aproximados, desde un sector aledaño aguas arriba a la estación fluviométrica denominada "Ibáñez en desembocadura" hasta la desembocadura en el lago General Carrera. Es de interés este sector, debido a su cercanía con la localidad de río Ibáñez y su influencia en infraestructura y seguridad del mismo pueblo, así como el estudio de las grandes transformaciones que experimenta el lecho. Estos elementos particulares motivan la presente tesis.

Se modelará el tramo de estudio utilizando el programa iRIC (International River Interface Cooperative), que constituye una poderosa herramienta de análisis de flujo de ríos y variación morfológica del lecho, que combina las funcionalidades del MD_SWMS, desarrollado por la USGS (U.S. Geological Survey) y RIC-Nays, desarrollado por el Centro de Investigación Preventiva de Desastres (Disaster Prevention Research Center) y Fundación Hokkaido River (Foundation of Hokkaido River). La fusión de estas herramientas de software fue propuesta por el profesor Yasuyuki Shimizu (Hokkaido University) y el Dr. Jon Nelson (USGS), que reúne la tecnología de análisis acumulado y desarrollos de software de MD_SWMS y RIC-Nays.

En la modelación se consideran distintos escenarios de estudio, manteniendo los mismos parámetros iniciales de fricción, granulometría y batimetría, variando únicamente los tiempos, hidrogramas de estudio y gastos sólidos de fondo de entrada.

El resultado es un modelo en 2-D para cada escenario, los cuales resuelven:

- El flujo o eje hidráulico.
- El transporte de sedimentos.
- La evolución morfológica del lecho.

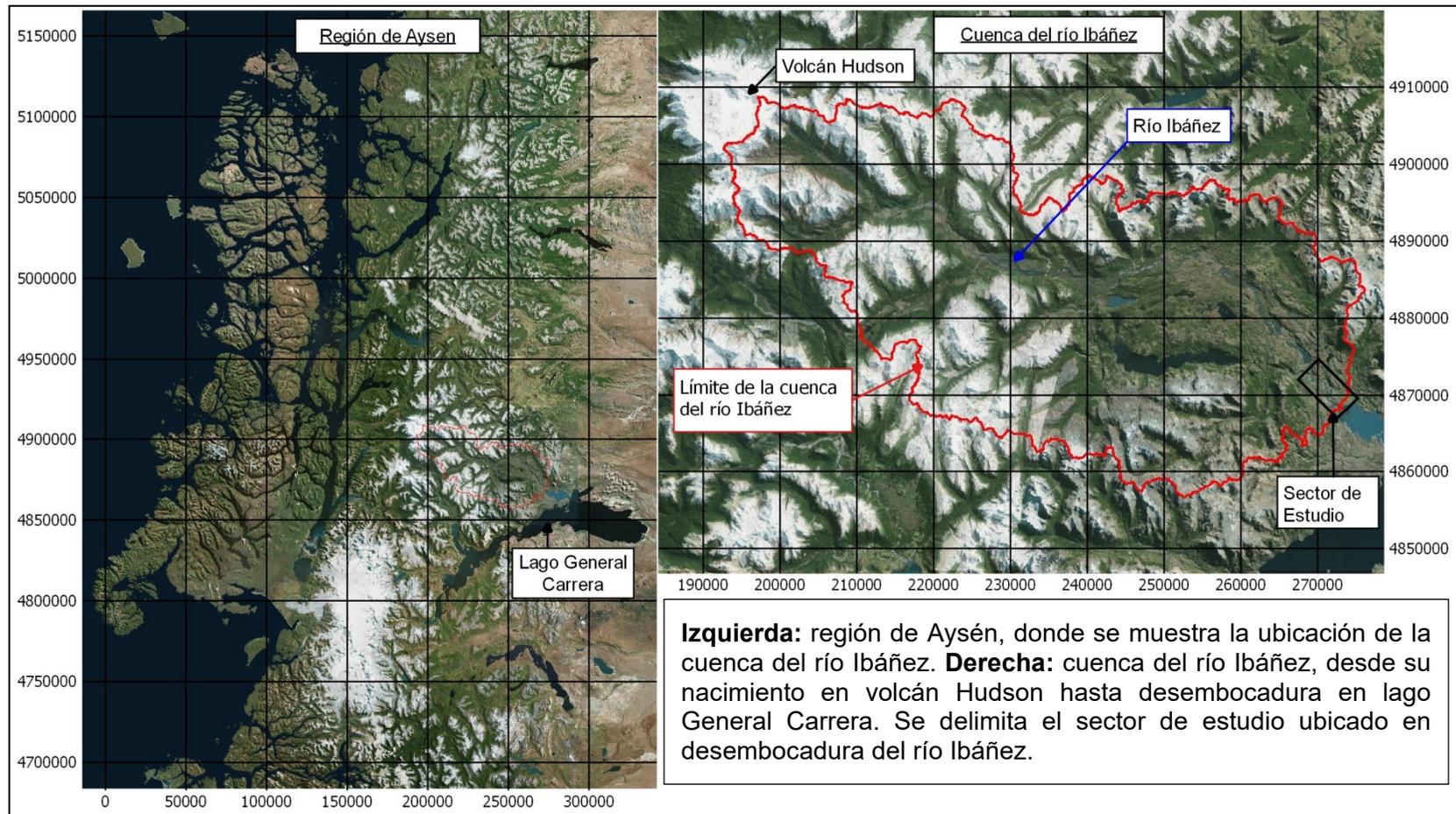


Figura 1.1 Cuenca del río Ibáñez en coordenadas UTM datum WGS84 19S.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

El objetivo general corresponde al análisis de la dinámica del sector de estudio, mediante la modelación en dos dimensiones del flujo de río, transporte de sedimentos y morfodinámica de lecho a través de la implementación de escenarios de análisis, cuyo principal foco corresponde a la respuesta, evolución o deformación que experimenta el lecho para cada escenario simulado.

1.2.2. Objetivos específicos

Como objetivos específicos se consideran:

- Definición de los escenarios de análisis, más representativos de la hidrología del río, los cuales incluyan los parámetros de cálculo tales como hidrogramas y condiciones de borde.
- Ejecución de una campaña de medición de transporte de sedimentos de fondo y análisis de los mismos, que permitan validar una relación de gasto sólido de fondo para material con menor densidad.
- Estimación de gasto de sedimento de fondo en entrada del sector de estudio.
- Implementación de 3 escenarios de análisis, utilizando el software iRIC.
- Análisis de casos de estudio.

1.2.3. Metodología

La metodología se compone de tres etapas fundamentales. La primera de ellas corresponde a establecer un modelo conceptual del fenómeno, la segunda de ellas es la definición de los datos de entrada para la generación de los escenarios y la tercera, corresponde a la implementación de cada escenario a modelar.

Definición de modelo conceptual

El modelo conceptual general considera un volumen de control junto con las ecuaciones que modelan el flujo, los fenómenos de transporte y evolución del lecho. Adicional a ello se consideran una serie de modelos de segunda jerarquía, los cuales son específicos de fenómenos tales como el gasto de sólido de fondo adaptado a partículas de menor densidad, la modelación de la entrada del gasto sólido al volumen de control, cierre por turbulencias y otros de índole numérica.

Definición de datos de entrada

Dado que el software iRIC tiene un formato de adquisición de datos, en forma de layers o capas de información, se requiere definir cada uno de los datos de entrada, de modo de alimentar el modelo. El detalle se enuncia a continuación.

- **Batimetría**

En 2003 se realizó un estudio cuyo mandante fue la DOH de la región de Aysén. El servicio proporcionó la batimetría cuya propiedad le pertenece. La fecha de dicha topografía no es precisa, sin embargo, sirvió para la ejecución de obras de protección de riberas o enrocados de protección (PRISMA Ingeniería, 2003).

- **Hidrología y definición de hidrogramas de estudio**

La DGA de la región de Aysén dispone de una estadística en la estación fluviométrica denominada Ibáñez en desembocadura. Al disponer de esta estadística es posible definir distintos parámetros hidrológicos, así como también hidrogramas asociados a eventos particulares que se deseen estudiar, como por ejemplo las crecidas.

- **Sedimento de fondo**

Se realizaron 3 campañas de medición de gasto sólido de fondo con un instrumental de propiedad de la DGA. Se determinó granulometría y densidad del material en dependencias del laboratorio de Vialidad de la región de Aysén. Este punto es esencial, debido a que las características del sedimento (piedras pómez) hacen de este caso de estudio algo muy particular debido a que poseen una menor densidad.

- **Validación de la ecuación gasto sólido de fondo**

Se busca validar una relación de gasto sólido de fondo, de modo de ser utilizada en sedimentos que tienen menor densidad, comparando medidas reales de gasto sólido de fondo tomadas en el río, con valores obtenidos mediante relaciones de cálculo existentes.

- **Determinación del coeficiente de fricción de Manning**

El coeficiente de fricción tiene especial relación con dos parámetros importantes, la velocidad de corte y la altura de escurrimiento. Ellos están involucrados luego en la tensión de fondo, los cuales definen el gasto sólido de fondo. Por ello es indispensable una correcta estimación, la que se realizará con relaciones empíricas, los parámetros de escurrimiento medidos y los datos disponibles del análisis granulométrico.

- **Estimación del gasto sólido de fondo en entrada a sector de estudio**

Al contrario de los caudales, los cuales han sido sistemáticamente medidos, el gasto sólido de fondo es un fenómeno no estudiado en el río Ibáñez. Es por ello que se realizará una estimación de la entrada del sedimento al sector de estudio.

Implementación de escenarios

Los tres escenarios a modelar se ubican en el contexto temporal post-eruptivo y apuntan a identificar elementos que influyen en la morfodinámica del río. El primero de ellos considera un hidrograma de caudal medio, el segundo escenario a modelar, corresponde al paso de una crecida denominada estacional o de caudal formativo. El tercer escenario, corresponde a una crecida de caudal extremo, de periodo de retorno 25 años.

1.3. Estructuración del trabajo

El presente trabajo de tesis implica la implementación de modelos de análisis utilizando el software iRIC. Para ello es indispensable levantar la información base, la cual es precaria en algunos aspectos. Es por ello que la estructura implica un análisis de antecedentes, determinación de parámetros de cálculo y la posterior construcción e implementación de escenarios de estudio.

Introducción

Corresponde a un enunciado de antecedentes generales y marco del problema de estudio. Se enuncia la particularidad del problema, los objetivos del estudio y la metodología con la que se pretende abordar el mismo.

Modelo numérico

Se describe el programa iRIC y el solver Nays2DH, el conjunto de ecuaciones básicas que utiliza, las cuales permiten resolver el flujo, el transporte de sedimento y las variaciones del lecho.

Antecedentes de la cuenca del río Ibáñez

En este capítulo se describen antecedentes geológicos de la cuenca del río Ibáñez, del volcán Hudson y su actividad reciente, así como también antecedentes hidrológicos e hidráulicos. Se describe la situación base y se enuncian las hipótesis que en base a la modelación se pretenden comprobar.

Trabajo de terreno

Se abordan las campañas de muestreo y el análisis del sedimento, así como las mediciones de transporte de fondo realizadas. La caracterización del sedimento conduce a la determinación del coeficiente de Manning y se realiza la validación de la relación de gasto sólido a utilizar.

Modelación

Se plantea el modelo conceptual y la implementación de cada uno de los tres escenarios, con las características de cada uno (datos de entrada) y muestra de los resultados obtenidos de cada simulación. Se realiza una descripción de resultados que permitirán el posterior análisis.

Discusión

En este capítulo se analizan los resultados obtenidos de cada escenario modelado. Se enfoca principalmente en reconocer los elementos que permiten la validación de la hipótesis.

Conclusiones

Se presentan las conclusiones relativas a cada escenario de análisis y la hipótesis, así como en relación a los objetivos planteados.

Recomendaciones

Se enuncian futuros análisis a realizar, enfocado principalmente a información relevante para servicios y agencias gubernamentales (DOH y DGA).

2. MODELO NUMÉRICO

2.1. Descripción del software iRIC

Para el estudio morfodinámico del río Ibáñez, a través de la modelación de escenarios, se utiliza la plataforma que ofrece el Software iRIC.

International River Interface Cooperative (iRIC), corresponde a un software de aplicación que provee una plataforma integrada de simulación que utiliza diversos solvers (CERI1D, Elimo, FaSTMECH, suit de Nays, River2D y STORM). iRIC prepara el ambiente para el solver seleccionado, tomando los datos básicos de modelación y provee de un menú específico, asociado al solver a utilizar. Además iRIC provee la capacidad de visualización de resultados tanto en gráficos, base de datos formato legible por EXCEL y videos.

Dado que el conjunto de escenarios a simular contempla flujo no uniforme e impermanente y variaciones del lecho, producto del transporte de sedimentos, se ha optado por el solver NAYS2DH (Shimizu y Takebayashi, 2014), cuyas ecuaciones en 2-D e integradas en la vertical, se presentan a continuación.

2.2. Ecuaciones del modelo

2.2.1. Conjunto de ecuaciones básicas en coordenadas ortogonales 2-D

a. Ecuación de continuidad

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad [1]$$

b. Ecuación de conservación de momentum en dirección x e y

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} + D_x + \frac{F_x}{\rho} \quad [2]$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2)}{\partial y} = gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} + D_y + \frac{F_y}{\rho} \quad [3]$$

Los términos de fricción y turbulencia quedan definido como:

$$\frac{\tau_x}{\rho} = C_f u \sqrt{u^2 + v^2}, \quad \frac{\tau_y}{\rho} = C_f v \sqrt{u^2 + v^2} \quad [4]$$

$$D_x = \frac{\partial}{\partial x} \left[v_t \frac{\partial u}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[v_t \frac{\partial u}{\partial y} \right] \quad [5]$$

$$D_y = \frac{\partial}{\partial x} \left[v_t \frac{\partial v}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[v_t \frac{\partial v}{\partial y} \right] \quad [6]$$

$$\frac{F_x}{\rho} = \frac{1}{2} C_d a_s v u \sqrt{u^2 + v^2}, \quad \frac{F_y}{\rho} = \frac{1}{2} C_d a_s v v \sqrt{u^2 + v^2} \quad [7]$$

donde:

h	Profundidad de agua
t	Tiempo
u	Velocidad promediada en la vertical en dirección x
v	Velocidad promediada en la vertical en dirección y
g	Aceleración de gravedad
H	Cota de nivel de agua
τ_x	Esfuerzo de corte de fondo en dirección x
τ_y	Esfuerzo de corte de fondo en dirección y
F_x	Fuerza de arrastre producto de la vegetación en dirección x
F_y	Fuerza de arrastre producto de la vegetación en dirección y
C_f	Coefficiente de arrastre de fondo
C_d	Coefficiente de arrastre de fondo debido a vegetación
a_s	Área de intercepción por vegetación por unidad de volumen
v	Mínimo valor de profundidad de agua que produce la vegetación más alta
ν_t	Viscosidad cinemática

2.2.2. Transformación de sistema de coordenadas

Dada la configuración de la grilla, es más conveniente el paso desde un sistema ortogonal (x,y) a un sistema general de coordenadas curvilíneas (ξ,η).

$$\frac{\partial}{\partial x} = \frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial}{\partial \xi} + \frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial}{\partial \eta} = \xi_x \frac{\partial}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial}{\partial \eta} \quad [8]$$

$$\frac{\partial}{\partial y} = \frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial}{\partial \xi} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \frac{\partial}{\partial \eta} = \xi_y \frac{\partial}{\partial \xi} + \eta_y \frac{\partial}{\partial \eta} \quad [9]$$

Equivalentemente:

$$\frac{\partial}{\partial \xi} = \frac{\partial x}{\partial \xi} \frac{\partial}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial \xi} \frac{\partial}{\partial y} = x_\xi \frac{\partial}{\partial x} + y_\xi \frac{\partial}{\partial y} \quad [10]$$

$$\frac{\partial}{\partial \eta} = \frac{\partial x}{\partial \eta} \frac{\partial}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial \eta} \frac{\partial}{\partial y} = x_\eta \frac{\partial}{\partial x} + y_\eta \frac{\partial}{\partial y} \quad [11]$$

donde se obtiene la relación:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_\xi & y_\xi \\ x_\eta & y_\eta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial \xi} \\ \frac{\partial}{\partial \eta} \end{bmatrix} \quad [12]$$

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial \xi} \\ \frac{\partial}{\partial \eta} \end{bmatrix} = \frac{1}{\xi_x \eta_y - \xi_y \eta_x} \begin{bmatrix} \eta_y & \eta_x \\ \xi_y & \xi_x \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \end{bmatrix} \quad [13]$$

luego es posible definir J, que equivale a:

$$J = \xi_x \eta_y - \xi_y \eta_x = \frac{1}{x_\xi y_\eta - x_\eta y_\xi} \quad [14]$$

con ello la velocidad u^ξ (dirección ξ) y u^η (dirección η) en sistema curvilíneo, quedan definidas en función de las velocidades u (dirección-x) y v (dirección y) del sistema ortogonal, como:

$$\begin{bmatrix} u^\xi \\ u^\eta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \xi_x & \xi_y \\ \eta_x & \eta_y \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} \quad [15]$$

2.2.3. Ecuaciones en sistema general de coordenadas curvilíneas

Asumiendo un sistema de coordenadas:

h	Profundidad de agua
t	Tiempo
u^ξ	Velocidad promediada en la vertical en dirección ξ
u^η	Velocidad promediada en la vertical en dirección η
g	Aceleración de gravedad
H	Cota de nivel de agua
C_f	Coficiente de arrastre de fondo
C_d	Coficiente de arrastre de fondo debido a vegetación
a_s	Área de intercepción por vegetación por unidad de volumen
v	Mínimo valor de profundidad de agua que produce la vegetación más alta

Entonces, las ecuaciones de continuidad y momentum en coordenadas curvilíneas son:

a. Ecuación de continuidad

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{h}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{h u^\xi}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{h u^\eta}{J} \right) = 0 \quad [16]$$

b. Ecuación de conservación de momentum en dirección x e y

$$\begin{aligned} \frac{\partial(u^\xi)}{\partial t} + u^\xi \frac{\partial(u^\xi)}{\partial \xi} + u^\eta \frac{\partial(u^\eta)}{\partial \eta} + \alpha_1 u^\xi u^\xi + \alpha_2 u^\xi u^\eta + \alpha_3 u^\eta u^\eta = \\ g \left[(\xi_x^2 + \xi_y^2) \frac{\partial H}{\partial \xi} + (\xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y) \frac{\partial H}{\partial \eta} \right] \\ \left(C_f + \frac{1}{2} C_d a_s v \right) \frac{u^\xi}{h_j} \sqrt{(\eta_y u^\xi - \xi_y u^\eta)^2 + (\eta_x u^\xi + \xi_x u^\eta)^2} + D^\xi \end{aligned} \quad [17]$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial(u^\eta)}{\partial t} + u^\xi \frac{\partial(u^\eta)}{\partial \xi} + u^\eta \frac{\partial(u^\eta)}{\partial \eta} + \alpha_4 u^\xi u^\xi + \alpha_5 u^\xi u^\eta + \alpha_6 u^\eta u^\eta = \\ g \left[(\eta_x \xi_x + \eta_y \xi_y) \frac{\partial H}{\partial \xi} + (\eta_x^2 + \eta_y^2) \frac{\partial H}{\partial \eta} \right] \\ \left(C_f + \frac{1}{2} C_d a_s v \right) \frac{u^\eta}{h_j} \sqrt{(\eta_y u^\xi - \xi_y u^\eta)^2 + (\eta_x u^\xi + \xi_x u^\eta)^2} + D^\eta \end{aligned} \quad [18]$$

Donde:

$$\begin{aligned} \alpha_1 = \xi_x \frac{\partial^2 x}{\partial \xi^2} + \xi_y \frac{\partial^2 y}{\partial \xi^2}, \quad \alpha_2 = 2 \left(\xi_x \frac{\partial^2 x}{\partial \xi \partial \eta} + \xi_y \frac{\partial^2 y}{\partial \xi \partial \eta} \right), \\ \alpha_3 = \xi_x \frac{\partial^2 x}{\partial \eta^2} + \xi_y \frac{\partial^2 y}{\partial \eta^2}, \quad \alpha_4 = \eta_x \frac{\partial^2 x}{\partial \xi^2} + \eta_y \frac{\partial^2 y}{\partial \xi^2}, \\ \alpha_5 = 2 \left(\eta_x \frac{\partial^2 x}{\partial \xi \partial \eta} + \eta_y \frac{\partial^2 y}{\partial \xi \partial \eta} \right), \quad \alpha_6 = \eta_x \frac{\partial^2 x}{\partial \eta^2} + \eta_y \frac{\partial^2 y}{\partial \eta^2} \end{aligned} \quad [19]$$

$$\begin{aligned} D^\xi = \left(\xi_x \frac{\partial}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial}{\partial \eta} \right) \left[v_t \left(\xi_x \frac{\partial u^\xi}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial u^\xi}{\partial \eta} \right) \right] + \\ \left(\xi_y \frac{\partial}{\partial \xi} + \eta_y \frac{\partial}{\partial \eta} \right) \left[v_t \left(\xi_y \frac{\partial u^\xi}{\partial \xi} + \eta_y \frac{\partial u^\xi}{\partial \eta} \right) \right] \end{aligned} \quad [20]$$

$$\begin{aligned} D^\eta = \left(\xi_x \frac{\partial}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial}{\partial \eta} \right) \left[v_t \left(\xi_x \frac{\partial u^\eta}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial u^\eta}{\partial \eta} \right) \right] + \\ \left(\xi_y \frac{\partial}{\partial \xi} + \eta_y \frac{\partial}{\partial \eta} \right) \left[v_t \left(\xi_y \frac{\partial u^\eta}{\partial \xi} + \eta_y \frac{\partial u^\eta}{\partial \eta} \right) \right] \end{aligned} \quad [21]$$

Bajo las siguientes condiciones, los términos D^ξ y D^η pueden ser simplificados. Estas condiciones son:

- Las derivadas de segundo orden de los coeficientes métricos pueden ser consideradas localmente cero.
- Los términos son tratados localmente como coordenadas pseudo-ortogonales.

$$D^\xi = \frac{\partial}{\partial \xi} \left[\nu_t \xi_r^2 \frac{\partial u^\xi}{\partial \xi} \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[\nu_t \eta_r^2 \frac{\partial u^\xi}{\partial \eta} \right] \quad [22]$$

$$D^\eta = \frac{\partial}{\partial \xi} \left[\nu_t \xi_r^2 \frac{\partial u^\eta}{\partial \xi} \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[\nu_t \eta_r^2 \frac{\partial u^\eta}{\partial \eta} \right] \quad [23]$$

donde ξ_r y η_r son parámetros que representan la razón del tamaño local de la celda en coordenadas generales comparadas con la escala total de la grilla. Se definen como:

$$\xi_r = \frac{\Delta \xi}{\Delta \tilde{\xi}}, \quad \eta_r = \frac{\Delta \eta}{\Delta \tilde{\eta}} \quad [24]$$

Al utilizar las condiciones antes descritas, se cumple la relación:

$$\xi_x^2 + \xi_y^2 = \xi_r^2 (\tilde{\xi}_x^2 + \tilde{\xi}_y^2) = \xi_r^2 (\sin^2 \theta + \cos^2 \theta) = \xi_r^2 \quad [25]$$

$$\xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y = \xi_r \eta_r (\tilde{\xi}_x \tilde{\eta}_x + \tilde{\xi}_y \tilde{\eta}_y) = \xi_r \eta_r (\cos \theta \sin \theta + \cos \theta \sin \theta) = 0 \quad [26]$$

$$\eta_x^2 + \eta_y^2 = \eta_r^2 (\tilde{\eta}_x^2 + \tilde{\eta}_y^2) = \eta_r^2 (\sin^2 \theta + \cos^2 \theta) = \eta_r^2 \quad [27]$$

$$J = \xi_x \eta_y - \xi_y \eta_x = \xi_r \eta_r (\tilde{\xi}_x \tilde{\eta}_y - \tilde{\xi}_y \tilde{\eta}_x) = \xi_r \eta_r (\sin^2 \theta + \cos^2 \theta) = \xi_r \eta_r \quad [28]$$

donde θ representa el ángulo entre el eje x y el eje ξ . Equivalentemente, el ángulo que forma el eje y con el η .

c. Modelo de turbulencia

Entre los modelos de cierre de turbulencia existentes, se proponen como alternativas los siguientes esquemas.

Modelo k ϵ

El coeficiente de viscosidad de remolinos ν_t es representado por la ecuación:

$$\nu_t = C_\mu \frac{k^2}{\epsilon} \quad [29]$$

con C_μ una constante del modelo, mientras que k y ϵ determinadas en base a un sistema de ecuaciones de energía.

Coefficiente de viscosidad de remolinos constante

Se considera al coeficiente de remolinos ν_t , como el coeficiente de viscosidad cinemático aparente en el flujo cuando se tiene un estado de flujo turbulento. En este caso ν_t se considera equivalente a $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Modelo de ecuación cero

El coeficiente de viscosidad de remolinos ν_t es generalmente representado como el producto de la velocidad de turbulencia característica V_t y una longitud característica l .

$$\nu_t = V_t l \quad [30]$$

Para un flujo donde la profundidad y la rugosidad no experimentan mucha variación en la dirección transversal, se puede asumir que el coeficiente de viscosidad de remolinos en la dirección horizontal y el coeficiente de viscosidad de remolinos en la dirección vertical, son del mismo orden. Es posible plantear la ecuación:

$$\nu_t = \frac{\kappa}{6} Au + B \quad [31]$$

donde κ es la constante de Von Karman, u es la velocidad de corte, h la profundidad media, A y B constantes de ajuste, que generalmente se toman como 1 y 0 respectivamente. Sin embargo son susceptibles de cambiar su valor, de modo de ajustar vórtices que no resultan realistas (Fisher, 1973).

d. Modelo de fricción de fondo

Es posible considerar la ecuación de Manning, con la cual se calcula el coeficiente de fricción de fondo.

$$C_f = \frac{gn_m^2}{h^{1/3}} \quad [32]$$

El coeficiente de Manning puede ser estimado a través de la relación de Strikler, que toma el tamaño de aspereza k_s (en función de D_{90} o D_{84}), g es la aceleración de gravedad ($9,8 \text{ m/s}^2$) y el coeficiente α toma valores entre 1 y 3:

$$n_m = \frac{k_s^{1/6}}{7,66\sqrt{g}} \quad [33]$$

$$k_s = \alpha d_{90} \quad [34]$$

e. Ecuaciones básicas del transporte de sedimento

Velocidad media

$$V = \sqrt{u^2 + v^2} \quad [35]$$

Donde u y v son las velocidades medias en la vertical, en las direcciones x e y respectivamente.

Fricción total de fondo

$$\tau_t = \tau_{sed} + \tau_{veg} + \tau_{otros} \quad [36]$$

El parámetro τ_t corresponde a la fricción total que ejerce el fondo, ya sea por efecto del sedimento (τ_{sed}), por la vegetación (τ_{veg}) u otros factores (τ_{otros}).

Parámetros básicos del transporte de sedimentos

Los parámetros u y τ , corresponden a la velocidad de corte y tensión de corte adimensional o parámetro de Shields respectivamente, donde s_g densidad específica sumergida de sedimento, d el tamaño medio del material e I_e pendiente energía.

$$u = \sqrt{\frac{\tau_{sed}}{\rho}} \quad [37]$$

$$u = V\sqrt{C_f} \quad [38]$$

$$\tau = \frac{u^2}{gs_g d_s} \quad [39]$$

$$\tau = \frac{hI_e}{s_g d} = \frac{C_f V^2}{s_g d g} = \frac{n_m^2 V^2}{s_g d h^{1/3}} \quad [40]$$

Las relaciones de cálculo del gasto sólido de fondo que admite Nays2DH son Meyer-Peter y Müller y Ashida y Michihue. La primera para el caso donde el sedimento es uniforme y la segunda admite sedimento de granulometría extendida. En ambas relaciones, q_s es el gasto sólido de fondo en $m^3/s/m$, τ_c corresponde al esfuerzo de corte adimensional crítico y d el diámetro medio del sedimento.

Relación de Meyer-Peter y Müller

$$q_s = 8(\tau - \tau_c)^{1,5} \sqrt{s_g g d^3} \quad [41]$$

Relación de Ashida y Michiue

$$q_s = 17\tau_e^{1,5} \left(1 - K_c \frac{\tau_c}{\tau}\right) \left(1 - \sqrt{K_c \frac{\tau_c}{\tau}}\right) \sqrt{s_g g d^3} \quad [42]$$

Donde u_e es la velocidad de corte efectiva, τ_e es el esfuerzo de corte adimensional y K_c es un coeficiente que considera los efectos de la pendiente de fondo.

$$u_e^2 = \frac{V^2}{\left(6 + 2,5 \ln \frac{1}{d(1 + 2\tau)}\right)^2}, \quad \tau_e = \frac{u_e^2}{s_g g d}$$
$$K_c = 1 + \frac{1}{\mu_s} \left[\left(\frac{\rho_s}{\rho_s - \rho}\right) \cos \alpha \tan \theta_x + \sin \alpha \tan \theta_y \right] \quad [43]$$

El ángulo α corresponde a la desviación del flujo cercano al fondo con la dirección x, definido como:

$$\alpha = \arctan \left(\frac{v_b}{u_b} \right) \quad [44]$$

El ángulo θ_x y θ_y son las inclinaciones del fondo en las direcciones x e y respectivamente y μ_s es el coeficiente de fricción estática de fondo.

Es preciso señalar, la existencia de una serie de correcciones por efecto de pendiente de fondo y espesor de la capa móvil. Estos se explican de mejor manera el capítulo 5.

Ecuación de Exner

$$(1 - \lambda) \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial q_s}{\partial s} = 0 \quad [45]$$

En donde z es la cota de fondo y λ corresponde a la porosidad del material del lecho. Aquí se incorporan las correcciones del vector de transporte, pues s, corresponde a la coordenada espacial paralela a la dirección de escurrimiento del flujo de sedimento.

f. Ecuaciones para el análisis granulométrico

Para la obtención de la curva granulométrica se utiliza la metodología que presenta el apunte del curso CI6105-CI71J, Transporte Hidráulico de Sólidos (Tamburrino y Niño, 2013) y los tamaños característicos, D16, D50, D84 y D90, se utilizara la interpolación lineal, ocupando como variable ψ_i , que representa una medida del diámetro D_i y $P(\psi_i)$, donde:

$$\psi_i = \frac{\ln(D_i)}{\ln(2)} \quad [46]$$

$$P(\psi_i) = \% \text{ de sedimentos de tamaño menor a } D_i \text{ asociado a } \psi_i \quad [47]$$

Para el cálculo de la media geométrica se utilizan las siguientes relaciones:

Valor medio de variable para sedimento mayor a D_i y menor a D_{i+1}

$$\psi = \frac{(\psi_{i+1} + \psi_i)}{2} \quad [48]$$

Media geométrica de la variable ψ_m

$$\psi_m = \sum_i \frac{(P(\psi_{i+1}) - P(\psi_i)) (\psi_i + \psi_{i+1})}{2} \quad [49]$$

$$\sigma^2 = \sum_i (P(\psi_{i+1}) - P(\psi_i)) \left(\left(\frac{\psi_{i+1} + \psi_i}{2} \right) - \psi_m \right)^2 \quad [50]$$

Existen una serie de ecuaciones auxiliares que se utilizarán en deducciones puntuales, las cuales no forman parte del motor del Solver y se enunciarán en la medida del desarrollo del documento.

2.3. Descripción del solver Nays2DH

Nays2DH es un modelo computacional de simulación del flujo horizontal bidimensional (2-D), del transporte de sedimento, de los cambios morfológicos del lecho y de barras en ríos.

Nays2DH posee varias funciones, por ejemplo, el modelo de confluencia del río, modelo de granulometría no uniforme y la función de partida de simulación desde un estado antes simulado o base. Además es capaz de simular meandros e incorpora los efectos en el flujo causados por árboles y vegetación, cálculo y predicción de inundación sobre riberas inundables, sedimentación en confluencias del río, análisis de erosión y desastres de inundación.

Las características del modelo hidrodinámico son:

- Sistema de coordenadas general curvilíneo, lo que permite la consideración directa de fronteras complejas y formas de lecho.
- Permite realizar cálculos que implica confluencias del canal principal y tributario.
- Esquema de diferencias finitas que puede ser adoptado a los términos de advección en las ecuaciones de momentum (tiene la opción de esquema Upwind de primer orden y el esquema de interpolación cubica de propagación CIP).
- En el caso del tratamiento del término de la turbulencia es posible utilizar la viscosidad de remolinos constante, el modelo de ecuación cero o un cierre de tipo κ - ϵ .
- La configuración de las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo, incluyen condiciones periódicas o constantes, elevación del nivel de agua o caudal de entrada.

- Para el cálculo del eje hidráulico inicial, es posible seleccionar condiciones de pendiente constante, flujo uniforme y no uniforme.
- La fricción de fondo es evaluada a través del coeficiente de Manning, introduciendo en cada celda del modelo un valor distinto si se precisa.
- Algunas celdas pueden ser configuradas de forma especial, de modo que simulen obstáculos, tales como cepas de puentes o formaciones rocosas especiales.
- El efecto de la vegetación puede ser incluido de manera independiente en cada celda, adicional al coeficiente de Manning asociado al sedimento de lecho.
- Permite el cálculo sólo del flujo o el flujo más el transporte de sedimentos.
- Puede ser considerado el transporte de fondo solamente o asociar también al cálculo el transporte de material suspendido.
- Se puede simular granulometrías extendidas o uniformes.
- La tasa de sedimento por gasto sólido entrante, puede ser ajustada; esto equivale a tener la capacidad de simular escenarios especiales.
- Es posible añadir una capa de información, con la elevación del sedimento no erosionable.
- Para la estimación del gasto sólido, es posible escoger entre la relación de Meyer-Peter y Müller o la de Ashida y Michiue.
- Para el cálculo del vector de transporte de fondo, es posible utilizar la relación de Watanabe o la de Ashida, Egashira y Liu (Shimizu y Takebayashi, 2014).
- En el caso de simulaciones con transporte en suspensión, es posible utilizar el modelo de Lane-Kalinske (Lane y Kalinske, 1941) o de Itakura y Kishi (Itakura y Kishi, 1980).
- Es posible incorporar una pendiente de equilibrio para el sedimento acumulado, esto hace la simulación más realista, incorporando el efecto que tiene el ángulo de reposo de los sedimentos (generalmente en arenas es 30° y gravas alcanza los 40°). Si se excede el ángulo, el modelo ajusta el lecho.
- La salida de resultados del modelo, es a través de videos, imágenes y archivos.csv (formato similar a EXCEL.), los cuales pueden ser consultados para cualquier tiempo que el usuario desee.

3. ANTECEDENTES DE LA CUENCA DEL RÍO IBAÑEZ

Para la comprensión de la situación actual del río Ibáñez, es preciso hacer una revisión de aspectos tales como:

- Geomorfología de la cuenca
- Volcanismo asociado a la zona de estudio y sus consecuencias
- Hidrología del río Ibáñez

De ese modo, se tendrá una adecuada descripción del sector de estudio y permitirá un mejor entendimiento de la dinámica del río Ibáñez y de los fenómenos que se estudian en la presente modelación.

3.1. Geomorfología de la cuenca del río Ibáñez

La cuenca del río Ibáñez es un importante rasgo morfológico al este de los Andes Patagónicos. Presenta una preferente disposición Noroeste-Sureste, desde la naciente del río Ibáñez en la ladera Sureste del volcán Hudson, hasta su desembocadura en el lago General Carrera, completando así una extensión de 88 km aproximados. Nyemeyer et al. (1984) define a esta zona como precordillera, zona transicional entre la zona extra Andina y la cordillera principal ubicadas más al Este y Oeste respectivamente.

Por otra parte Scalabrino et al. (2010), denominan a esta zona como el Dominio 2, el cual se encuentra entre el Dominio 1 correspondiente a la Cordillera Principal y el Dominio 3, en el cual se encontrarían las mesetas de Buenos Aires (nombre que recibe el lado argentino del lago General Carrera) y Guenguel, ubicadas justo al este del límite internacional entre Chile y Argentina. La elevación promedio del Dominio 2 es de 900 m.s.n.m. Con una topografía de baja longitud de onda, en la cual se distinguen altos contrastes de relieve, rasgo típico de cordones montañosos que presentan incisiones profundas.

En base a observaciones en terreno, información batimétrica y trabajo con imágenes satelitales de alta resolución, se ha propuesto que el origen de rasgos morfológicos como quebradas de traza recta, asimetrías en la geometría de lagos como el Lapparent y General Carrera se deben a gatillantes tectónicos y que sobre dichas discontinuidades posteriormente se habrían canalizado los avances glaciales y desarrollo de escorrentías fluviales (Scalabrino et al., 2010).

Un primer segmento de la cuenca del río Ibáñez, ubicado aguas arriba próximo a su nacimiento en el volcán Hudson, corresponde a un valle cerrado de traza recta el cual se extiende unos 20 km al Sureste. Dicho valle se encuentra flanqueado tanto hacia el Noreste como al Suroeste por macizos graníticos correspondientes al Batolito Patagónico, los cuales alcanzan una altura de entre 1.650 m.s.n.m. y 1.900 m.s.n.m. siendo más pronunciado y continuo aquel que bordea el valle hacia el Norte. Un segundo segmento presenta valles menos encajonados que el primero y está construido sobre el mismo tipo litológico que el enunciado anteriormente. Su inicio está marcado por una zona de confluencia de otras 3 quebradas de traza recta y orientación Norte-Nororoeste y una cuarta de orientación aproximada Este-Oeste, la cual tiene su nacimiento a las faldas de cerro Hudson, ubicado al sur del volcán homónimo.

Este segmento se extiende por unos 30 kilómetros hacia el Sureste y está caracterizado por una pérdida de energía del río, pasando a un régimen de tipo trenzado, lo que genera una amplia distribución de depósitos de llanura de inundación y barras. El borde sur de este segmento está caracterizado por la presencia de valles abiertos de orientación Noreste, los cuales sirven de alimentadores del río Ibáñez. Mientras que con una orientación Nororoeste se disponen incisiones más apretadas, las cuales no hospedan flujos importantes de agua. Por otra parte el borde norte del segmento presenta múltiples quebradas muy cerradas de orientación Nororoeste, en cuyas desembocaduras hacia el río se generan abanicos aluviales. La altura de las cumbres que bordean este segmento está en el orden de entre los 1.600 m.s.n.m. y 1.300 m.s.n.m. siendo estas cumbres de menor altura aguas abajo.

Un tercer segmento de la cuenca tiene inicio en el sector más occidental del lago Lapparent, en donde el río Ibáñez asume una disposición Este-Oeste, para luego retomar su dirección Noroeste característica y desembocar en el lago General Carrera. Es al inicio de este segmento en donde el valle pasa de estar construido sobre rocas graníticas del Batolito Patagónico, reológicamente más competente, a estar sobre rocas volcánicas de la formación Ibáñez. El borde norte del segmento de disposición Este-Oeste está compuesto por la cordillera de Castillo, en la cual se sitúa cerro Castillo, máximo topográfico en las cercanías de la cuenca del río Ibáñez, el cual alcanza una altura de 2.318 m.s.n.m. De acuerdo a Scalabrino et al. (2010), el escarpe sur de dicha cordillera sería el resultado de movimientos normales, por lo que la variación local de la orientación de la cuenca se debería a efectos tectónicos. El borde este del tercer segmento corresponde a una sierra de unos 2000 m.s.n.m. La cual está constituida por unidades litológicas de edad Cretácica y cuya actual posición se debería a actividad tectónica de tipo contraccional asociada a una falla de orientación Noroeste, la cual no afloraría en la zona según Quiroz y Bruce (2010).

El límite Sur-Suroeste del tercer segmento presenta una zona elevada la cual alcanza los 1.200 m.s.n.m. justo al Norte del lago Lapparent, cuya disposición es paralela al margen de este. Un poco más al Sur, entre los lagos Lapparent y General Carrera, y al oeste de la localidad de puerto Ingeniero Ibáñez, se encuentra la superficie Miocena-Pliocena de Avellanos, la cual se caracteriza por ser porciones de paisajes con una morfología suave, de gradientes menores a 5%, los cuales se presentan notablemente planas a lo largo de hasta 10 km y dispuesta con una orientación paralela al borde norte del lago General Carrera. La altura de este segmento es de unos 2.000 m.s.n.m. y presenta una extensión de 20 km de ancho y 30 km de largo. Remanentes de esta superficie se encuentran en la ribera sur del lago Lapparent, en donde se identifican dos superficies angostas que se disponen paralelas al margen de este. Dichas superficies se unen en el borde occidental del lago y alcanzan una elevación promedio de 1.500 m.s.n.m.

El borde este del tercer segmento corresponde al lago General Carrera, el cual a su vez está delimitado hacia el Este por morrenas bien desarrolladas ubicadas en el dominio de la pampa argentina, las cuales presentan una morfología de anfiteatro y son la expresión de la máxima extensión de los glaciares hacia el Este durante la etapa glacial del Plioceno-Cuaternario según Scalabrino et al. (2010). Dichas morrenas a la vez separan la Meseta de Guenguel de la Meseta de Buenos Aires, ubicadas al Norte y Sur respectivamente.

Es en el tercer segmento descrito en donde se tiene buena información relativa a los depósitos no consolidados de la cuenca, en donde de acuerdo a Quiroz y Bruce (2010) se pueden reconocer:

Depósitos de abanicos aluviales

Bloques, gravas, arenas y limos generados por transporte hídrico y depositados en la base de cordones montañosos e intersecciones de valles secundarios y principales. Normalmente muestran morfología de abanico con baja pendiente.

Depósitos fluviales

Gravas con matriz arenosa asociadas a bancos de arena y limos. Depósitos de limos y arcillas, con contenido de materia orgánica vegetal. Se encuentran asociados a los cursos fluviales actuales y a las llanuras de inundación aledañas a los valles principales.

Depósitos deltaicos

Depósitos no consolidados compuestos por gravas, arenas, limos y bloques. Morfológicamente constituyen deltas Gilbert¹. Se habrían desarrollado en el desagüe de ríos a lagos. Los depósitos mejor desarrollados de este tipo se encuentran en la confluencia de los ríos Avellano e Ibáñez con el lago General Carrera, donde se pueden observar depósitos superpuestos y escalonados, cuyas superficies aterrazadas representarían antiguos niveles de base lacustre.

Depósitos glaciales

Bloques, gravas, arenas, limos y arcillas que componen distintos depósitos glaciogénicos como diamictos, depósitos glaciofluviales y depósitos glaciolacustres.

¹ Formación deltaica típica de desembocaduras de ríos en lagos, observadas por Gilbert en 1885 (Gobo, 2014). Consisten en una zona de depositación de sedimentos casi horizontal, seguida de una abrupta caída donde se forman capas oblicuas de depositación.

3.2. El volcán Hudson como agente en la morfodinámica del río Ibáñez

3.2.1. Generalidades del volcán Hudson

Según la información de SERNAGEOMIN (2011), el volcán Hudson corresponde a un volcán tipo caldera ubicado en la zona de fiordos y canales patagónicos, en las cercanías de los Campos de Hielo Norte. Corresponde al centro más meridional de la zona volcánica sur de los Andes. Ubicado en la cordillera de los Andes de la región de Aysén, es un estratovolcán² que emerge de una caldera pleistocénica de 9 km de diámetro medio, cubierta por materiales eruptivos holocénicos y una gruesa capa de hielo según Fuenzalida y Espinoza (SERNAGEOMIN, 2011). El volcán, de 2.400 – 2.500 m de altitud, se ubica a unos 60 km al Suroeste de Puerto Aysen y a 82 km al Sureste de Coyhaique.

Destaca un glaciar permanente en el interior de la caldera, que drena hacia el Noroeste hacia el valle del río Huemules. Se encontraría activo desde hace al menos 1,5 millones de años y dada su remota ubicación, fue reconocido como volcán sólo en la década de 1970. Su actividad durante el Holoceno ha estado caracterizada por erupciones explosivas, entre las que se reconoce una de las mayores erupciones ocurridas en los Andes durante este período. En términos composicionales, los magmas emitidos varían desde basaltos a dacitas, donde la mezcla de magmas ha jugado un rol relevante en la dinámica eruptiva, además de la interacción hielo y magma.

3.2.2. Antecedentes de actividad volcánica del Hudson

El volcán Hudson ha tenido una serie de erupciones explosivas en las últimas décadas, destacándose los eventos eruptivos de 1971 y 1991. La de 1971 comenzó el 12 de agosto, produciendo una gran explosión, onda expansiva y ruido. Se observó emisión de lava, además la eyección de densas columnas de cenizas y vapor de agua, desde un cráter ubicado en el sector noroeste. Los materiales piroclásticos se repartieron por una extensa región debido al cambiante viento de la zona. Al este del volcán las cenizas sobrepasaron los 300 km de distancia. A un radio de 30 km del volcán se depositó una capa de 35 cm y 5 cm a una distancia de 150 km. Se generó un aluvión (lahar) en el valle Huemules, deslizándose gran cantidad de material piroclástico y arena. Al llegar la lengua del glaciar al valle del río Huemules, se formó un aluvión con una cresta de 6 a 8 m de altura con un ancho de 1 a 2 km.

La erupción de agosto de 1991, es considerada una de las mayores erupciones ocurridas en el siglo XX en el mundo entero. En el caso particular de Chile, esta erupción sólo fue superada en magnitud por la del volcán Quizapu en 1932. Asociado a los distintos eventos eruptivos, se han reportado lahares encauzados principalmente hacia el Oeste y Noroeste, los que han ocasionado víctimas fatales y cuantiosos daños al entorno. Además, la caída de material piroclástico, en forma de pómez y ceniza, ha afectado regiones ubicadas principalmente al sureste del volcán. Ambas envolventes de zonas afectadas por la depositación de material se muestran en **Figura 3.1**.

² Corresponde a un tipo de volcán, cuyo edificio volcánico es construido por erupciones sucesivas de lavas y depósitos piroclásticos – Fuente: SERNAGEOMIN.

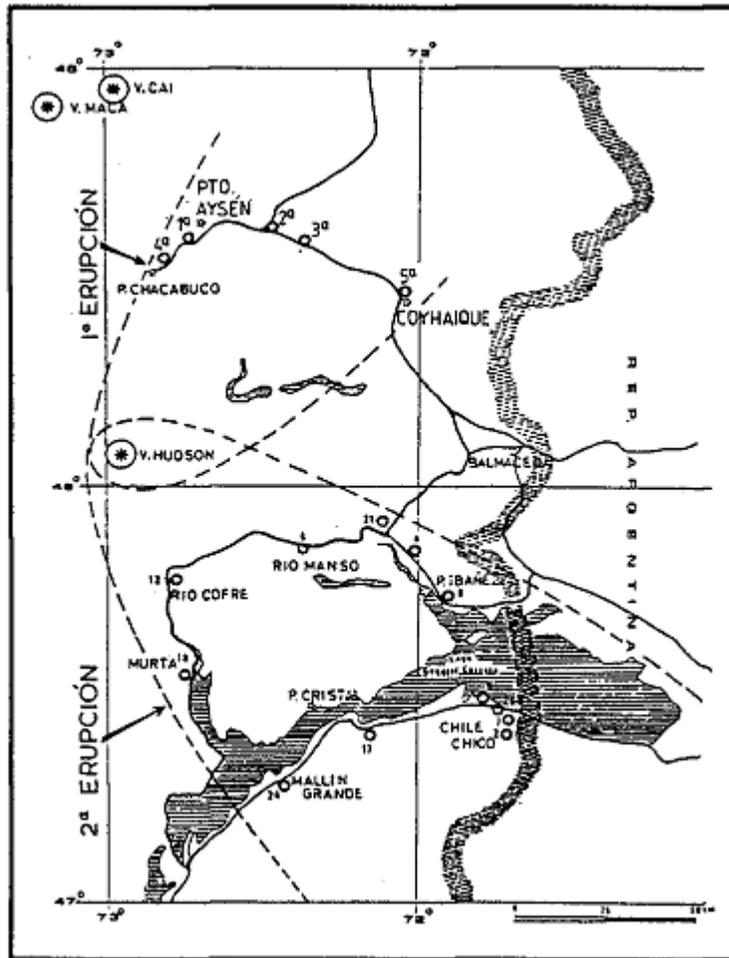


Figura 3.1 Envolvente de deposición de material volcánico - Erupción de 1971 y 1991 (Ministerio del Interior, 1996).

La erupción de 1991 se desarrolló en dos fases consecutivas. La primera de ellas moderada, se inició el 8 de agosto y duró 16 hrs. Fue sub-Pliniana, freatomagnética y la columna eruptiva pardo-grisácea cargada de cenizas, alcanzó una altura de 12 km. Los vientos dominantes arrastraron la pluma en dirección Nornoreste, depositando 7 mm de ceniza en Puerto Chacabuco, distante a unos 50 km.

La segunda erupción se inició el 11 de agosto, fue de gran magnitud, originó el nacimiento de un nuevo cráter y provocó varias explosiones. El 12 de agosto, se produjo una erupción paroxística, cuya columna eruptiva alcanzó los 18 km de altura y la pluma generada, elíptica, con una anchura total de casi 200 km sobre Argentina, alcanzó en su eje Noreste las islas Malvinas, distantes a 1.200 km del volcán. A partir del día 15 la actividad declinó marcadamente. Se estima que el volcán Hudson emitió entre 4 a 6 km³ de piroclásticos (la erupción del Quizapú de 1932 emitió 18 km³). Se estima que alrededor de 80.000 km² fueron afectadas por la erupción y que la caída directa de cenizas, sin re-depositación eólica secundaria, cubrió con espesores de 10 a 50 cm una superficie de 2.670 km²; entre 50 y 100 cm una superficie de 320 km²; y solo 95 km² con espesores de más de 100 cm, según muestra la **Figura 3.2**.

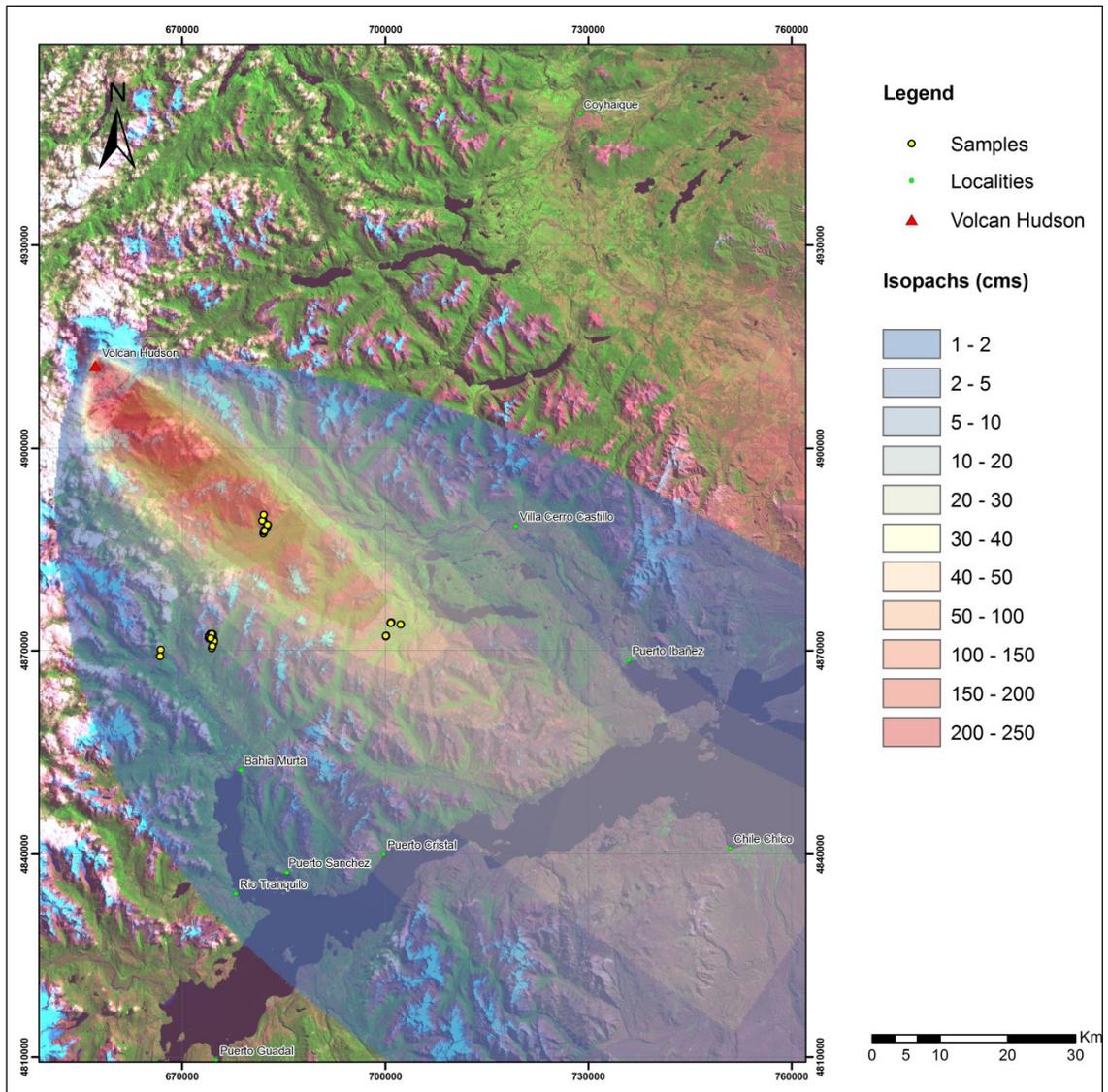


Figura 3.2 Isocapas de deposición de material volcánico - Erupción del 91, según estimaciones de Wilson et al. (2010).

3.3. Antecedentes hidrológicos

El río Ibáñez se ubica en la región de Aysén y del General Carlos Ibáñez del Campo, corresponde a un afluente de la hoya hidrográfica del río Baker. Se origina en un ventisquero desprendido desde el macizo englaciado del cerro Hudson. Recorre un total de 88 km, su principal afluente es el estero Manso que desagua el lago Lapparent. Otros cauces importantes de la cuenca del Ibáñez son: río Los Huemules, río Frío, río El Chiflón, río Cajón y río Claro.

El río Ibáñez corresponde al principal cauce de drenaje de la cuenca, teniendo un área aproximada de 2.595 km², si se considera la estación fluviométrica de la DGA Ibáñez en Desembocadura (**Tabla 3.1**) como punto de drenaje, próxima a unos 6,5 km de la desembocadura en el lago General Carrera.

Uno de los principales factores de la actual situación del río Ibáñez, es la actividad volcánica reciente del Hudson y sus deposiciones en la cuenca. Sin embargo, el agente clave en la dinámica del lecho del río es la hidrología.

Se han considerado los datos de la estación fluviométrica de la DGA "Ibáñez en Desembocadura" de código BNA 11505001-K. El registro de datos contiene caudales medios mensuales, caudales instantáneos máximos anuales, aforos y caudales instantáneos cada 1 hr (es decir caudal instantáneo horario).

Tabla 3.1 Antecedentes de estación fluviométrica.

Estación		Coordenadas UTM		Período información disponible			
Código BNA	Nombre	Norte	Este	Qmd	Qmi	Aforos	Qih
11505001-K	Ibáñez en Desembocadura	4.872.146	731.629	1985/2014	1985/2014	1985/2014	2000/2014

Dónde:

- Qmd : Caudal medio mensual m³/s
- Qmi : Caudal máximo instantáneo anual m³/s
- Aforos : Aforos realizados por DGA
- Qih : Caudal instantáneo horario m³/s

Se estudian a continuación los caudales de esta estación, dado que representa el punto más cercano a la condición de borde de aguas arriba del sector de estudio.

3.3.1. Caudales medios mensuales

Del registro de caudales medios mensuales disponibles, se han considerado solo los años hidrológicos completos (1 de abril al 31 de marzo del año siguiente) y se ha calculado el promedio de cada mes. Con ello es posible apreciar a modo general, el régimen del río Ibáñez, el cual resulta ser mixto donde predomina la componente glacio - nival por sobre la componente pluvial, según muestra la **Figura 3.3**.

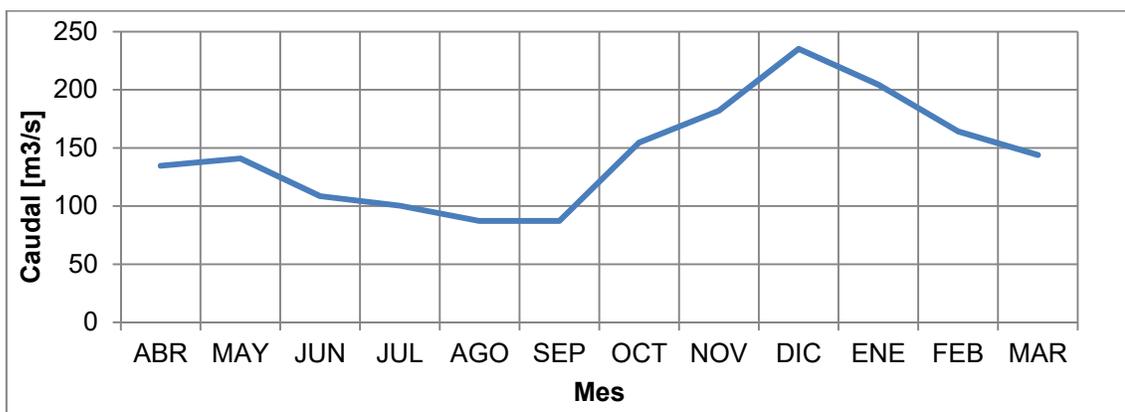


Figura 3.3 Caudales medios mensuales – Promedio.

Tabla 3.2 Caudales medios mensuales, elaboración en base a reportes DGA.

PERIODO	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR
1985/1986	164,16	129,07	109,08	76,73	89,82	123,50	145,40	201,77	222,65	221,16	200,04	178,32
1986/1987	135,07	162,65	117,44	160,11	60,77	68,99	135,09	122,71	170,23	201,40	140,29	133,57
1987/1988	137,27	70,47	151,69	63,73	53,45	43,05	112,21	150,90	134,60	133,66	124,00	105,76
1988/1989	129,05	80,07	85,66	86,43	42,11	56,36	97,93	226,57	243,97	216,16	155,39	129,39
1989/1990	213,31	105,56	151,65	86,77	62,28	56,42	114,57	184,67	353,87	260,45	188,04	114,18
1991/1992	119,27	126,75	38,67	78,11	37,01	102,58	90,73	238,30	201,29	191,61	139,27	327,91
1993/1994	76,65	109,12	88,57	94,07	128,82	57,23	140,14	137,60	225,69	185,01	156,58	120,49
1994/1995	123,46	212,78	79,05	47,83	71,89	128,11	95,94	154,67	215,19	140,11	76,09	62,41
1995/1996	170,68	132,73	94,70	126,29	52,42	94,64	145,67	230,83	327,39	140,59	191,76	150,60
1996/1997	185,52	303,87	162,18	122,59	260,87	145,65	179,25	229,23	210,48	224,39	121,58	116,74
1998/1999	76,22	132,59	113,88	248,07	131,68	49,30	204,02	170,20	289,77	196,61	141,98	117,87
1999/2000	71,07	154,57	59,09	65,12	131,79	85,64	152,25	153,68	127,88	140,90	170,29	104,42
2000/2001	87,30	80,66	91,38	40,11	66,76	60,17	156,55	153,02	352,84	210,18	262,86	221,10
2001/2002	102,07	112,25	92,27	101,53	88,07	91,02	181,48	168,34	210,94	178,57	136,19	184,66
2002/2003	211,84	163,17	46,50	176,15	83,81	105,68	255,62	174,41	265,26	263,55	185,52	161,30
2003/2004	62,42	126,84	206,39	58,90	190,24	100,26	241,05	199,67	199,87	329,81	167,45	163,42
2004/2005	199,91	91,01	173,87	104,84	75,45	153,54	145,43	211,84	295,97	210,19	150,22	189,53
2005/2006	92,46	177,34	103,98	62,15	62,99	134,98	308,81	295,33	210,74	219,84	165,46	217,50
2006/2007	198,93	141,84	79,31	114,44	84,23	97,34	132,88	245,97	329,42	263,90	137,18	89,01
2007/2008	159,16	72,02	54,76	48,58	45,69	65,53	230,65	185,35	367,81	277,10	191,55	128,13
2008/2009	149,15	165,05	60,41	119,60	44,18	66,31	93,31	225,80	245,26	178,94	309,36	164,47
2010/2011	99,10	183,34	110,71	50,30	50,30	50,30	50,30	50,30	50,30	50,30	143,44	200,03
2011/2012	159,34	156,32	100,67	125,07	43,62	69,55	102,74	185,50	174,77	194,52	170,17	184,59
PROMEDIO	135,80	138,70	103,13	98,15	85,14	87,22	152,70	186,81	235,92	201,26	166,29	155,02

Nota: Caudales se presentan en m³/s.

Según la **Tabla 3.2**, que contiene los valores de los caudales medios mensuales, es posible estimar el caudal medio del río en 145 m³/s.

Con el registro de los años hidrológicos completos es posible generar la curva de duración de caudales medios mensuales, la cual se muestra en **Figura 3.4**, según la metodología de Weibull expuesta en el texto Hidrología Aplicada (Chow et al., 1994).

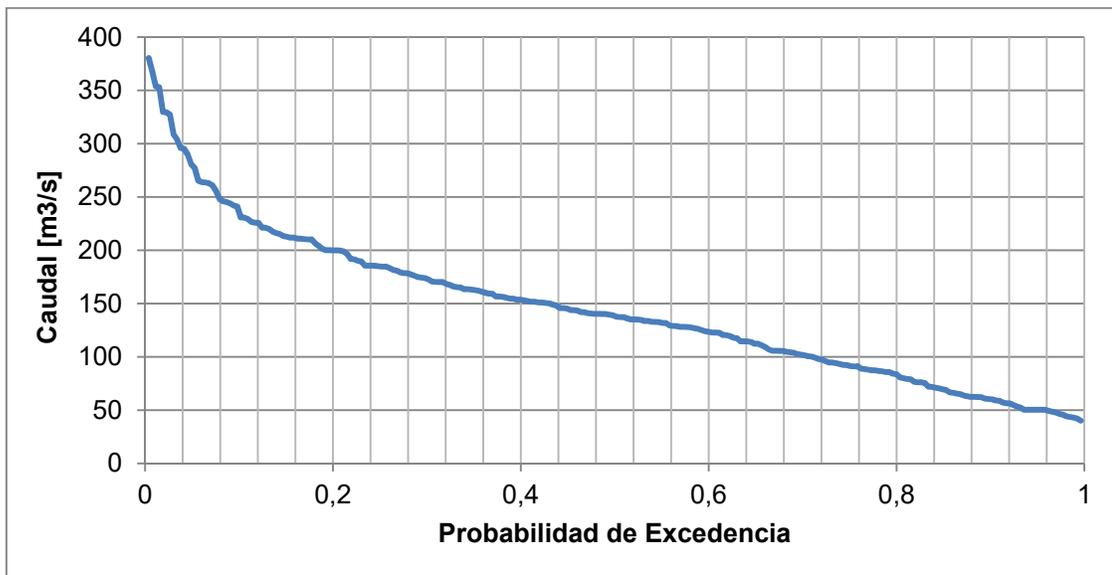


Figura 3.4 Curva de duración – Caudales medios mensuales, elaborada en base a estadística de la DGA, cuyo registro son de años hidrológicos completos.

3.3.2. Caudales máximos y mínimos instantáneos

Crecida máxima instantánea anual

Para la estimación de los caudales de estudio, asociados a distintos periodos de retorno (T), se cuenta con la estadística de los caudales máximos instantáneos anuales. Se realizó un análisis estadístico y ajuste con la ley de distribución Gamma de 3 parámetros, Log-Pearson tipo III y Gumbel utilizando el software Hidroesta (Villón, 2012).

Tabla 3.3 Caudales de crecida instantánea v/s periodo de retorno.

Periodo de retorno T años	Caudal según ley de distribución m³/s		
	Gama de 3 parámetros	Log-Pearson tipo III	Gumbel
2	673	673	673
5	853	847	846
10	966	963	960
15	1028	1028	1024
20	1071	1075	1069
25	1103	1110	1104

La **Tabla 3.3** muestra un buen ajuste con todas las distribuciones, además, los valores no difieren mayormente entre ellas. Como es usual en la práctica ingenieril, se tomará la distribución Log-Pearson tipo III que entrega los mayores valores a periodos de retorno más elevados (criterio conservador).

Tabla 3.4 Caudales máximos instantáneos anuales.

Periodo	Caudal máximo m ³ /s	Fecha
1985/1986	522,26	20-abr
1986/1987	580,44	29-ene
1987/1988	566,52	27-jun
1988/1989	494,12	06-nov
1989/1990	936,80	26-dic
1990/1991	810,20	18-jun
1991/1992	454,20	28-dic
1992/1993	461,80	30-nov
1993/1994	528,10	14-ago
1994/1995	456,00	07-may
1995/1996	486,70	21-feb
1996/1997	698,10	19-ago
1997/1998	725,00	10-ago
1998/1999	1.254,20	26-dic
1999/2000	448,64	10-may
2000/2001	644,59	18-dic
2001/2002	648,18	15-mar
2002/2003	719,10	06-abr
2003/2004	1.022,79	18-ago
2004/2005	711,80	16-mar
2005/2006	1.050,68	21-oct
2006/2007	690,27	02-ene
2007/2008	648,18	17-abr
2008/2009	795,22	17-feb
2009/2010	697,48	05-ene
2010/2011	704,75	01-may
2011/2012	606,43	05-mar
2012/2013	873,54	07-nov
2013/2014	775,89	09-may

Nota: Año hidrológico del 1º de abril al 31 de marzo del año siguiente.

3.3.3. Hidrogramas de modelación de escenarios

Los escenarios a modelar están estrechamente relacionados con los caudales del río Ibáñez que caracterizan los fenómenos de erosión o lavado del lecho y sedimentación, conducentes al embancamiento del lecho del río en el sector de estudio. Es por ello que se requieren hidrogramas reales para representar los eventos tipo, los cuales se obtienen filtrando la estadística de la DGA (que contiene datos de caudales horarios). El hidrograma resultante en cada caso corresponde a una crecida aislada.

Crecida de periodo de retorno 25 años

El caudal de crecida máxima de este hidrograma equivale a $1.110 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual se obtuvo mediante análisis de frecuencias (**Tabla 3.3**). Del registro histórico de la DGA, se tienen 2 crecidas con similares caudales. Ellos ocurren en las fechas: 18 de agosto del 2003 (**Figura 3.5**) alcanzando un caudal máximo de $1.022 \text{ m}^3/\text{s}$ y el 21 de octubre del 2005 (**Figura 3.6**) que alcanza los $1.050 \text{ m}^3/\text{s}$ como valor máximo.

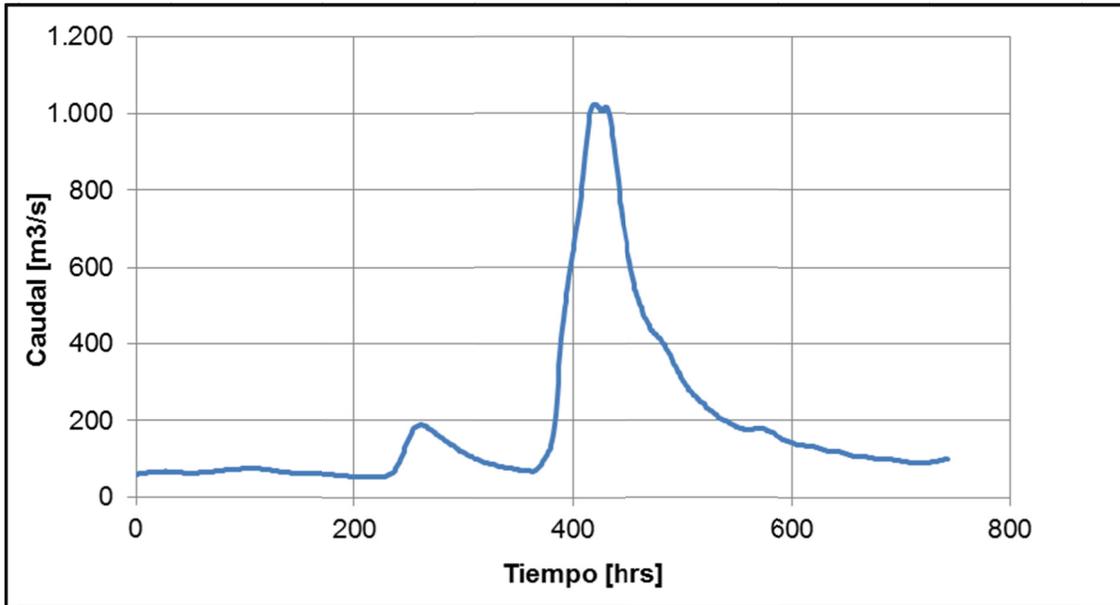


Figura 3.5 Caudal horario – Agosto del 2003. Registro DGA.

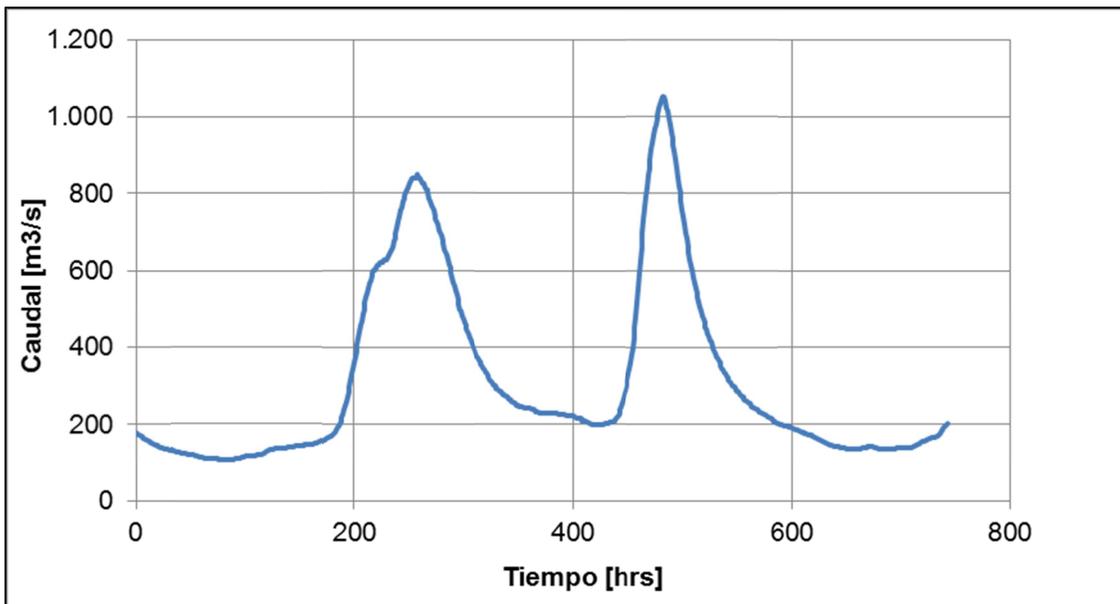


Figura 3.6 Caudal horario – Octubre del 2005. Registro DGA.

En la **Figura 3.7** se observa que la crecida se encuentra precedida de una pequeña alteración de su caudal base. Es posible aislar la crecida obviando esta alteración, en cuyo caso se obtendría gráficamente el resultado que se muestra en **Figura 3.8**.

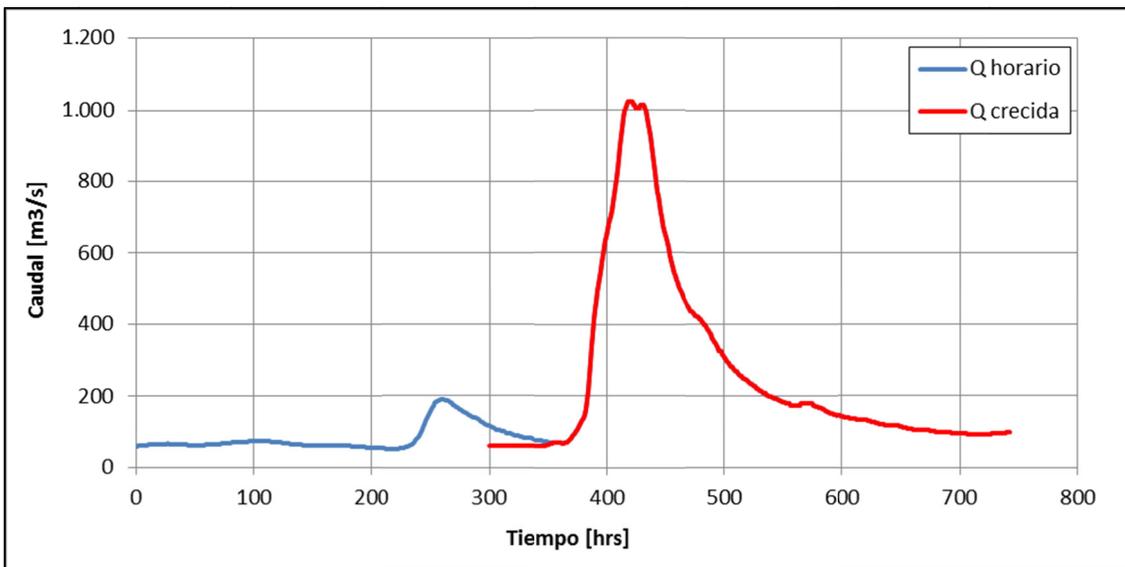


Figura 3.7 Crecida aislada en caudal horario – Agosto del 2003.

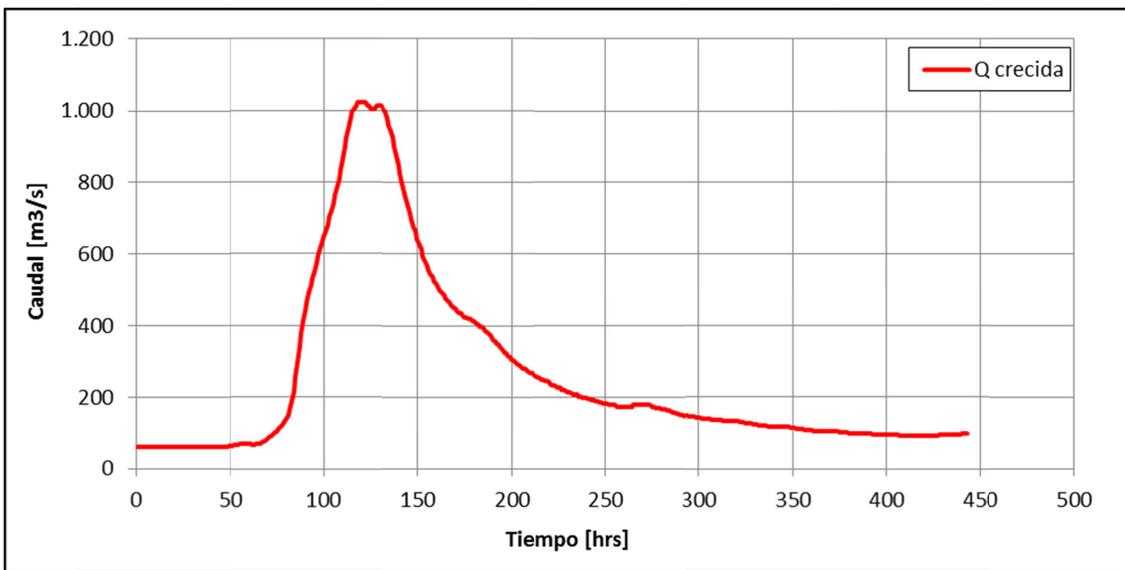


Figura 3.8 Crecida de caudal máximo 1.022 m³/s – 18 de agosto del 2003.

Se ha considerado un caudal base equivalente a 60 m³/s, que corresponde al promedio de las primeras 200 hrs del mes de agosto.

La **Figura 3.9** muestra que la crecida del 21 de octubre del 2005 está precedida de otra crecida de importancia de caudal máximo superior a los 800 m³/s. Dado que los escenarios a implementar consideran el estudio de una crecida aislada, se obviara la primera crecida y se aislara la de interés, la cual se muestra en **Figura 3.10**.

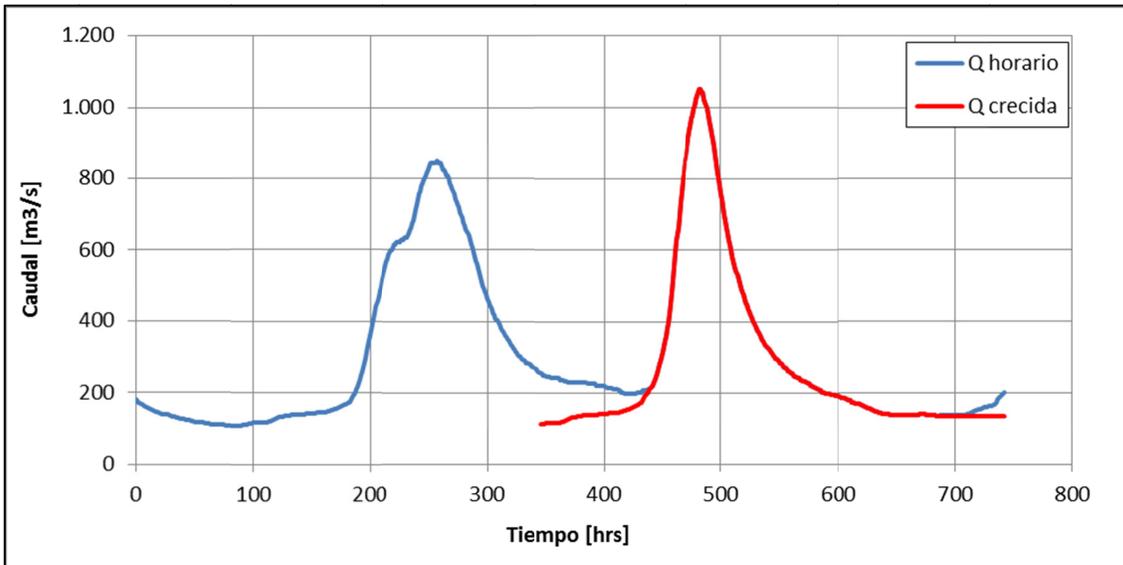


Figura 3.9 Crecida aislada en caudal horario – Octubre del 2005.

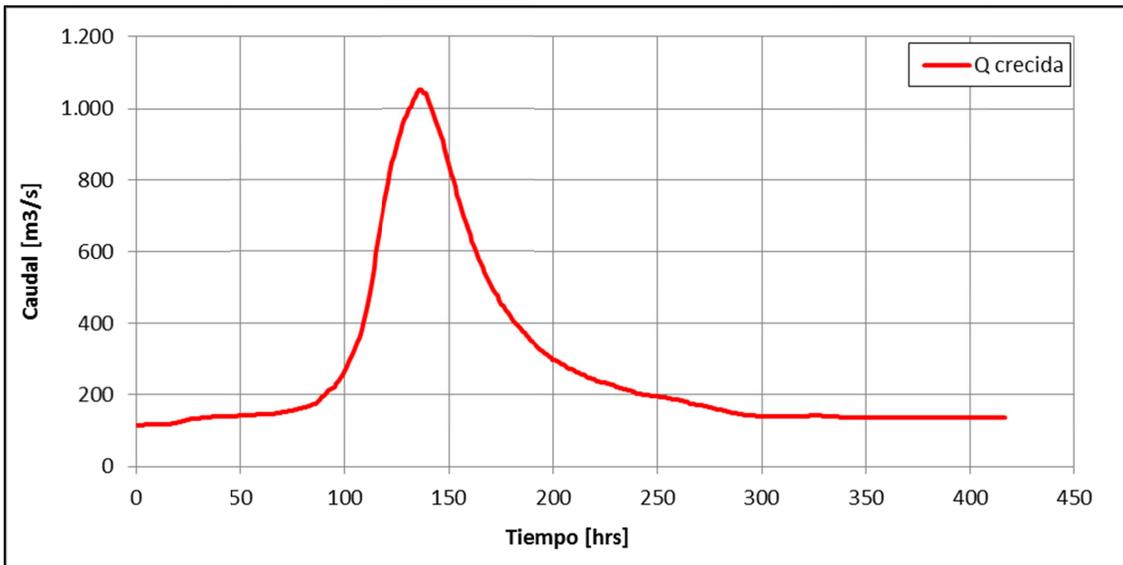


Figura 3.10 Crecida de caudal máximo 1.050 m³/s – 21 de octubre del 2005.

Se ha considerado como caudal base de la crecida, el caudal comprendido entre la hora 100 hasta la hora 188 del mes de octubre del 2005, que corresponde al inicio de la primera crecida del mes, cuyo caudal máximo supera ligeramente los 800 m³/s.

Ambas crecidas son comparables si se adimensionalizan por su respectivo caudal máximo y se desfasa la crecida del 18 de agosto en 12 hrs, de modo de generar coincidencia en sus respectivos máximos. La **Figura 3.11** muestra que ambos hidrogramas son muy similares, pues para tiempos donde el caudal supera el 60% del caudal máximo, las diferencias son despreciables en ambos hidrogramas (T1). En fase de crecida y disminución, las diferencias resultan muy menores (T2). Las mayores diferencias ocurrirían en lo que sería el caudal base, previo a la fase de aumento de caudal. Por ello, se toma como hidrograma adimensional el promedio de ambas crecidas y se define el tiempo de duración de crecida de 450 hrs, es decir se trunca el tiempo a una duración de 450 hrs.

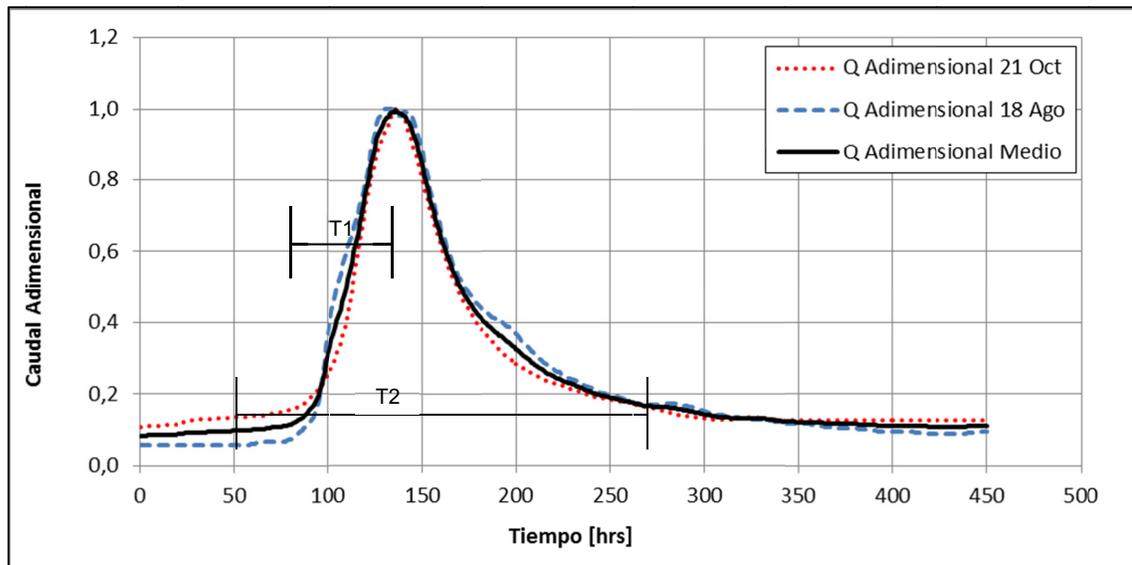


Figura 3.11 Crecidas adimensionales.

Se presenta en la **Figura 3.12** el hidrograma de la crecida de periodo de retorno 25 años y caudal máximo $1.110 \text{ m}^3/\text{s}$.

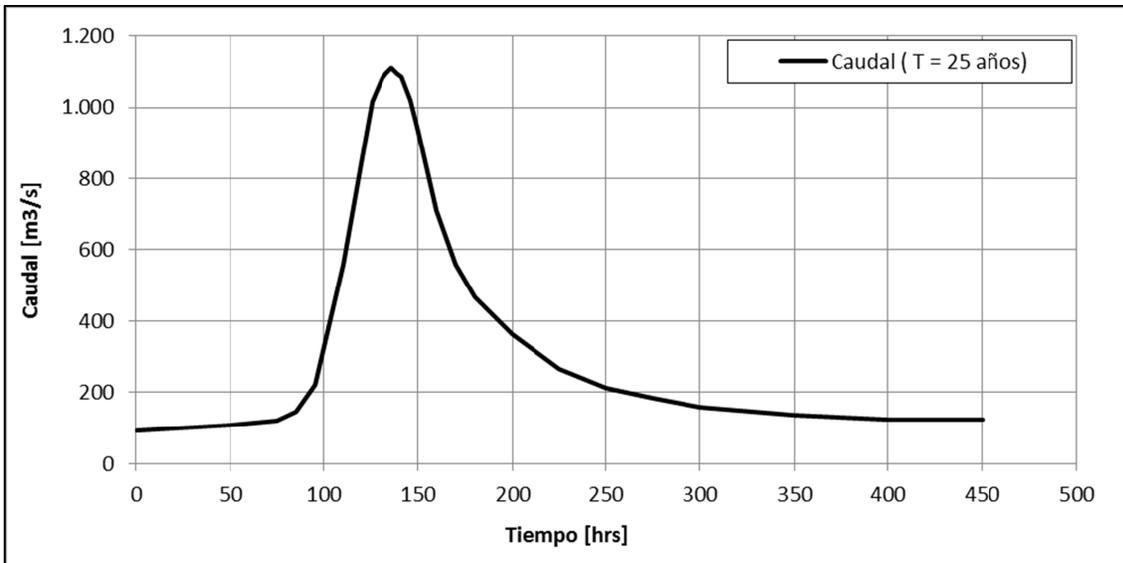


Figura 3.12 Hidrograma de crecida modelada de periodo de retorno T = 25 años.

Tabla 3.5 Hidrograma de crecida modelada de periodo de retorno T = 25 años.

Tiempo hrs	Caudal adimensional medio	Caudal m ³ /s
0	0,08	93
50	0,10	109
75	0,11	120
85	0,13	145
95	0,20	221
110	0,50	558
120	0,76	842
126	0,91	1014
131	0,97	1081
133	0,99	1095
136	1,00	1110
139	0,99	1095
141	0,98	1086
146	0,92	1019
150	0,84	932
160	0,64	709
170	0,50	558
180	0,42	467
200	0,33	362
225	0,24	265
250	0,19	213
275	0,16	183
300	0,14	159
350	0,12	136
400	0,11	125
450	0,11	124

Crecidas estacionales – Hidrograma de modelación

El año hidrológico es la escala de tiempo de referencia, la cual está comprendida del 1 de abril al 31 de marzo del año siguiente. A modo general, se puede definir que el año hidrológico se puede dividir en dos fases. La primera de ellas, comprendida desde el 1 de abril al 30 de septiembre y se caracteriza porque el caudal base responde a componentes de deshielo y precipitación, cuyas crecidas se asocian a precipitaciones. Se denominara a este periodo como fase pluvial. La segunda fase comprendida entre el 1 de octubre al 31 de marzo, tanto el caudal base como las crecidas responden a la componente de deshielo principalmente. Esta fase se denominará nival.

Dado que la ocurrencia de crecidas en ambas fases es frecuente, se puede establecer que en un año cualquiera, se tendrán al menos dos crecidas importantes. Una de ellas en la fase nival y otra en la fase pluvial según se muestra en **Tabla 3.6**. Por tanto, es preciso obtener los hidrogramas representativos de cada crecida asociada a su respectiva fase. Para ello, se tomarán las crecidas de cada fase y se definirá, con similar técnica a la utilizada en la obtención del caudal de crecida de 25 años, los hidrogramas de crecida estacionales o asociados a la fase la fase pluvial (**Figura 3.13** y **Figura 3.14**) y a la fase nival (**Figura 3.17** y **Figura 3.18**). Esto, básicamente consiste en adimensionalizar los hidrogramas de las crecidas conocidas y obtener una función promedio desfasando y centrando los máximos de cada una, tal como se muestra en **Figura 3.15**, para luego obtener el hidrograma adimensional de la crecida de fase pluvial, según muestra la **Figura 3.16**.

Para la fase pluvial, se utilizarán crecidas comprendidas en el rango de los 470 m³/s a los 775 m³/s, dejando fuera del análisis las crecidas ocurridas en agosto del 2003, mayo del 2005, agosto del 2009 y mayo del 2012, pues contenían error de registro. En tanto para la fase nival, se utilizarán crecidas comprendidas en el rango de los 526 m³/s a los 1.050 m³/s, según muestra la **Figura 3.19**. Se han dejado fuera del análisis las crecidas ocurridas en febrero del 2009 y enero del 2010, pues también contenían error de registro.

Tabla 3.6 Caudal máximo de crecidas según fase. Registro en DGA.

Periodo	Fase pluvial		Fase nival	
	Caudal m ³ /s	Fecha	Caudal m ³ /s	Fecha
2001/2002	475	26-may	648	15-mar
2002/2003	719	06-abr	641	12-oct
2003/2004	1.023	18-ago	601	30-oct
2004/2005	614	27-jun	712	16-mar
2005/2006	1.032	02-may	1.051	21-oct
2006/2007	543	11-abr	690	02-ene
2007/2008	648	17-abr	644	25-oct
2008/2009	619	21-abr	795	17-feb
2009/2010	283	29-ago	697	05-ene
2010/2011	705	01-may	526	16-feb
2011/2012	514	11-may	606	05-mar
2012/2013	528	03-may	874	07-nov
2013/2014	776	09-may	582	10-sep

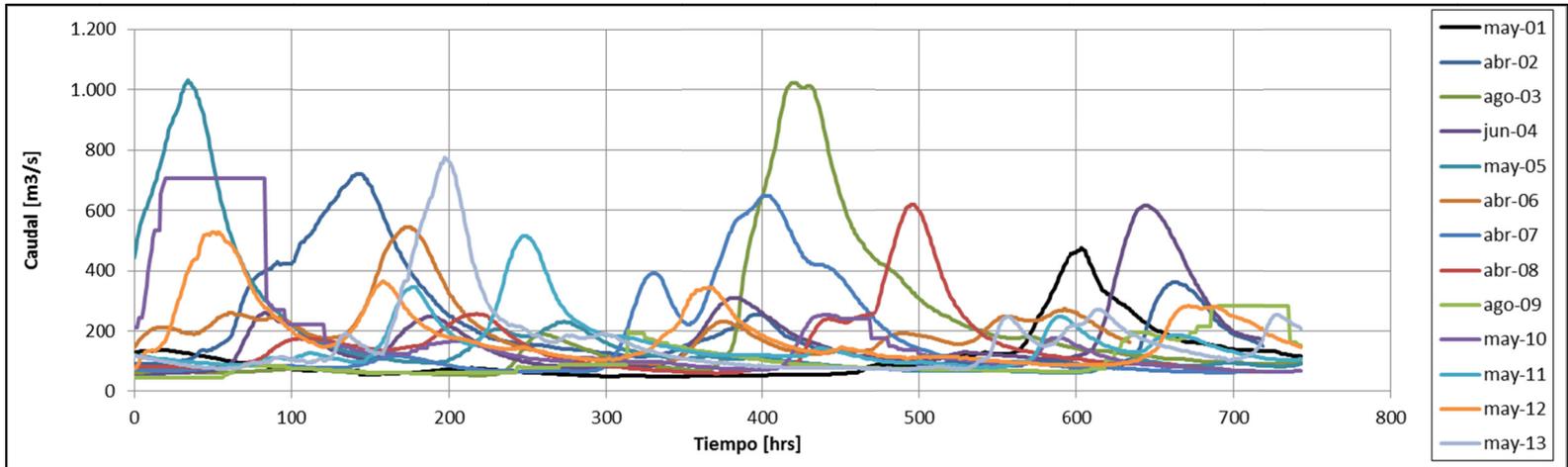


Figura 3.13 Hidrogramas de meses donde ocurre la crecida máxima anual de la fase pluvial.

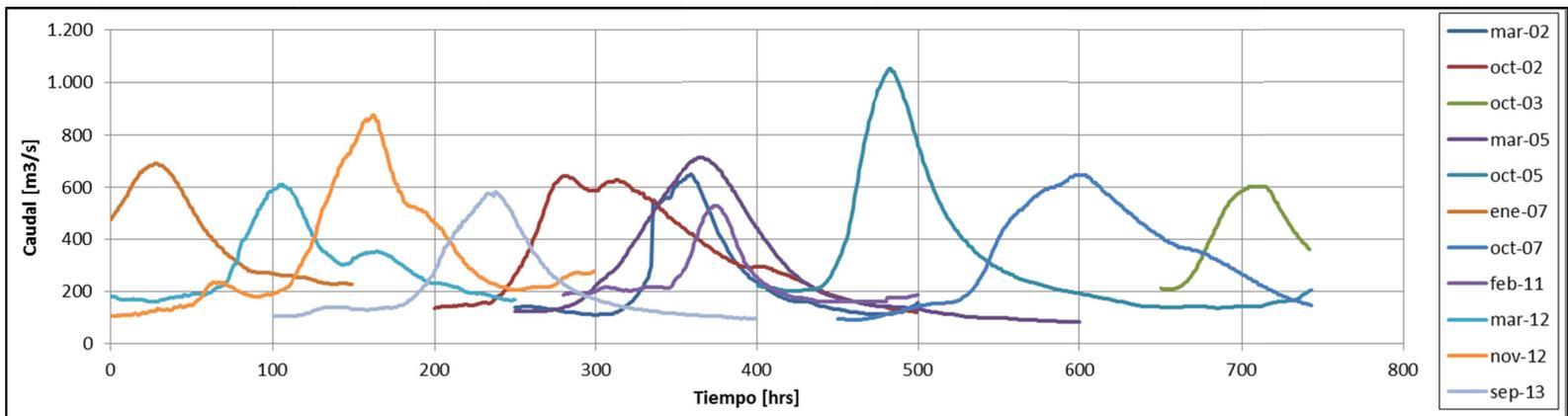


Figura 3.14 Hidrogramas de crecidas aisladas de la fase pluvial.

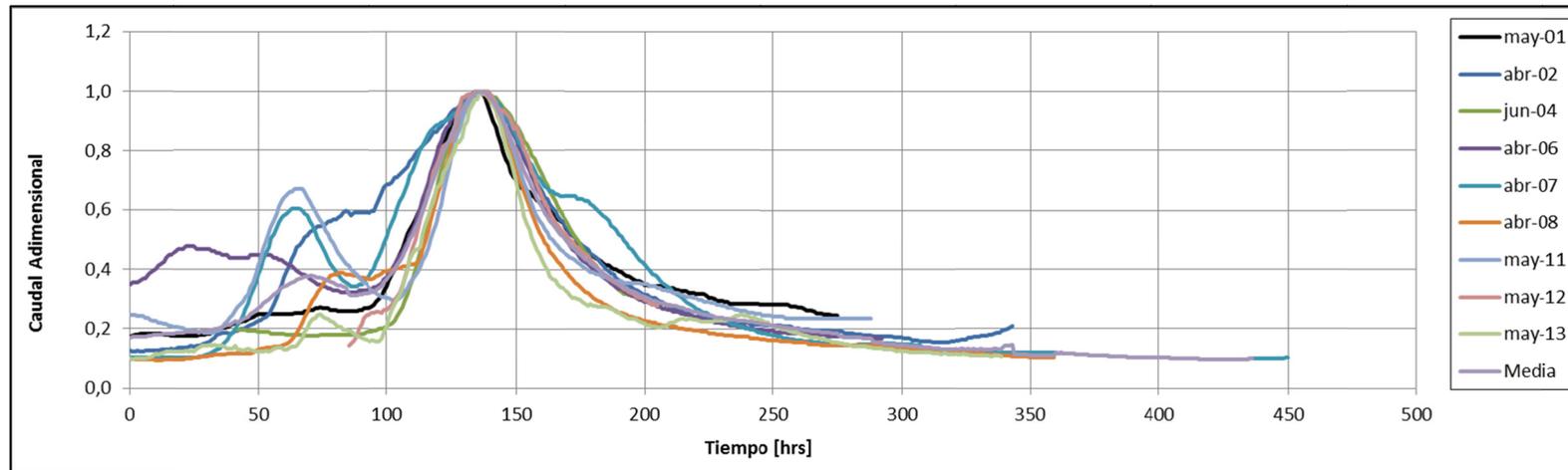


Figura 3.15 Hidrogramas adimensionales de crecidas aisladas y centradas de la fase pluvial.

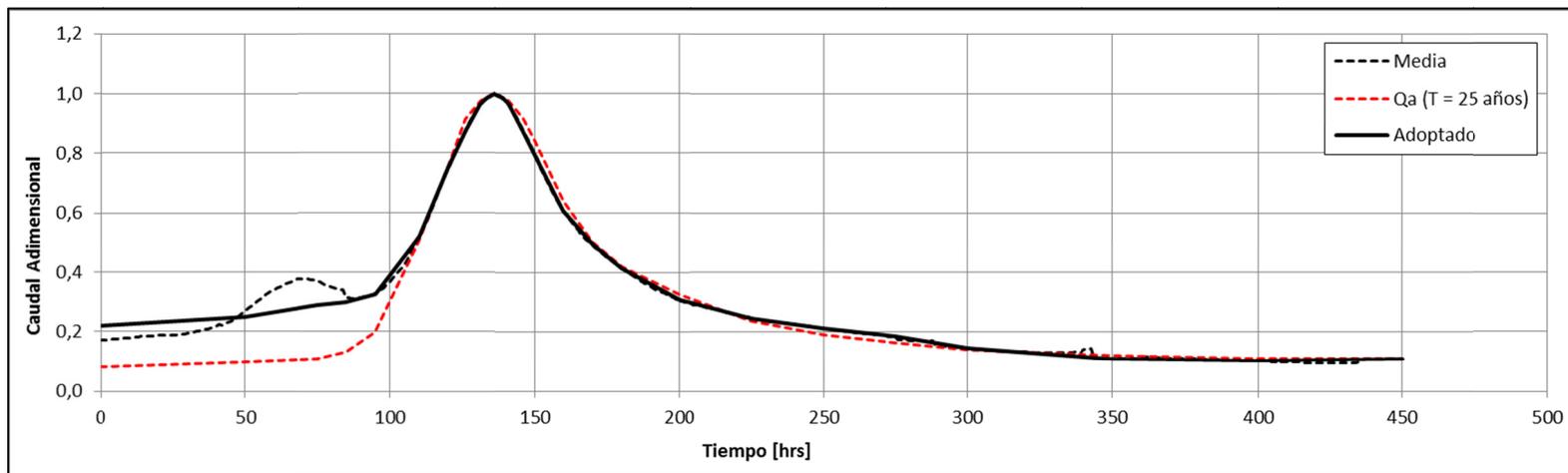


Figura 3.16 Comparativo de hidrogramas adimensionales de crecidas media pluvial, adoptada y de periodo de retorno 25 años.

Al comparar los hidrogramas de crecida adimensional medio (Media) con el de periodo de retorno $T = 25$ años ($Q_a (T = 25 \text{ años})$), lo cual se muestra en **Figura 3.16**, se observa un comportamiento similar desde el tiempo 100 hrs hasta su culminación, con la notoria diferencia de las magnitudes de los caudales base de inicio, comprendido entre los tiempos 0 al 100 hrs.

Por lo tanto, se define un hidrograma de crecida adimensional para las crecidas de la fase pluvial, que se denominará hidrograma de crecida adoptado para fase pluvial, de duración 450 hrs y válido para un caudal comprendido en el rango de 400 a 1.000 m^3/s , cuyos valores se muestran en **Tabla 3.7**.

Tabla 3.7 Hidrograma de crecida adimensional adoptado para fase pluvial.

Tiempo hrs	Caudal adimensional
0	0,22
50	0,25
75	0,29
85	0,30
95	0,33
110	0,52
120	0,75
126	0,87
131	0,96
133	0,98
136	1,00
139	0,98
141	0,96
146	0,88
150	0,80
160	0,61
170	0,49
180	0,42
200	0,31
225	0,25
250	0,21
275	0,19
300	0,15
350	0,11
400	0,10
450	0,11

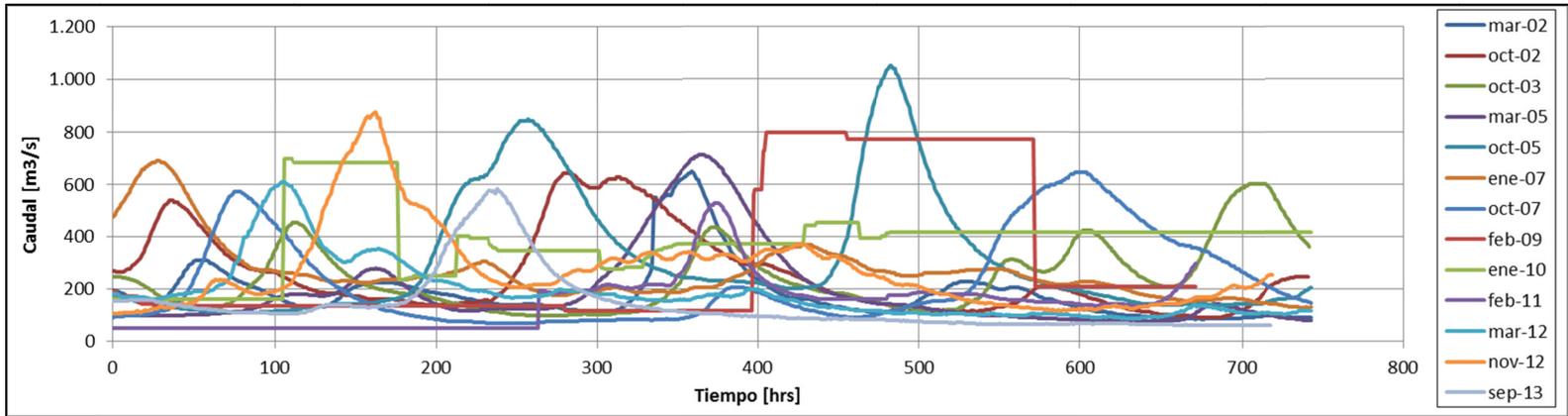


Figura 3.17 Hidrogramas de meses donde ocurre la crecida máxima anual de la fase nival.

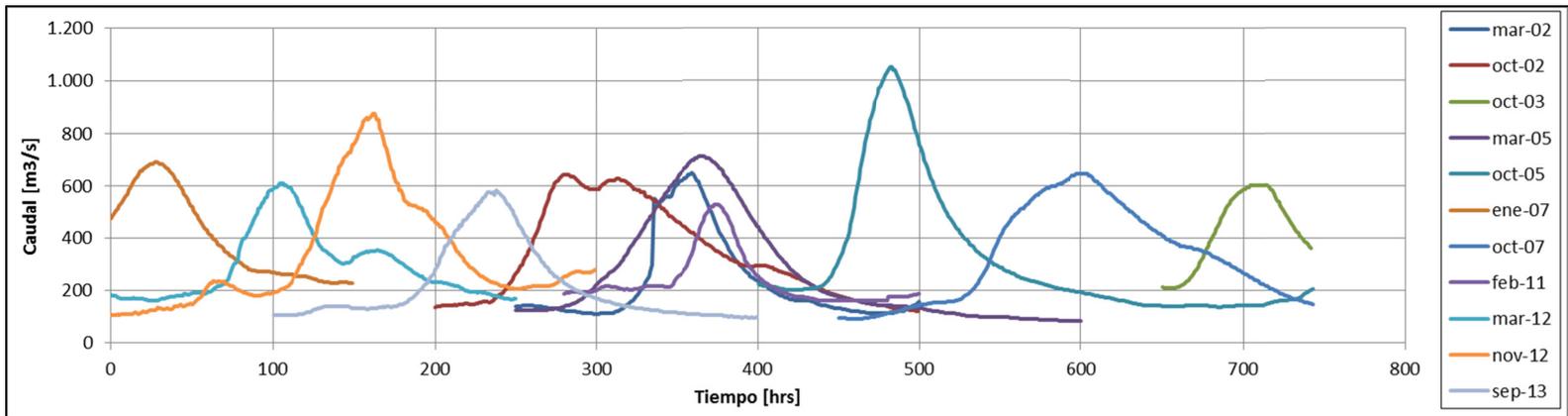


Figura 3.18 Hidrogramas de crecidas aisladas de la fase nival.

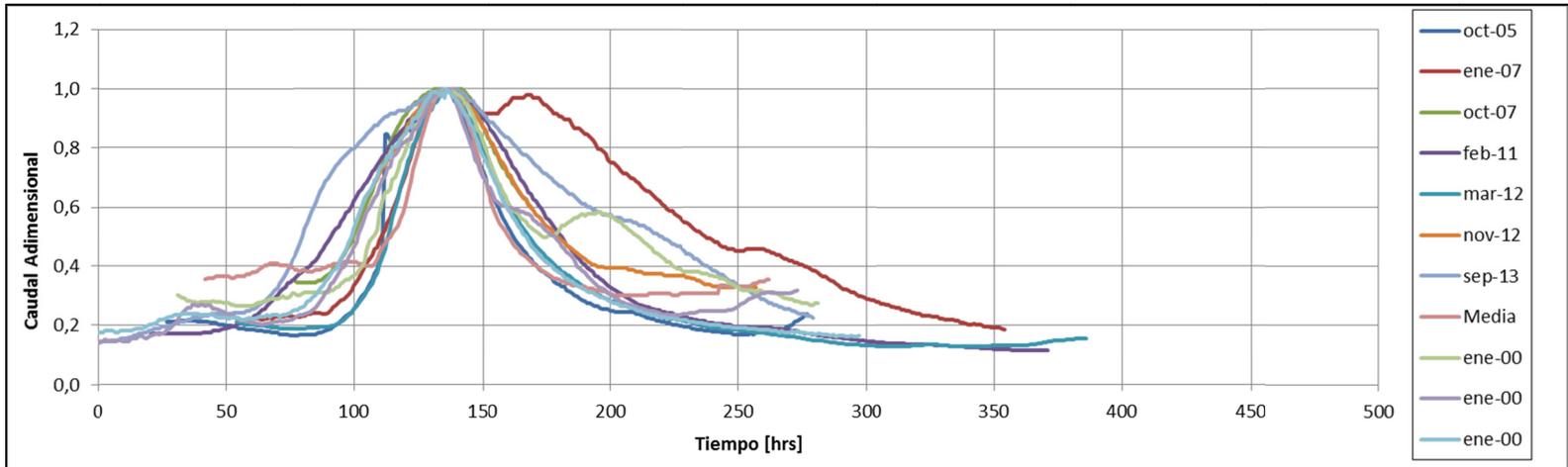


Figura 3.19 Hidrogramas adimensionales de crecidas aisladas y centradas de la fase nival.

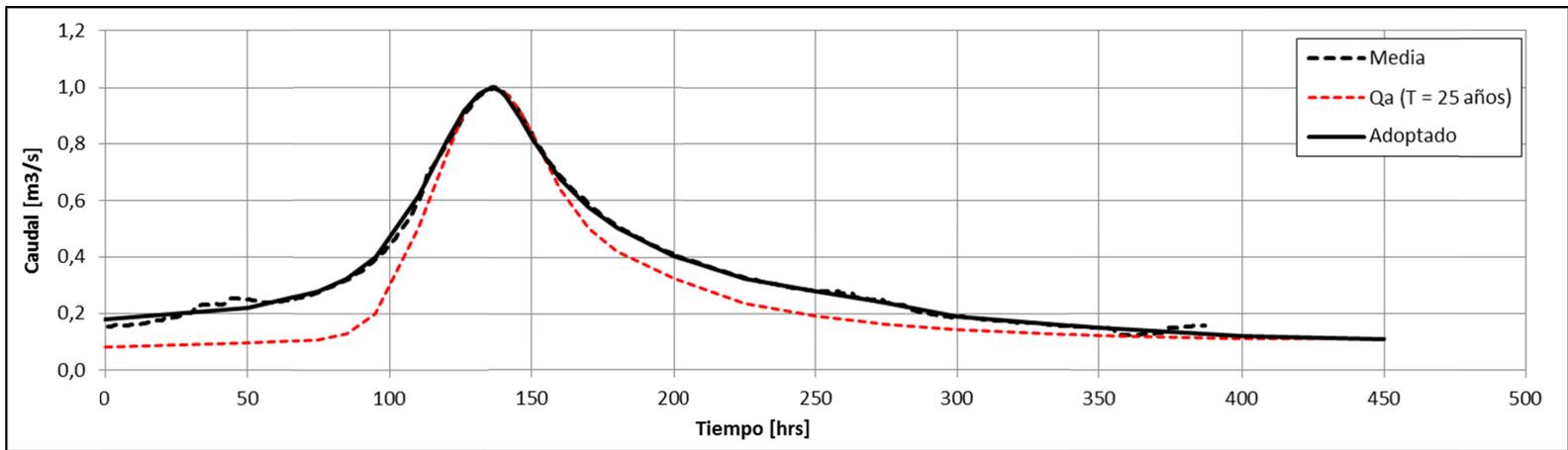


Figura 3.20 Comparativo de hidrogramas adimensionales media nival, adoptada y de periodo de retorno 25 años..

Se presentan en **Figura 3.20**, los hidrogramas de crecida adimensional medio (Media) con el de periodo de retorno $T = 25$ años ($Q_a (T = 25 \text{ años})$). Se observa que la duración de caudales mayores al 40% del caudal máximo, es mayor en la fase nival.

Se define un hidrograma de crecida adimensional para las crecidas de la fase nival, que se denominará hidrograma de crecida adoptado para fase nival, de duración 450 hrs y válido para un caudal comprendido en el rango de 400 a 1.000 m^3/s , valores que se presentan en **Tabla 3.8**.

Tabla 3.8 Hidrograma de crecida adimensional adoptado para fase nival.

Tiempo hrs	Caudal adimensional
0	0,18
50	0,22
75	0,28
85	0,33
95	0,40
110	0,62
120	0,81
126	0,91
131	0,97
133	0,99
136	1,00
139	0,99
141	0,97
146	0,89
150	0,82
160	0,68
170	0,58
180	0,50
200	0,40
225	0,32
250	0,28
275	0,24
300	0,19
350	0,15
400	0,12
450	0,11

En conclusión, ambos hidrogramas asociados a la estación son similares en forma y los rangos de caudales son de orden similar. No existe un comportamiento notoriamente diferenciado según estación de ocurrencia. Por tanto, el considerar el hidrograma nival como representativo para un escenario estacional, supone una apropiada aproximación aplicable a crecidas estacionales. El tiempo de duración del fenómeno igual a 450 hrs parece corresponder a un tiempo característico de crecidas, estando acotadas todas ellas a esta duración.

Crecidas estacionales – Caudal formativo

Normalmente un cauce adapta su forma y capacidad al paso del caudal. Si la capacidad del cauce en un punto es pequeña en relación a las adyacentes, aumentará la probabilidad de ocurrencia de desbordamiento del río y con ello, los procesos erosivos y sedimentarios localmente, hasta la formación de un nuevo equilibrio. El caudal en tanto, es variable en el tiempo y la escala de deformación del lecho, en general es más grande que la escala de tiempo de variación del caudal. Por tanto, se genera la idea de la existencia de un caudal, que por su frecuencia de ocurrencia, es capaz de conferir “forzantes” tales que son capaces de dar la forma predominante en el tiempo al cauce o cajón principal del río. Muchos autores denominan a este caudal como “formativo” o “dominante”, el cual, desde el punto de vista geomorfológico no ha sido aún definido (Benson y Thomas, 2010).

Existen distintos criterios para su definición. Desde el punto de vista geomorfológico una aproximación de definición entrega Inglis, en la que señala: “El caudal capaz de controlar el largo y ancho de los meandros y que ocurre cuando comienza a desbordarse, podría ser entendido como caudal formativo” (Benson y Thomas, 2010). En ese sentido, Leopold et al. (1964) sugieren el caudal que mantiene y da forma al canal, siendo en muchos casos aquel donde comienza el desbordamiento del río y es posible asociarlo a un periodo de retorno de 1,5 años.

Desde el punto de vista hidrológico, asociando el caudal formativo a un periodo de retorno dado, Nixon (Farias, 2005) sugiere al que ocurre cada 170 días en promedio, por su parte Altunin (Farias, 2005) propone el caudal que ocurre el 3% de los días del año. En general, el caudal dominante corresponde con la máxima crecida ordinaria, es decir, a una crecida con un período de retorno entre 1 y 2 años según señala Richards (1982). Sin embargo, en el caso de ríos torrenciales e inestables desde el punto de vista hidrológico (como ocurre en cauces de zonas semiáridas), el caudal dominante podría incluso llegar a corresponder a un período de retorno de 7 años, tal como ocurre en algunos ríos mediterráneos, según Martín Vide (Castillo et al., 2009). Al respecto es posible señalar la existencia de metodologías para su cálculo, que sin embargo, tienen un rango de aplicabilidad bajo al ser de carácter eminentemente empírico, respaldados por fundamentos estadísticos, pero que no sugieren ser aplicables a cualquier hidrología.

Desde el punto de vista de la teoría del régimen y dado que es el transporte de sedimentos de fondo modela el cauce, se define como caudal dominante a aquel que fluyendo como caudal constante todo el año transportaría el mismo volumen de sedimentos de fondo total si se compara con un año tipo, con la variabilidad de caudales que ocurren en dicho periodo de tiempo. Sin embargo, Yalín y Da Silva citados por Farias (2005), señalan que al considerar un caudal equivalente o formativo que escurriese todo un año, no generaría una condición de equilibrio en la morfología al compararlo con los efectos que ocasiona un caudal variable típico.

Entonces, parece existir consenso, que desde un punto de vista geomorfológico, el caudal dominante o formativo es aquel que determina la geometría del cauce ante el paso de una crecida moderada, coincidiendo con el origen del desbordamiento del cauce. Pero un caudal como valor puntual genera un efecto nulo, pues debe asociarse un hidrograma, entendido como representativo del comportamiento morfológico del río. Es muy difícil definir entonces, cuál es el caudal formativo en este caso específico. Dado que es menester la definición de un escenario de modelación que responda a la idea de “caudal formativo” o “generador de cauce”, tal que permita una mejor comprensión de los fenómenos del río, se consideraran dos criterios para

definir el caudal formativo, siendo estos el periodo de retorno y la duración de una crecida. El periodo de retorno implica la idea de una probabilidad de excedencia del caudal y por tanto una frecuencia de ocurrencia en un año tipo. La duración de la crecida se asocia a un hidrograma representativo.

El río Ibáñez, como se ha sostenido, tiene un régimen en el cual, predomina la componente glacio - nival por sobre las componentes de tipo pluvial. Se caracteriza por presentar numerosas crecidas, que superan fácilmente los $550 \text{ m}^3/\text{s}$ a lo largo de todo el año. Si se considera la curva de duración construida en base a los caudales medios mensuales (**Figura 3.4**) y la serie de criterios en base a la probabilidad de excedencia mencionados anteriormente, se puede observar que el caudal $300 \text{ m}^3/\text{s}$ tiene una probabilidad de excedencia del 3%, dicho caudal podría considerarse formativo en base al criterio de Altunin. En la misma línea, Nixon y Wolman & Leopold todos ellos citados por Farias (2005) sugieren que el caudal formativo debe ser aquel presente un 0,6% del año, con lo cual el caudal formativo debería ser $375 \text{ m}^3/\text{s}$. Se adoptara entonces, un caudal de valor cerrado equivalente a $400 \text{ m}^3/\text{s}$ de valor máximo.

Para asociar un hidrograma representativo, se considerará los resultados del punto anterior. En él, se han estudiado una serie de crecidas de ocurrencia frecuente a lo largo de un año típico (la ocurrencia de una crecida de importancia es 1 al mes). Se ha determinado que un hidrograma adimensional representativo para estos eventos, corresponde al hidrograma de crecida adimensional adoptado para fase nival (**Tabla 3.8**), el cual será adoptado como definición para el hidrograma de caudal formativo.

3.4. Definición de sector de estudio

En los capítulos anteriores se realizó una descripción de la cuenca en su conjunto, la cual abordó diferentes aspectos. Sin embargo, no se detalló el sector de estudio. El desarrollo del cauce en toda su extensión, tiene distintos sectores donde el sedimento volcánico ha deformado la morfología del mismo. Es del interés del presente trabajo acotar el análisis a un sector específico, el cual se denomina para efectos de la presente tesis, como el **sector de estudio** y se presenta en la **Figura 3.21**. Queda definida como sección inicial la que se ubica a los pies de la confluencia del río Claro con el río Ibáñez, aguas arriba de la estación fluviométrica “Ibáñez en Desembocadura” y la sección final en desembocadura, en cuya ribera nor-este se encuentra el camino que une la localidad de Ibáñez con península Levicán. Se ha definido la sección inicial, dado que provee de un tramo previo a la sección donde se ubica la estación fluviométrica de la DGA y por tanto de control, donde es posible verificar y comparar las deformaciones que se producen, a través de las mediciones de aforos realizados y resultados dados por el modelo. En caso de haber dejado la sección inicial como la sección de aforo del tramo de estudio, las deformaciones que se hubiesen producido, obedecerían simplemente a lo que pudiese ocurrir con condiciones puntuales y no ligadas al transporte que se produce desde secciones aguas arriba.

Dentro del sector de estudio, se define un sector que se denomina **sector de mayor interés**. Este sector se encuentra ubicado desde la estación fluviométrica o sección de aforo hasta la desembocadura.

Para la definición de las cotas de terreno y de lecho, se ha utilizado la batimetría y topografía proporcionada por la DOH de la región de Aysén. La fecha en que se realizó data del 2003 (la fecha precisa no es manejada por el servicio). Cubre el río Ibáñez desde el salto del río Ibáñez a la desembocadura, con casi 14 km de extensión, así como sus riberas, caminos principales, enrocados y gaviones de protección y calles de la localidad. Sin embargo, los alrededores que por cota no son inundables, no fueron medidos. En cuyo caso se ha recurrido a completar la topografía con un DEM o archivo topográfico provisto por el proyecto ASTER Global Digital Elevation Model (ASTER GDEM). Estos puntos no influyen en la modelación, pero sirven para visualizar el entorno del sector de estudio.

Se ha utilizado el sistema de coordenadas UTM, Huso 19 Sur, modelo de elipsoide WGS84. Consta de alrededor de 11.900 puntos no uniformemente medidos, pero que representan adecuadamente la batimetría de fondo y la topografía de los sectores aledaños al río.

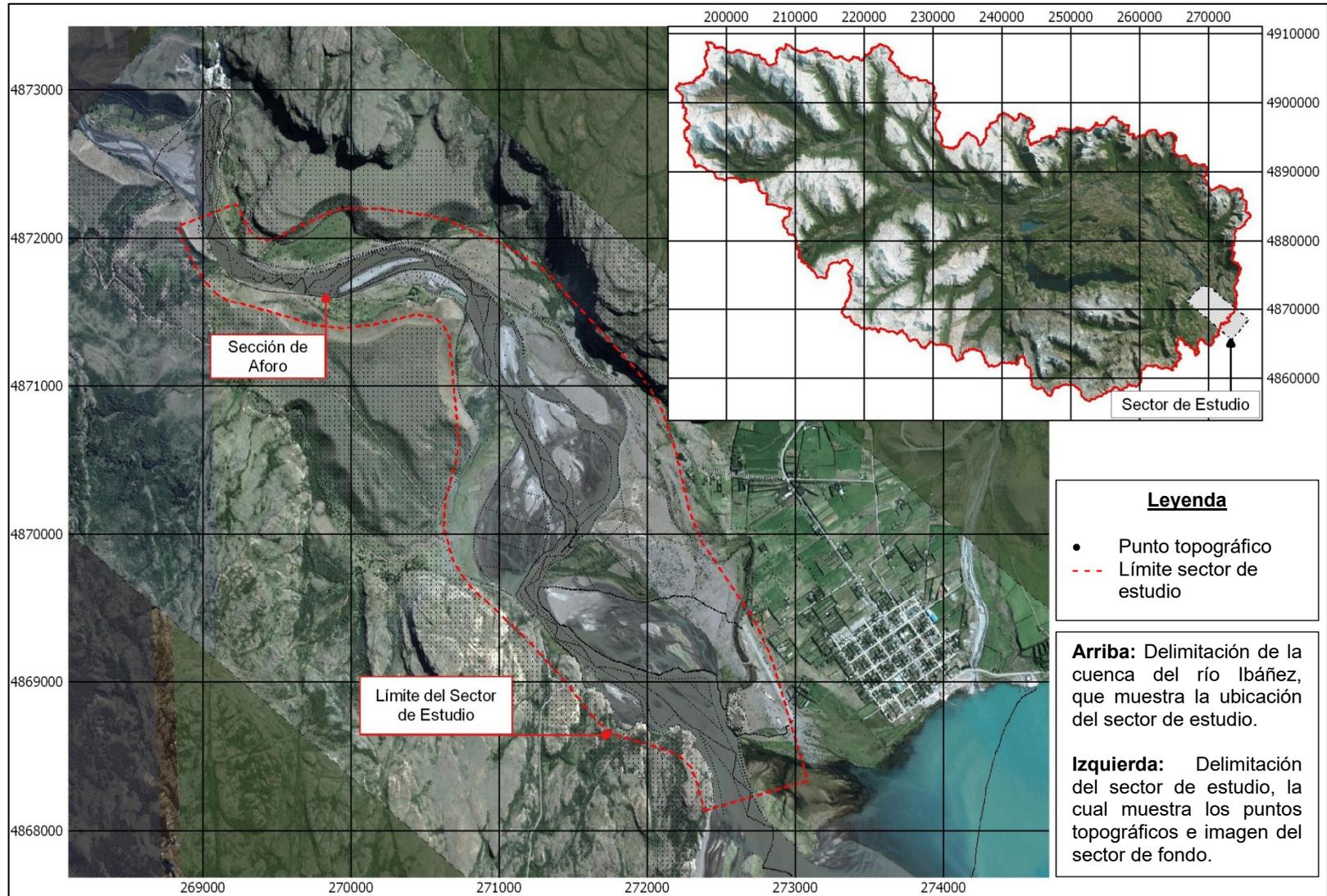


Figura 3.21 Sector de estudio en coordenadas UTM datum WGS84 19S.

3.5. Descripción de la situación base

Previo a agosto de 1991, el sector de estudio se caracterizaba por una caja más definida y estable, aguas de baja turbiedad y granulometría de fondo tipo grava bien distribuida. Su extenso ancho de 150 hasta 500 m carecía de barras intermedias y su baja pendiente favorecía las bajas velocidades.

Posterior a la erupción de 1991, una gran cantidad de sedimento tipo piedras pómez fue expulsado por el volcán, depositándose en la cuenca. El cambio de la granulometría y densidad del sedimento, junto con su alta disponibilidad y movilidad, produjo el embancamiento de grandes sectores del río (**Figura 3.22**), aguas arriba del sector de estudio, donde la formación dominante está definida por el trenzamiento del río.



Figura 3.22 Sector de árboles muertos en río Ibáñez.

En consecuencia, en el sector de estudio se produce un permanente arribo de material (no constante en cantidad, más bien ocurre que en ningún tiempo es despreciable), con las características ya mencionadas, que difieren del existente previo a la erupción volcánica. Se ha observado en los registros de aforos, desde 1991 a la fecha, que la sección de aforo experimenta cambios sustanciales. No se observa una tendencia clara de embancamiento creciente o estabilización del lecho en ese sector, sino más bien, es posible apreciar un comportamiento cíclico, de lavado y embancamiento de la misma, sobre un nuevo fondo, ubicado aproximadamente un metro sobre el lecho original de la sección pre-eruptiva. Se

aprecia en la **Figura 3.23** que desde la abscisa³ 98 m a la 124 m hay una modificación, que según los antecedentes son producto de trabajo de maquinaria, dado que en el año 2003 se construyeron defensas fluviales.

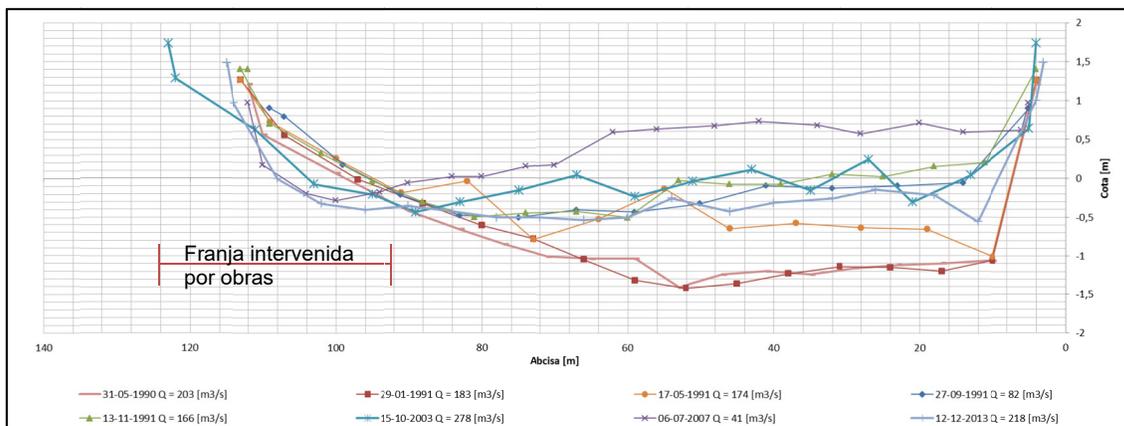


Figura 3.23 Sección de aforo en estación fluviométrica Ibáñez en Desembocadura.

La evidencia también muestra que el aporte de sedimento se ha mantenido activo en este periodo post-eruptivo, es decir es no despreciable, debido al crecimiento del lóbulo deltaico, en el tramo final del río, en la desembocadura en el lago General Carrera. La autoridad ha manifestado preocupación por este fenómeno, dado que se temía por el embancamiento del sector costero de Puerto Ibáñez y las instalaciones portuarias que allí existen.

Por tanto, al considerar este marco de antecedentes, se puede establecer la hipótesis de que la morfodinámica del río Ibáñez en el sector de estudio, tramo de 6,2 km de largo aproximado, experimenta ciclos de lavado y embancamiento local del lecho en toda su extensión, con una fuerte asociación a los caudales del río. Dada la cantidad de material disponible, se cree que estos ciclos se prolongarían por varios años o incluso décadas más. Al no poseer registro, ni medición asociada al caudal de entrada de sedimento al sector de estudio y dada la complejidad de medir, el gasto sólido de entrada resulta ser una incógnita. Es posible suponer, que la entrada de sedimento es igual a la salida del sector de estudio en el largo plazo, ello está respaldado porque no existe la tendencia a un embancamiento generalizado en el tiempo. Sin embargo, ello puede deberse a que la entrada de sedimento al sector de estudio, es menor a la capacidad potencial del tramo a transportar la cantidad entrante. Esto es equivalente a suponer la existencia de sectores reguladores del volumen de sedimento y por tanto de la entrega del mismo, ubicados aguas arriba del sector de estudio.

La evidencia sugiere que el río generó una capa de nuevo lecho, que tendría mayor movilidad y que cubriría el antiguo sedimento pre-eruptivo. El espesor de tal capa no es creciente en el tiempo, sino que tendría una dinámica. Por tanto, estos elementos constituyen una base conceptual de cada escenario modelado, lo que responde a la lógica de ciclos de erosión y embancamiento, dentro del sector de estudio y la posterior depositación que forma el nódulo delta de la desembocadura el río Ibáñez.

³ **Abscisa** es el término que la DGA emplea para denominar la distancia horizontal en la sección transversal de aforo, medida desde el punto 0, lugar donde inicia el cable que sostiene el carro de aforo. Dicho cable tiene graduaciones cada 1 m que permiten ubicarse dentro de la sección.

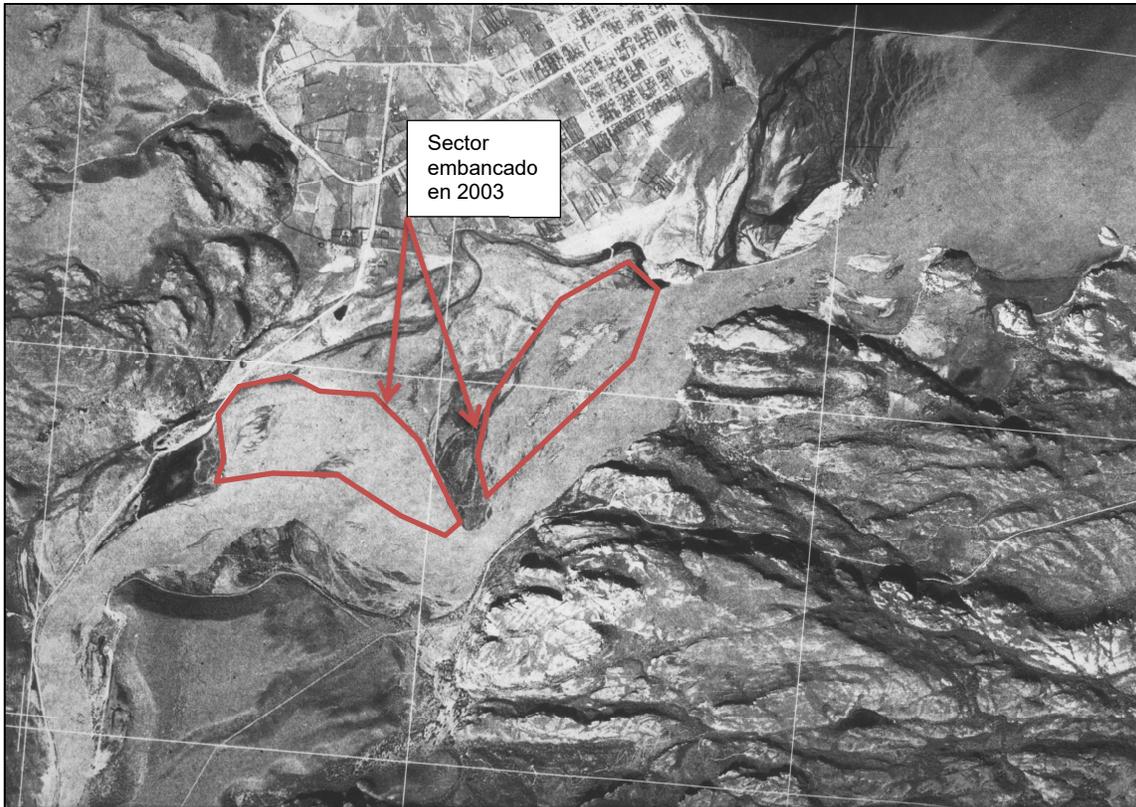


Figura 3.24 Foto aérea del año 1996 - Sector de estudio.

De modo de precisar la modelación a realizar, se requiere ubicarla en un contexto mayor en el sentido del tiempo. Considérese la erupción del 91 y los años posteriores a la erupción, en la cual gran cantidad de material volcánico ingresó a lo largo del río en toda su extensión en distintas cantidades. Se generó entonces una serie de enormes transformaciones, principalmente embancamientos de material en diferentes puntos del río en todo su desarrollo, tal como lo muestra la **Figura 3.24**. En años posteriores y hasta la fecha, la cantidad de material disponible del material disminuyó en la cuenca, producto del crecimiento vegetal, transporte por viento y el mismo río, por tanto su tasa de ingreso disminuyó o permaneció constante, sin embargo, las zonas embancadas no experimentaron mayor alteración, lográndose un aparente pseudo-equilibrio del balance del gasto y las variaciones de la cota del lecho. El río consiguió deformarse para el paso de los diferentes caudales, permitiendo un transporte de sedimento acorde con las tasas de entrada. Es en ese contexto, que el comportamiento cíclico tiene cabida y sustento.

4. TRABAJO DE TERRENO

4.1. Captura de sedimentos y medición in-situ del gasto sólido de fondo

Dado que se tiene un sedimento de fondo compuesto principalmente por material volcánico, se ha propuesto su estudio a través de muestreo y caracterización en laboratorio. Para ello se realizaron 3 campañas de medición y toma de muestra. Estas fueron realizadas las fechas siguientes: 01-10-2013, 30-10-2013 y 12-12-2013.

4.1.1. Metodología de muestro

Se realiza en conjunto con la campaña de aforo programada por la DGA en la estación Ibáñez en desembocadura. En ella, personal de la DGA realiza el aforo, de modo de revisar y calibrar la estación de medición. Los datos recabados por ellos son utilizados en futuras calibraciones de la curva de descarga.

Posterior al aforo, realizado con molinete, se realiza el muestreo y medición del gasto sólido de fondo. El equipo utilizado en la medición es del tipo Helley Smith bed load sampler BL – 84 (Diplas et al., 2008), como el de la **Figura 4.1**.



Figura 4.1 Instrumento BL – 84 trampa para sedimento.

Este equipo tiene una boca de 10 cm de alto por 25 cm de ancho. Se posiciona en el fondo atrapando partículas con la malla, de tamaño de paso 200 μm . Se realizaron las mediciones en la misma sección de aforo, debido a que el carro permite colgar el equipo, descenderlo al fondo

y tomar las muestras. Se ha instalado además una cámara Go-Pro, de modo de observar el mecanismo de recolección de los sedimentos y con ello descartar muestras mal tomadas.

En relación a la toma de muestra, en cada medición, se han recolectado 5 puntos en la sección equidistantes 20 m, partiendo de la abscisa 20 m, durante un tiempo de 2 min cada una. Cada muestra, ha sido luego marcada, para su posterior análisis en laboratorio.

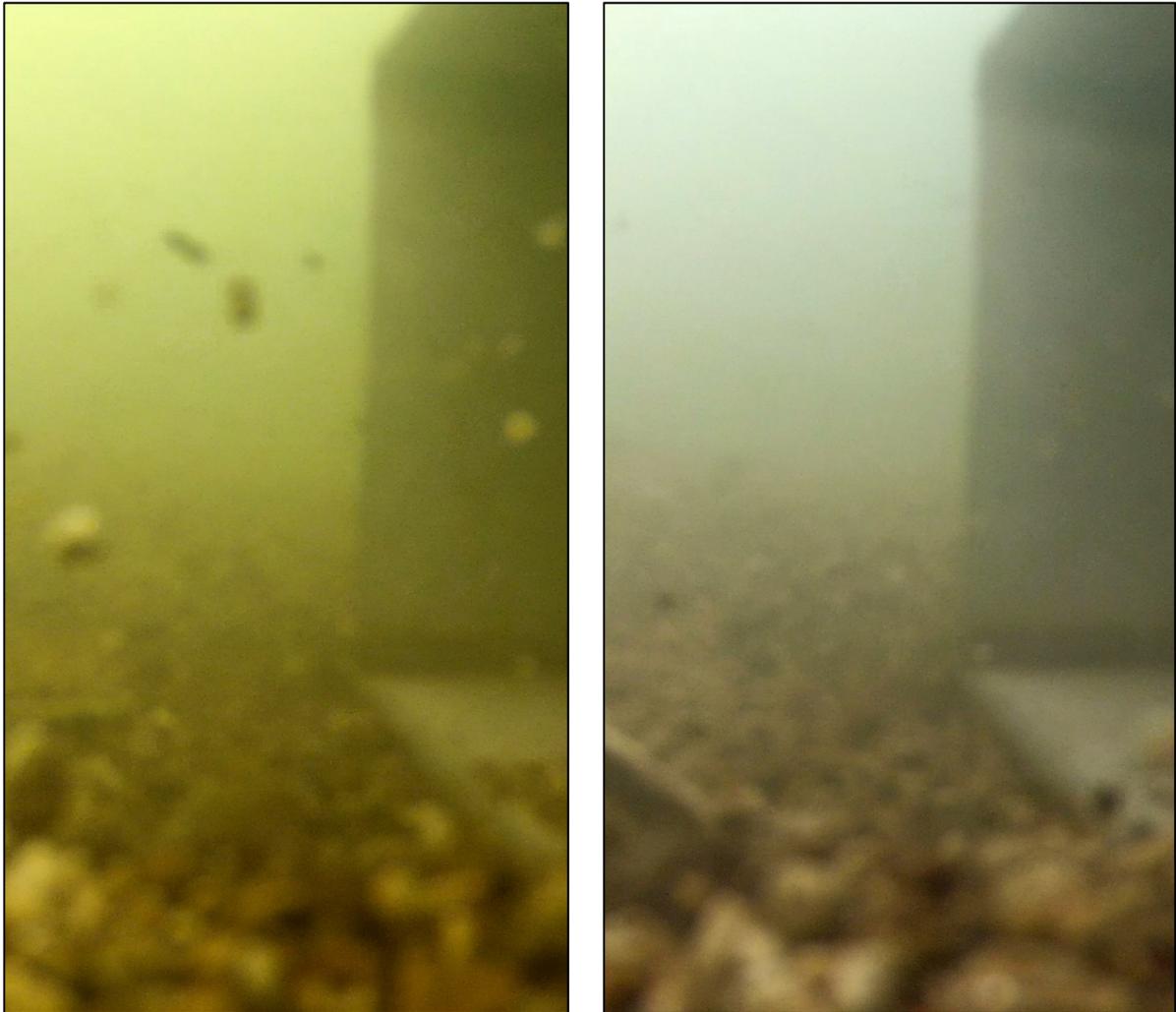


Figura 4.2 Capturas de cámara Go-Pro en campaña de muestreo.

4.1.2. Muestreo N°1

La **Figura 4.3** muestra el aforo realizado el día 01-10-2013, con un caudal de 97,9 m³/s y la **Tabla 4.1** muestra el registro de velocidades media integrada en la vertical en la dirección del flujo. Se tomaron 5 muestras de sedimento y se registró con video cada una de ellas.

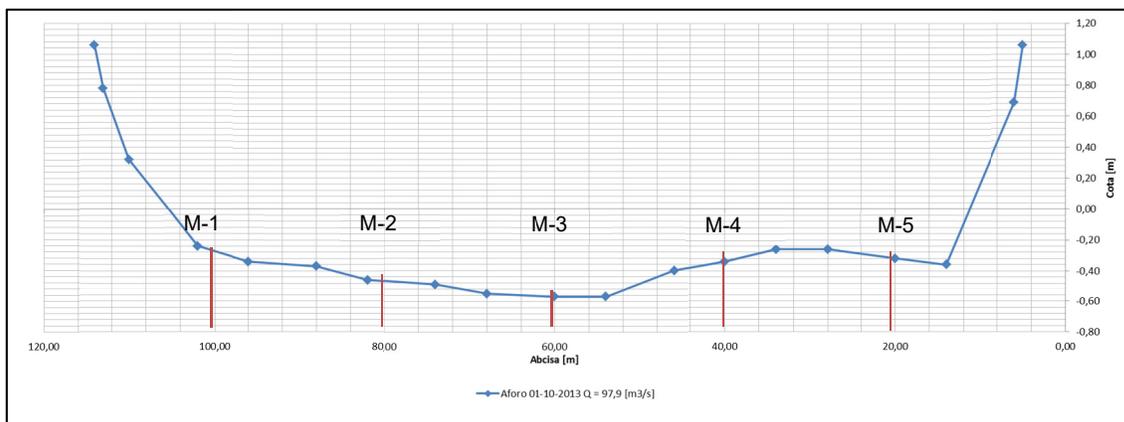


Tabla 4.1 Resumen de campaña de muestreo N°1.

Muestra	Abscisa m	Profundidad m	Velocidad media flujo m/s
M-1	20	1,38	0,63
M-2	40	1,40	0,88
M-3	60	1,63	0,76
M-4	80	1,52	0,63
M-5	100	1,33	0,49

La revisión de los videos de cada muestra arrojó como resultado, que la M-1 no capturo sedimentos y la cámara no grabó las causas de la nula recolección. Las muestras M-2 y M-3 fueron positivas (hubo captura de sedimento). Las restantes M-4 y M-5, por capacidad del equipo de grabación no fueron registradas. Sin embargo la recolección fue positiva, existiendo captura de material.

4.1.3. Muestreo N°2

La **Figura 4.4** muestra el aforo realizado el día 30-10-2013, con un caudal de 126 m³/s y la **Tabla 4.2** muestra el registro de velocidad media integrada en la vertical en la dirección del flujo. Se tomaron 5 muestras de sedimento y se registró con video cada una de ellas.

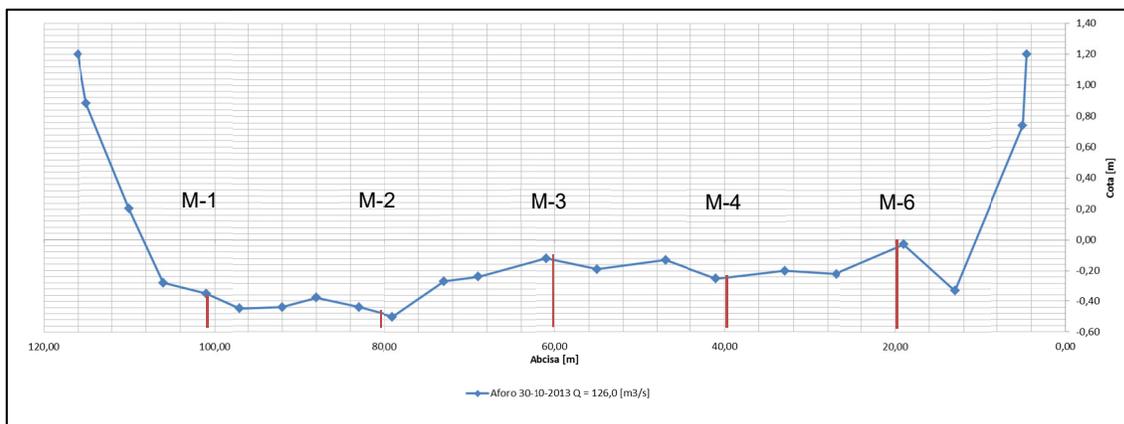


Figura 4.4 Ubicación de muestras en sección de aforo en estación fluviométrica Ibáñez en Desembocadura.

Tabla 4.2 Resumen de campaña de muestreo N°2.

Muestra	Abscisa m	Profundidad m	Velocidad media flujo m/s
M-1	20	1,23	0,83
M-2	40	1,45	0,61
M-3	60	1,32	0,81
M-4	80	1,70	0,84
M-6 ⁴	100	1,55	1,08

La revisión de los videos de cada muestra arrojó como resultado, que la M-1 tuvo nula recolección, dado que el equipo se colgó en una piedra. La muestras M-3 quedo colgada y la recolección fue alterada. La M-4 fue positiva (hubo recolección de sedimento). En el caso de M-2 y M-6, debido a las velocidades fallaron, pues no permitieron un buen posicionamiento del equipo, no registrando apropiadamente el transporte de sedimento, pues la cámara se tapó de sedimento. Sin embargo, estas muestras sirven para el análisis de granulométrico y de densidad realizado en laboratorio.

⁴ En este caso la muestra M-5 fue realizada, pero no resultó bien ejecutada y fue omitida en la **Tabla 4.2** por motivos metodológicos, entre ellos etiquetado de muestras y análisis en laboratorio.

4.1.4. Muestreo N°3

La **Figura 4.5** muestra el aforo realizado el día 12-12-2013, con un caudal de 218,0 m³/s y la **Tabla 4.3** muestra el registro de velocidades media integrada en la vertical en la dirección del flujo. Se tomaron 5 muestras de sedimento y no hubo registro de video.

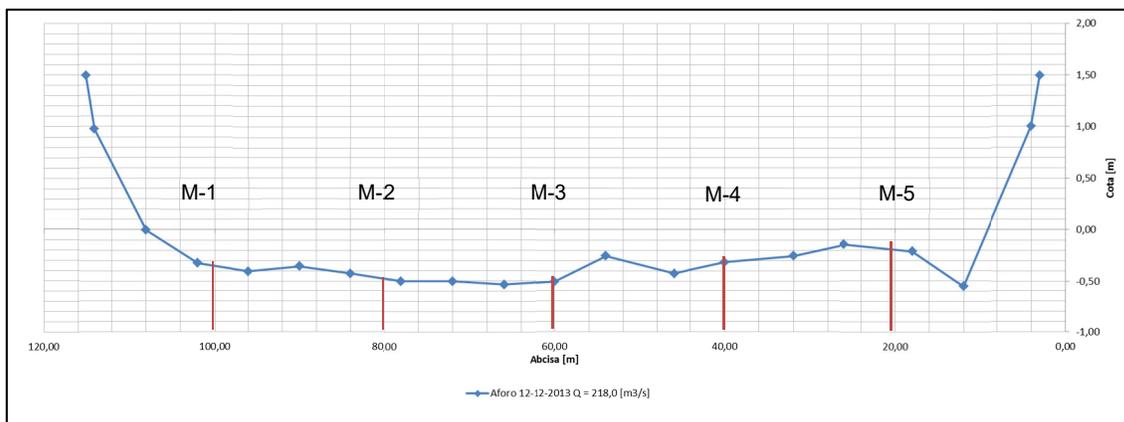


Figura 4.5 Ubicación de muestras en sección de aforo en estación fluviométrica Ibáñez en Desembocadura.

Tabla 4.3 Resumen de campaña de muestreo N°3.

Muestra	Abscisa m	Profundidad m	Velocidad media flujo m/s
M-1	20	1,69	1,33
M-2	40	1,81	1,05
M-3	60	2,00	1,09
M-4	80	1,95	1,22
M-5	100	1,85	0,97

En este caso no hubo registro de video producto de una falla del equipo. De este modo, no es posible saber si el muestreo de sedimento fue bien o mal tomado.

4.2. Análisis de laboratorio

El análisis de laboratorio de las muestras de suelo comprende 4 tareas fundamentales.

- Determinación de los pesos de cada muestra.
- Determinación de la curva granulométrica.
- Determinación de las densidades seca y saturada del sedimento.
- Determinación del gasto sólido de fondo.

Todas estas tareas, se realizaron en dependencias del Laboratorio de Vialidad con apoyo de un técnico del servicio.

4.2.1. Determinación de los pesos de las muestras

Cada muestra es guardada en bolsa de plástico, desde la estación fluviométrica, para que no pierda humedad en el transporte. Posteriormente es pesada con la balanza en laboratorio. A este peso se le denomina peso saturado.

Tabla 4.4 Resumen de pesos de muestras según campaña de muestreo.

	Muestra	Peso saturado
		kg
Campaña de muestreo N°1	M-1	0
	M-2	0,536
	M-3	0,492
	M-4	0,956
	M-5	0,240
Campaña de muestreo N°2	M-1	0
	M-2	8,447
	M-3	0,348
	M-4	2,567
	M-6	7,078
Campaña de muestreo N°3	M-1	0,124
	M-2	1,542
	M-3	2,541
	M-4	3,953
	M-5	3,221

4.2.2. Determinación de la curva granulométrica

Para la determinación de la curva granulométrica se utilizaron las muestras de la campaña de muestreo N°2, con las cuales se determinó la curva granulométrica.

Dada la porosidad del material y la incorporación de agua, que genera cierta cohesión material - tamiz, no es posible tamizar las muestras en estado saturado. Por tanto, se recurre al secado de cada muestra para su posterior paso por los tamices.

El proceso de secado se realizó en un horno a 100 °C. La duración del secado fue de 5 días y fue controlada los días 4 y 5 con pesajes de las muestras, de modo de concluir la eliminación total del agua.

Posterior al secado, se procedió a realizar el tamizado con un equipo mecánico de tamizado (**Figura 4.6**), con una duración de 30 seg para evitar la abrasión. Las muestras de la segunda campaña de muestreo, M-2 y M-3 se mezclaron formando la nueva muestra 2/3. Así mismo, las muestras M-4 y M-6 mezcladas formaron la 4/6.



Figura 4.6 Equipo mecánico para proceso de tamizado - Laboratorio de Vialidad región de Aysén.

Los procedimientos se realizaron conforme a la NCH 165.Of77 (Instituto Nacional de Normalización, 1977). La **Figura 4.7** y **Figura 4.8** muestran la curva granulométrica para las muestras 2/3 y 4/6 respectivamente. La **Tabla 4.5** y **Tabla 4.6** muestran los valores obtenidos del análisis granulométrico realizado.

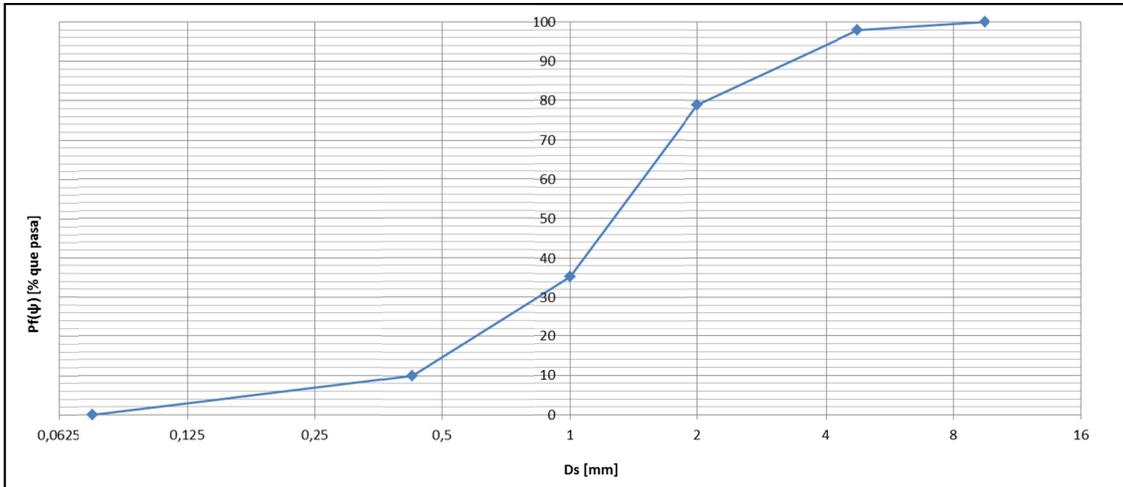


Figura 4.7 Curva granulométrica muestra 2/3.

Tabla 4.5 Análisis granulométrico de muestra 2/3.

Muestra 2/3		Geométrico						
Ds	% que pasa	ψ	$P(\psi)$	$\Delta P(\psi) \cdot \psi^*$	$(\psi^* - \psi m)^2$	$\Delta P(\psi) \cdot (\psi - \psi m)^2$	D*	f(D*)
mm							mm	
9,5	100	3,25	1,00	0,05	6,60	0,13	6,72	2
4,75	98	2,25	0,98	0,31	2,09	0,40	3,08	19
2	79	1,00	0,79	0,22	0,10	0,05	1,41	44
1	35	0,00	0,35	-0,16	0,63	0,16	0,65	25
0,425	10	-1,23	0,10	-0,25	7,10	0,71	0,18	10
0,075	0	-3,74	0,00	0,00	15,33	0,00	0,075	0
				ψm	0,18	σ^2	1,44	
				Dg mm	1,13	σg	2,30	

D10	D16	D30	D50	D60	D84	D90
mm						
0,43	0,49	0,84	1,26	1,48	2,51	3,30

El tamaño medio de la muestra de sedimentos resulta ser 1,13 mm, el porcentaje que pasa la malla #4 de tamaño 0,475 mm corresponde a más del 50%. Los coeficientes de uniformidad ($C_u = D_{60}/D_{10}$) y coeficiente de curvatura ($C_c = (D_{30})^2 / (D_{60} \cdot D_{10})$) resultaron ser $C_u = 3,5 < 6$ y $C_c = 1,1$, valor que se encuentra entre 1 y 3, lo que según la clasificación de la USCS lo define como una arena mal graduada o SP.

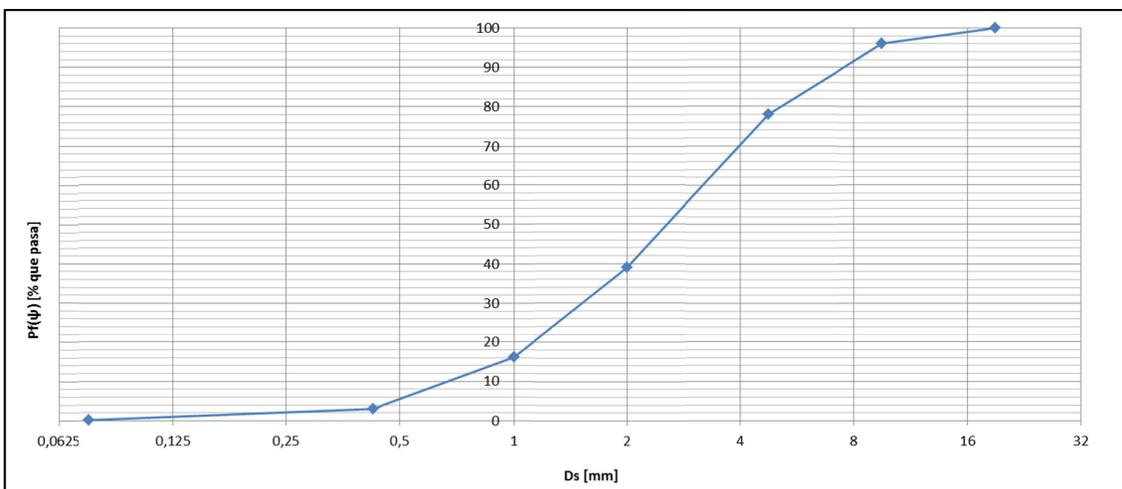


Figura 4.8 Curva granulométrica muestra 4/6.

Tabla 4.6 Análisis granulométrico de muestra 4/6.

Muestra 4/6		Geométrico						
ds	% que pasa	ψ	$P(\psi)$	$\Delta P(\psi) \cdot \psi^*$	$(\psi^* - \psi_m)^2$	$\Delta P(\psi) \cdot (\psi - \psi_m)^2$	D^*	$f(D^*)$
mm							mm	
19	100	4,25	1,00	0,15	6,32	0,25	13,44	4
9,5	96	3,25	0,96	0,49	2,29	0,41	6,72	18
4,75	78	2,25	0,78	0,63	0,15	0,06	3,08	39
2	39	1,00	0,39	0,11	0,54	0,12	1,41	23
1	16	0,00	0,16	-0,08	3,43	0,45	0,65	13
0,425	3	-1,23	0,03	-0,07	13,84	0,39	0,18	2,8
0,075	0,2	-3,74	0,002	-0,01	24,71	0,05	0,075	0,2
		ψ_m		1,23	σ^2	1,74		
		D_g mm		2,35	σ_g	2,49		

D10	D16	D30	D50	D60	D84	D90
mm						
0,57	0,74	1,36	2,55	3,19	5,98	7,54

El tamaño medio de la muestra de sedimentos resulta ser 2,35 mm, el porcentaje que pasa la malla #4 de tamaño 0,475 mm corresponde a más del 50%. Los coeficientes C_c y C_u resultan ser respectivamente: $C_u = 5,5 < 6$ y $C_c = 1,01$, valor que se encuentra entre 1 y 3, lo que según la clasificación de la USCS lo define como una arena mal graduada o SP.

En conclusión, ambas muestras clasifican como arenas mal graduadas, es decir muy aglomerada en torno a su valor medio. Este resultado es fundamental pues permite suponer un material uniforme de fondo, sin cometer mayor error en las estimaciones siguientes. Por otro lado, se considerará como muestra representativa la 4/6. Debido a que no se realizaron análisis granulométricos a más muestras y por criterio visual, las restantes muestras contenían material más similar al 4/6 que al 2/3.

4.2.3. Determinación de las densidades seca y saturada del sedimento

Para la determinación de la densidad del material, se debe distinguir dos condiciones. La primera de ellas tiene relación con la densidad seca. Esta preliminarmente resulta ser muy cercana a uno o en algunos casos, menor que 1 ton/m^3 , lo cual implica que flota. Esto se debe a la porosidad que tiene debido a su origen. Este simple hecho implica una fuerte razón o motivo de estudio, dada la abundancia del material y su papel en la morfodinámica del río Ibáñez.

Sin embargo, la determinación de la densidad seca, no tiene mayor interés en lo referido al gasto sólido de fondo, pues el material se encuentra saturado y adquiere una densidad mayor a la unidad.

Posterior al secado y tamizado, basado en el principio de Arquímedes se determinó la densidad seca y saturada del material. Esta metodología corresponde a una variación de la utilizada para la determinación de la densidad para arenas y gravas, debido a la porosidad y su interacción con el agua. Para ello se utilizaron matraces graduados a los 500 ml, pipeta, balanza y agua destilada.

Metodología de determinación de densidad seca y húmeda

Cuatro matraces se llenan de agua destilada hasta la marca de los 500 ml. Para ello se utiliza una pipeta y un calentador de agua, que deja cada uno de los matraces con agua a 25°C en todo momento, de modo de lograr el volumen deseado. Posteriormente son pesados en la balanza. Este peso, cuyos valores se presentan en **Tabla 4.7**, corresponde al matraz más 500 ml de agua destilada y se le denomina “peso de agua”.

Tabla 4.7 Peso de matraz y 500 ml de agua.

Matraz	Peso agua gr
1	675,0
2	672,6
3	665,2
4	669,0

Se toman unos 200 gr aproximados de material seco, según granulometría y se pesan en balanza. La **Tabla 4.8** muestra los pesos exactos ordenados según granulometría.

Tabla 4.8 Peso de material seco de material según banda granulométrica.

Material	Banda que pasa	Peso material seco
	mm	gr
1	4,75	200,1
2	2	216,6
3	1	231,5
4	0,425	235,8

Se añade el material a cada matraz en el calentador de agua a 25°C y se espera hasta lograr la saturación. Esto ocurre en un tiempo estimado de 3 semanas luego de hacer los pasos previos, debido a que la absorción de agua por parte de las partículas es lenta. Luego el material saturado en los matraces con un volumen que llegue a la marca de los 500 ml y se pesa en balanza. A estos pesos se les denomina “Peso agua y material saturado” (**Tabla 4.9**).

Tabla 4.9 Peso de matraz, material saturado y agua hasta la marca de 500 ml de agua.

Matraz	Peso agua y material saturado
	gr
1	777,9
2	796,5
3	806,2
4	818,1

El material saturado es pesado en la balanza (valores en **Tabla 4.10**).

Tabla 4.10 Peso de material saturado.

Material	Banda que pasa	Peso material saturado
	mm	gr
1	4,75	250,2
2	2	275,8
3	1	301,0
4	0,425	289,0

Con la siguiente ecuación, es posible determinar el volumen desplazado:

$$P2 - P1 = \forall_D (\rho_{sedsat} - \rho_w) = P3 - \forall_D \rho_w$$

dónde:

- P1 : Peso agua
- P2 : Peso agua y material saturado
- P3 : Peso material saturado
- \forall_D : Volumen desplazado
- ρ_{sedsat} : Densidad de sedimento saturado
- ρ_w : Densidad del agua

De donde se obtienen las densidades seca y saturada que se muestra en **Tabla 4.11**.

Tabla 4.11 Volumen desplazado, densidad saturada y densidad seca del sedimento.

Matraz	P2-P1	Volumen desplazado	psat	pseco
	gr	gr	gr/ml	gr/ml
1	102,9	147,3	1,70	1,36
2	123,9	151,9	1,82	1,43
3	141,0	160,0	1,88	1,45
4	149,1	139,9	2,07	1,69
		Promedio	1,87	1,49

4.3. Determinación del coeficiente de Manning

El cálculo apropiado del coeficiente de Manning o n_m , tiene dos implicancias directas relevantes. Primero, el eje hidráulico o perfil hidráulico, relacionado con la altura de escurrimiento y perfil de velocidades. Segundo, el transporte de sedimento. Dicho transporte está determinado por la velocidad de corte, parámetro estrechamente relacionado con el coeficiente de fricción y por tanto con el n_m .

Diversos estudios arrojan como resultado que la dependencia del coeficiente de Manning no es solo consecuencia de la rugosidad de fondo. Existe una dependencia de este coeficiente asociada a formas de fondo, vegetación y otras formaciones además de las provocadas por la rugosidad de fondo (Buffington y Montgomery, 1999). En este caso particular, el efecto de cubierta vegetal es posible despreciarlo, salvo en las riberas inundables. El efecto de formas de fondo se omitirá, pues el solver Nays2DH ofrece correctores por efectos de pendiente de fondo (formula de Watanabe) (Shimizu y Takebayashi, 2014). La formulación anterior equivale a proponer la ecuación de tensión de fondo:

$$\tau_t = \tau_{sed} + \tau_{veg} + \tau_{otros} \rightarrow \tau_t \approx \tau_{sed}$$

Las ecuaciones de la velocidad de corte y tensión de corte adimensional, $u = \sqrt{\frac{\tau_{sed}}{\rho}}$ y $\tau = \frac{u^2}{gRd_s}$, respectivamente, junto con la formulación para u , dada por el coeficiente de fricción y la velocidad media integrada en la vertical $\frac{V}{u} = \sqrt{\frac{1}{C_f}}$, posibilitan despejar u o C_f , como $u = V\sqrt{C_f}$

$\leftrightarrow C_f = \left[\frac{u}{V}\right]^2$, donde C_f se relaciona con el coeficiente de Manning, a través de la relación $C_f = \frac{gn_m^2}{h^{1/3}}$ [32]). V corresponde a la velocidad media integrada en la vertical y h a la altura del perfil. Por tanto si se conoce u , es posible el cálculo del coeficiente de Manning (n_m).

Al contar con medidas reales de velocidades realizadas en aforos y alturas, es posible la estimación del u a través de la siguiente metodología (Wilcock, 1996).

Para obtener la velocidad en un punto $u(z)$ se utilizara la ley logarítmica, basado en el método de Keulegan (1938), cuyo esquema se presenta en **Figura 4.9** y se utiliza la ecuación siguiente:

$$\frac{u(z)}{u} = \frac{1}{k} \ln \left(\frac{z}{z_0} + 1 \right) \rightarrow u = \frac{u(z)}{\frac{1}{k} \ln \left(\frac{z}{z_0} + 1 \right)}$$

dónde:

- z Altura medida desde z_0
- z_0 Equivalente a $0,095 \cdot D_{90}$, con D_{90} equivalente a 7,54 mm
- k Número de Von Karman (0,4)
- u Velocidad de corte

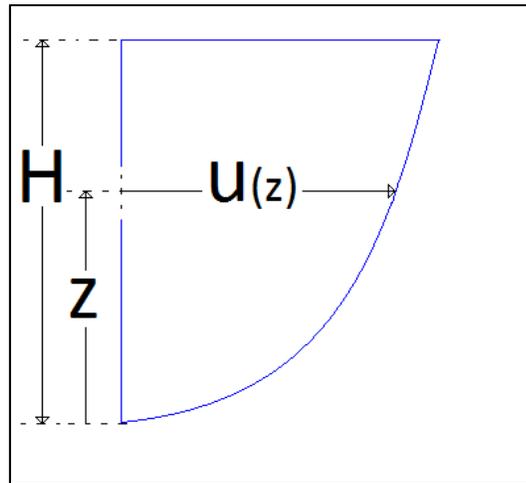


Figura 4.9 Esquema de distribución de velocidades.

Como se conoce $u(z)$ y z para dos alturas por abscisa, es posible obtener el valor de u para varias medidas. Las **Tabla 4.12**, **Tabla 4.13** y **Tabla 4.14** muestran los resultados del cálculo de u , C_f y n_m (coeficiente de Manning).

Tabla 4.12 Cálculo de n_m con aforo de muestreo N°1.

Abscisa m	H m	h/H %	z m	u_{medido} m/s	V m/s	D_{90} mm	z_0 mm	u m/s	C_f	n_m
20	1,38	80%	1,1	0,72	0,6300	7,54	0,72	0,0393	0,0039	0,021
	1,38	20%	0,28	0,54	0,6300	7,54	0,72	0,0362	0,0033	0,019
	1,38	0%	0	0	0,6300	7,54	0,72			
40	1,40	80%	1,12	1	0,8800	7,54	0,72	0,0544	0,0038	0,021
	1,40	20%	0,28	0,76	0,8800	7,54	0,72	0,0509	0,0033	0,020
	1,40	0%	0	0	0,8800	7,54	0,72			
60	1,63	80%	1,3	0,9	0,7600	7,54	0,72	0,0480	0,0040	0,022
	1,63	20%	0,33	0,62	0,7600	7,54	0,72	0,0404	0,0028	0,018
	1,63	0%	0	0	0,7600	7,54	0,72			
80	1,52	80%	1,22	0,74	0,6300	7,54	0,72	0,0398	0,0040	0,022
	1,52	20%	0,3	0,52	0,6300	7,54	0,72	0,0344	0,0030	0,019
	1,52	0%	0	0	0,6300	7,54	0,72			
100	1,30	80%	1,04	0,53	0,4900	7,54	0,72	0,0291	0,0035	0,020
	1,30	20%	0,26	0,45	0,4900	7,54	0,72	0,0305	0,0039	0,021
	1,30	0%	0	0	0,4900	7,54	0,72			

Tabla 4.13 Cálculo de n_m con aforo de muestreo N°2.

Abscisa m	H m	h/H %	z m	u_{medido} m/s	V m/s	D_{90} mm	z_0 mm	u m/s	C_f	n_m
20	1,23	80%	0,98	0,91	0,8300	7,54	0,72	0,0504	0,0037	0,020
	1,23	20%	0,25	0,75	0,8300	7,54	0,72	0,0512	0,0038	0,020
	1,23	0%	0	0	0,8300	7,54	0,72			
40	1,45	80%	1,16	0,82	0,6050	7,54	0,72	0,0444	0,0054	0,025
	1,45	20%	0,29	0,39	0,6050	7,54	0,72	0,0260	0,0018	0,015
	1,45	0%	0	0	0,6050	7,54	0,72			
60	1,32	80%	1,06	0,95	0,8150	7,54	0,72	0,0521	0,0041	0,021
	1,32	20%	0,26	0,68	0,8150	7,54	0,72	0,0461	0,0032	0,019
	1,32	0%	0	0	0,8150	7,54	0,72			
80	1,70	80%	1,36	1,01	0,8400	7,54	0,72	0,0535	0,0041	0,022
	1,70	20%	0,34	0,67	0,8400	7,54	0,72	0,0435	0,0027	0,018
	1,70	0%	0	0	0,8400	7,54	0,72			
100	1,55	80%	1,24	1,24	1,0850	7,54	0,72	0,0665	0,0038	0,021
	1,55	20%	0,31	0,93	1,0850	7,54	0,72	0,0613	0,0032	0,019
	1,55	0%	0	0	1,0850	7,54	0,72			

Tabla 4.14 Cálculo de n_m con aforo de muestreo N°3.

Abscisa m	H m	h/H %	z m	u_{medido} m/s	V m/s	D_{90} mm	z_0 mm	u m/s	C_f	n_m
20	1,71	80%	1,37	1,54	1,3350	7,54	0,72	0,0815	0,0037	0,021
	1,71	20%	0,34	1,13	1,3350	7,54	0,72	0,0733	0,0030	0,019
	1,71	0%	0	0	1,3350	7,54	0,72			
40	1,81	80%	1,45	1,44	1,0500	7,54	0,72	0,0757	0,0052	0,025
	1,81	20%	0,36	0,66	1,0500	7,54	0,72	0,0424	0,0016	0,014
	1,81	0%	0	0	1,0500	7,54	0,72			
60	2,00	80%	1,6	1,35	1,0900	7,54	0,72	0,0700	0,0041	0,023
	2,00	20%	0,4	0,83	1,0900	7,54	0,72	0,0525	0,0023	0,017
	2,00	0%	0	0	1,0900	7,54	0,72			
80	2,00	80%	1,6	1,4	1,2250	7,54	0,72	0,0726	0,0035	0,021
	2,00	20%	0,4	1,05	1,2250	7,54	0,72	0,0664	0,0029	0,019
	2,00	0%	0	0	1,2250	7,54	0,72			
100	1,82	80%	1,46	1,08	0,9650	7,54	0,72	0,0567	0,0035	0,021
	1,82	20%	0,36	0,85	0,9650	7,54	0,72	0,0546	0,0032	0,020
	1,82	0%	0	0	0,9650	7,54	0,72			

Tabla 4.15 Resumen de valores del coeficiente de Manning determinados.

Muestra	n_m
1	0,021
1	0,019
1	0,021
1	0,020
1	0,022
1	0,018
1	0,022
1	0,019
1	0,020
1	0,021
2	0,020
2	0,020
2	0,025
2	0,015
2	0,021
2	0,019
2	0,022
2	0,018
2	0,021
2	0,019
3	0,021
3	0,019
3	0,025
3	0,014
3	0,023
3	0,017
3	0,021
3	0,019
3	0,021
3	0,020
Media	0,020
σ	0,002
Valor Adoptado	0,022

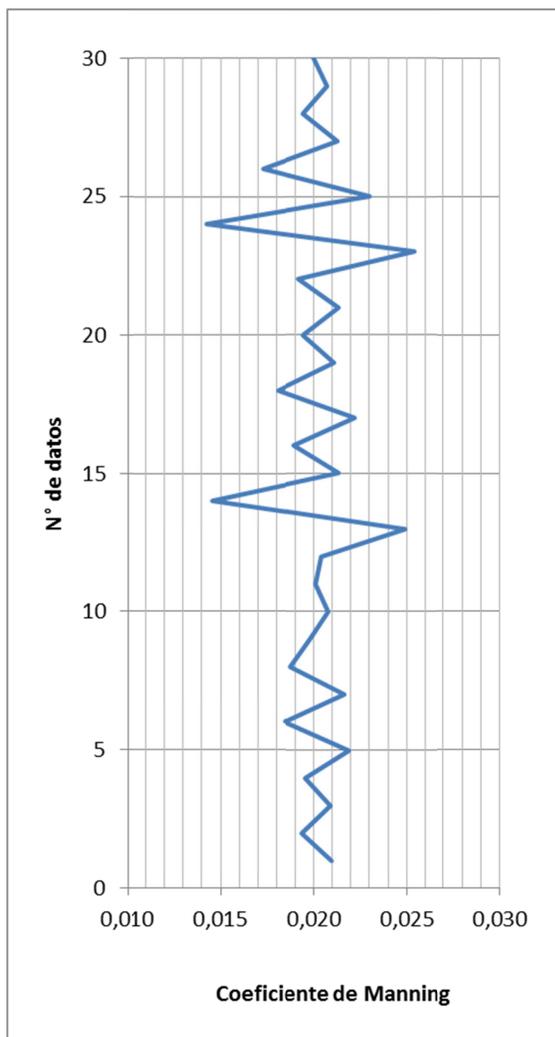


Figura 4.10 Valores del coeficiente de Manning calculados con valores de aforo.

De la bibliografía es posible citar para el caso de un fondo arenoso, limpio sin cubierta vegetal, un coeficiente de Manning del orden de 0,02 a 0,03 (ODOT, 2014). Con lo cual, la determinación de n_m con los aforos y la ley logarítmica, se mantiene en el rango de los valores recomendados. Adicionalmente, dentro de las variadas relaciones de estimación del coeficiente de Manning existentes, el Software iRIC y en particular el Solver Nays2DH (Shimizu y Takebayashi, 2014), propone la utilización de la relación de Strickler, cuya dependencia entera se asocia a la granulometría y por tanto es posible su estimación con la relación siguiente:

$$n_m = \frac{k_s^{1/6}}{7,66\sqrt{g}}$$

donde $k_s = \alpha d_{90}$, con el parámetro α entre 1 y 3. Ello implica que considerando $d_{90} = 7,54$ mm, el n_m debe estar en un rango de 0,018 con $\alpha = 1$ y 0,022 con $\alpha = 3$.

Como criterio conservador se adoptara el valor de coeficiente de Manning equivalente a 0,022 para la zona de escurrimiento principal del río. En tanto en riberas inundables se tomarán valores mayores, que se especifican en el siguiente capítulo y obedecen a valores que recomienda la bibliografía y/o calculados con la relación de Strickler según corresponda.

4.4. Análisis de la ley de gasto sólido

4.4.1. Rango de validez de ley de gasto sólido de fondo

El análisis del gasto sólido de fondo no es directo y merece atención en un punto distintivo. En general las relaciones de cálculo o leyes de gasto sólido semi-empíricas (Chanson, 2004), usualmente utilizadas, no especifican alcance más allá del relacionado con granulometría uniforme o extendida y el rol del material fino en el transporte, pendientes válidas y generalmente consideran densidad del sedimento igual o cercana a la de las arenas o gravas, correspondiente a 2,65 ton/m³. Este valor de densidad resulta ser el típico medido en innumerables experimentos (Low, 1989). Dado que el caso de presente análisis queda definido por la interacción de las variables hidrodinámicas con el sedimento, que según la clasificación de la USCS, corresponde a una arena mal graduada, es posible asumir sin mayor error, que la estimación del gasto no se verá afectada por efectos de escondimiento y exposición de material, pues no es un rasgo característico del sedimento en cuestión. Sin embargo, el problema radica en su menor densidad saturada, debido a que es mucho menor a lo usual.

Entre los antecedentes referidos a estudios con densidades de sedimentos menores a 2,65 ton/m³, se cuenta la deducción original de la relación de gasto sólido hecha por Meyer, Peter & Müller (Meyer-Peter y Müller, 1948). En ella, señala la dependencia de la relación con la densidad del sedimento, donde concluye que tiene un buen ajuste ante esta característica. El rango de validez señalado corresponde a densidades de sedimento en valores entre 1,25 a 4,22 ton/m³.

En el mismo sentido, Low (1989), señala como resultado de la experimentación, que llevó a cabo con material de tamaño tipo arenas de 3,5 mm y con densidades comprendidas entre 1 y 2,5 ton/m³, que el efecto de menor densidad del material es bien considerado por una relación tipo Einstein-Brown o una tipo Smart's modificada. La deducción realizada toma la forma siguiente:

$$q_s = 40 \tau^3 w d_{50}$$

donde:

q_s	: Gasto sólido de fondo en m ³ /s/m
$w = \sqrt{(gd_{50}s_g)}F$: F es el coeficiente de Rubey (1,2 en vez de 0,8)
τ	: Tensión de corte adimensional
s_g	: peso sumergido del sedimento (0,87 en este caso)

Esta relación corresponde a la ecuación de Einstein-Brown, con la diferencia que el F (coeficiente de Rubey), para el caso de menor densidad, toma el valor de 1,2.

El rango de gasto sólido medido en la experimentación realizada por Low (1989), tiene un valor máximo de $0,0004 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ lo cual reviste un acotado margen de validez de sus resultados, aún cuando este rango está incluido al presente estudio. En tanto, densidades de material con el cual experimentó, tiene un rango que va desde los $1,17$ a $2,46 \text{ ton}/\text{m}^3$ lo cual cubre el rango de densidades de los sedimentos de origen volcánico que en el presente trabajo se investigan.

Señala el autor que la relación de Meyer, Perter & Müller (MP&M) modificada en tanto el τ_c de $0,047$ a $0,06$ (que se denominara MP&M*) se ajustaría de buen modo a los resultados que obtuvo sobreestimando el q_s levemente, si se considera el rango de validez de hasta $0,0004 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. La **Figura 4.11** muestra sus resultados y el ajuste entre MP&M*.

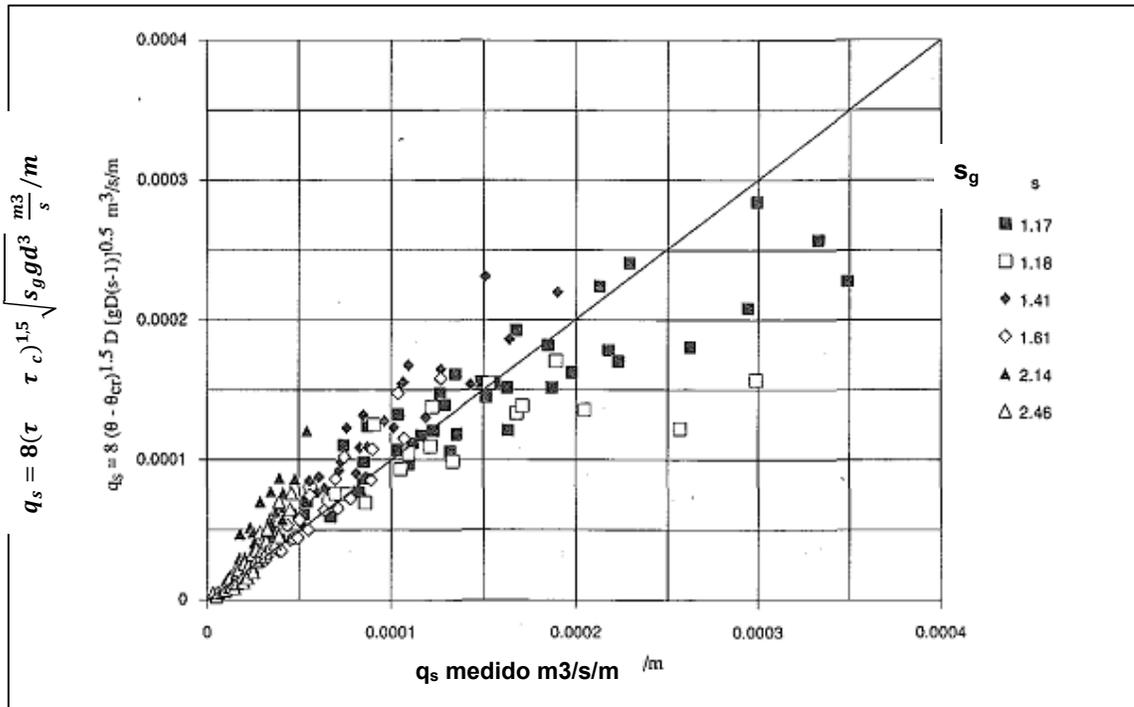


Figura 4.11 Comparativo de gasto sólido de fondo entre MP&M* y valores medidos por Low (1989).

Dado que el Solver Nays2DH, a utilizar en la modelación, incluye en su biblioteca de relaciones de gasto sólido dos de ellas, MP&M y Ashida – Michiue, se analizarán ambas para decidir cuál de ellas adoptar.

Emulando los resultados de Low (1989), la **Figura 4.12** se construye para hacer una comparación en el rango de q_s comprendido entre los 0 – 1 m³/s/m utilizando las siguientes relaciones de gasto sólido, con los siguientes parámetros:

- **Ashida and Michiue – A&M**

D₅₀	s_g	τ_c
mm		
2,35	0,87	0,05

- **Meyer Peter and Müller – MP&M**

D₅₀	s_g	τ_c
mm		
2,35	0,87	0,047

- **Meyer Peter and Müller – MP&P***

D₅₀	s_g	τ_c
mm		
2,35	0,87	0,06

- **Meyer Peter and Müller – MP&P****

D₅₀	s_g	τ_c
mm		
3,5	0,87	0,047

- **Meyer Peter and Müller – MP&P s_g = 1,65**

D₅₀	sg	τ_c
mm		
2,35	1,65	0,047

- **Einstein and Brown – E&B**

D₅₀	s_g	F (coeficiente de Rubey)
mm		
2,35	0,87	1,2

Esta última, corresponde a la relación deducida por Low (1989), que se adapta de mejor forma a sus mediciones y la que se considera patrón de comparación. Las restantes son modificadas para fines de comparar, escoger y calibrar en la modelación a realizar.

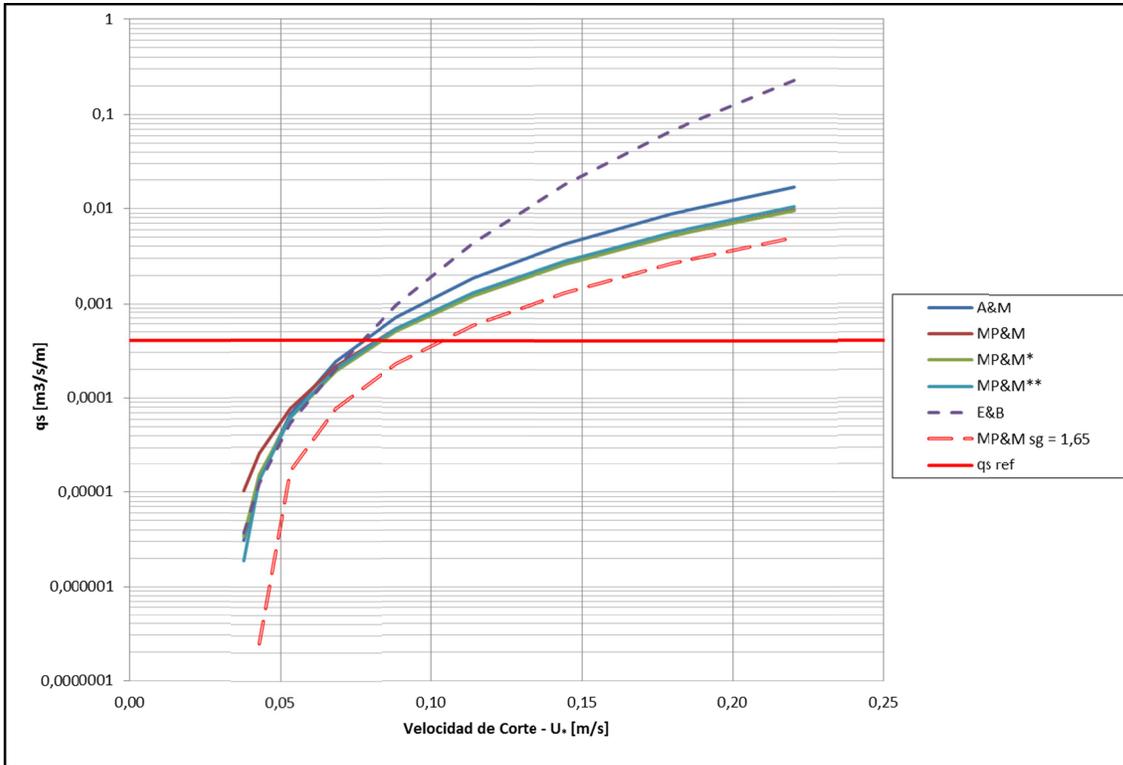


Figura 4.12 Comparación de algunas leyes de gasto sólido de fondo corregidas vs relación E&B modificada deducida por Low (1989).

Es posible apreciar en la **Figura 4.12** que en el rango que estudió Low (1989), si la variable q_s se encuentra bajo $q_s \text{ ref}$ igual a $0,0004 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, las ecuaciones se adaptan de buena forma, pero al crecer el u , E&B crece mucho más que las demás. Sin embargo, eso ocurre fuera del rango medido, por tanto no constituye la mejor aproximación a la realidad. Todas las relaciones del tipo MP&M corregidas entregan un crecimiento similar luego de superar un u de $0,07$. A&M sigue similar tendencia, pero entregando valores más altos.

En el rango comprendido para u entre $0 - 0,07$, los transportes son en cualquier caso menores a $0,0004 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, en tanto que para el tramo comprendido para u entre $0,07 - 0,25$, los transportes toman valores de una a dos veces el orden de magnitud. Si se supone el rango de gastos sólidos de fondos reales en el río, en cualquier tramo del río, comprendido entre un valor $0,0001$ a $0,01 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, el criterio de elección de una relación de gasto, debería corresponder a la que se ajuste de mejor forma a la realidad para valores mayores de gasto que para los valores menores, pues en la modelación, tendrán más pesos los transportes mayores. Sin embargo, no se tiene un patrón adecuado para valores de gasto que superen los $0,0004 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Los valores que toman las leyes de MP&M corregidas y con valores de campo, son similares al crecer u y A&M entregaría valores más elevados.

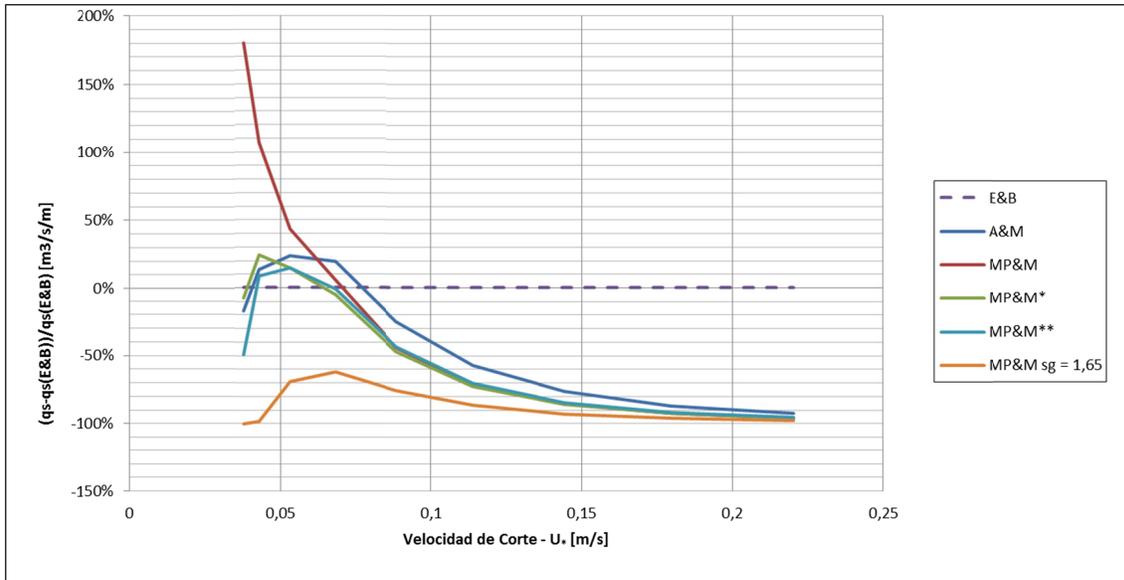


Figura 4.13 Comparación porcentual de algunas leyes de gasto sólido de fondo corregidas vs relación E&B modificada deducida por Low (1989).

La **Figura 4.13** muestra la comparación porcentual de cada relación de gasto modificada (MP&M* y MP&M**) y las que consideraron los valores de campo (A&M y MP&M) con la de Einstein & Brown, el resultado es que MP&M* y MP&M** se adaptan de mejor manera en los rangos de transporte 0 a 0,004 m³/s/m o equivalentemente u_* entre 0,05 a 0,07. A&M sobreestima las medidas mucho más, así como la de MP&M con valores de campo. Al realizar ejercicio equivalente pero para el rango sobre un u_* igual a 0,06 a 0,07, las que contienen transportes del orden de 0,0004 m³/s/m, se observa que A&M y MP&M con valores de campo, se acercan mucho más a la E&B. Pero, si u_* supera el valor 0,07, el comportamiento de todas las MP&M es similar y entrega valores menores a A&M, pues MP&M en aquel rango se parece a $8 \tau_c^{3/2}$ y A&M a $17 \tau_c^{3/2}$.

Por tanto, para la modelación siguiente, se adoptara la relación de Meyer-Peter & Müller como relación de cálculo del gasto sólido de fondo.

4.4.2. Comparación de gasto muestreado y estimado vía cálculo

Para el siguiente análisis, se considerará la relación de MP&M para la estimación de los gastos sólidos de fondo, donde los parámetros de entrada corresponden a las velocidades medias, velocidades de corte, coeficiente de fricción y densidades reales, determinadas anteriormente, con valores de campo. Los pesos de muestra corresponden a los tomados en muestreos y se comparan con los estimados, con la relación de MP&M en su respectiva abscisa. El tiempo total en que se tomó cada muestra fue de 2 minutos.

Tabla 4.16 Parámetros de cálculo de gasto de fondo.

Parámetro	valor	unidad
psat	1,87	ton/m ³
sg	0,87	
D ₅₀	2,35	mm
t _c	0,047	
Tiempo de toma de muestra	120	seg

El proceso de toma de muestras no fue exitoso en términos de cantidad y en la práctica resulta muy difícil. Las muestras cuyo estado se catalogó de “alterada”, implica que el equipo no se posó adecuadamente en el lecho y recogió cantidades de material totalmente alterados. Las que se han catalogados como “aceptada”, son aquellas que efectivamente el equipo se posó bien en el lecho y recogió material adecuadamente, según lo que entregó el registro de video. Aquellas rotuladas como “incierto”, no existe certeza que permita descartar o aceptar una muestra, dado que la cámara de video no operó adecuadamente.

Sin embargo, al considerar los valores muestrados y las cantidades estimadas con la relación de MP&M con $sg^5 = 0,87$ y $sg = 1,65$, es posible la construcción de un gráfico, que compare Einstein – Brown, Meyer-Peter & Müller y las medidas muestreadas. La **Figura 4.14** muestra la comparación en términos de gasto sólido de fondo, mientras que la **Tabla 4.17** muestra los valores de dicha comparación. Cabe señalar que el ancho del equipo de muestreo BL - 84 es 25 cm, valor que permite el cálculo del gasto sólido de fondo por unidad de ancho.

⁵ El parámetro sg corresponde a la densidad relativa saturada de sedimento.

Tabla 4.17 Cálculo de gasto sólido de fondo y comparación con muestras tomadas.

Campaña de muestreo	Muestra	Abcisa	H	V	C _f	u*	τ*	Volumen estimado	Peso estimado	Peso muestreado	q _s estimado	q _s muestreado	Estado de muestra
		m	m	m/s		m/s		m ³	kg	kg	m ³ /s/m	m ³ /s/m	
1	1	20	1,38	0,63	0,0043	0,04	0,08	0,0006	1,08	0,00	0,0E+00	0,0E+00	alterada
	2	40	1,40	0,88	0,0042	0,06	0,16	0,0032	5,97	0,54	1,0E-04	0,0E+00	aceptada
	3	60	1,63	0,76	0,0040	0,05	0,12	0,0015	2,72	0,49	0,0E+00	0,0E+00	aceptada
	4	80	1,52	0,63	0,0041	0,04	0,08	0,0005	0,97	0,96	0,0E+00	0,0E+00	aceptada
	5	100	1,33	0,49	0,0043	0,03	0,05	0,0000	0,05	0,24	0,0E+00	0,0E+00	aceptada
2	1	20	1,23	0,83	0,0044	0,06	0,15	0,0027	5,09	0,00	1,0E-04	0,0E+00	alterada
	2	40	1,45	0,61	0,0042	0,04	0,08	0,0004	0,81	8,45	0,0E+00	2,0E-04	alterada
	3	60	1,32	0,81	0,0043	0,05	0,14	0,0023	4,34	0,35	1,0E-04	0,0E+00	alterada
	4	80	1,70	0,84	0,0040	0,05	0,14	0,0023	4,23	2,57	1,0E-04	0,0E+00	aceptada
	6	100	1,55	1,08	0,0041	0,07	0,24	0,0067	12,52	7,08	2,0E-04	1,0E-04	alterada
3	1	20	1,69	1,33	0,0040	0,08	0,35	0,0134	25,09	0,12	4,0E-04	0,0E+00	incierta
	2	40	1,81	1,05	0,0039	0,07	0,21	0,0055	10,20	1,54	2,0E-04	0,0E+00	incierta
	3	60	2,00	1,09	0,0038	0,07	0,22	0,0059	11,05	2,54	2,0E-04	0,0E+00	incierta
	4	80	1,95	1,22	0,0038	0,08	0,28	0,0091	17,01	3,95	3,0E-04	1,0E-04	incierta
	5	100	1,85	0,97	0,0039	0,06	0,18	0,0039	7,36	3,22	1,0E-04	1,0E-04	incierta

Nota: el valor q_s estimado corresponde a calcular el gasto sólido de fondo con MP&M corrigiendo sg = 0,87 y el gasto sólido de fondo muestreado (q_s muestreado), corresponde a mediciones directas.

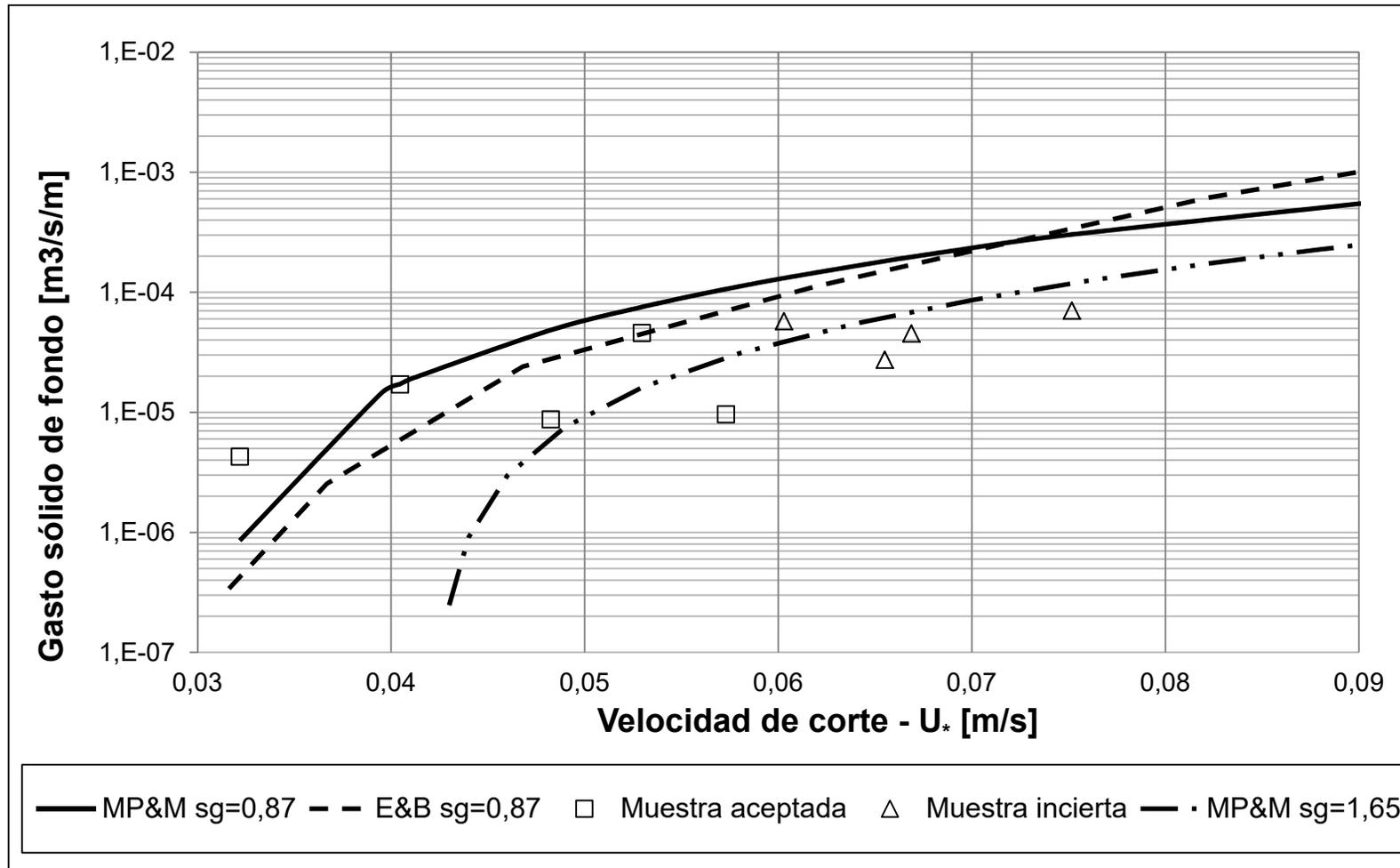


Figura 4.14 Gasto sólido de fondo muestreado, gasto sólido de fondo estimado con MP&M y E&B.

Analizando las muestras cuyo rótulo de “estado de muestra” es “aceptada” o “incierto”, se encuentra que, en general los valores muestrados, siguen una tendencia similar y son menores o similares en orden de magnitud a los estimados por ambas leyes graficadas. Es preciso notar que para valores de u menores a 0,04, con MP&M con $s_g = 1,65$, no existe transporte. Sin embargo, MP&M con $s_g = 0,87$ y E&B si existe transporte. El muestreo indica que existe transporte a esa velocidad de corte. Esta observación es relevante, pues indicaría que MP&M con $s_g = 0,87$ entrega valores no nulos y del orden de lo medido. Sin embargo, es claro que las experiencias no son concluyentes, cuestión que será discutida en capítulos posteriores.

Dos ideas centrales que se concluyen de los análisis realizados en el capítulo resultan relevantes en términos de la modelación. Primero, el coeficiente de Manning queda bien definido por la relación de Strickler la cual concuerda con la determinación realizada con los aforos. Como consecuencia de ello, se espera que el eje hidráulico queda bien definido y por tanto las variables hidrodinámicas que tienen relación con el gasto sólido también.

Segundo, la relación de MP&M, provee una adecuada ley de gasto sólido de fondo a utilizar en la modelación, adaptándose a la densidad menor del sedimento de origen volcánico, si y solo si se utiliza como patrón la ley para q_s menores a $4 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, lo que se obtiene con una velocidad de corte u_c de 0,08. Los valores medidos incluso están en este rango, por tanto son comparables a Einstein-Brown la cual se considera la mejor aproximación en este rango según Low (1989), sin embargo, con la escasa cantidad de datos muestrados en buen estado, no es posible obtener conclusiones contundentes. La mejor aproximación y la adoptada para efectos de la modelación numérica, será la de MP&M, pues tiene un buen ajuste y forma parte del menú de opciones del solver Nays2DH.

5. MODELACIÓN

En capítulos anteriores se han analizado, definido y determinado diferentes aspectos, tanto a nivel de hipótesis (ámbito conceptual) como de parámetros y ecuaciones (ámbito numérico - resolutivo), los cuales se podrían resumir como datos necesarios para realizar la modelación. Sin embargo, En este capítulo se presentara con mayor precisión el esquema conceptual de solución y la implementación del modelo numérico.

5.1. Modelo teórico e hipótesis de construcción de escenarios

5.1.1. Modelo conceptual – Balance volumétrico

En primer lugar, el fenómeno está caracterizado por la deformación del lecho, producto del transporte de sólidos de fondo o “bed load”. Ello no implica inexistencia de transporte de sólidos suspendidos, sin embargo no es un gran agente formativo de la morfología del lecho, debido a que permanece suspendido.

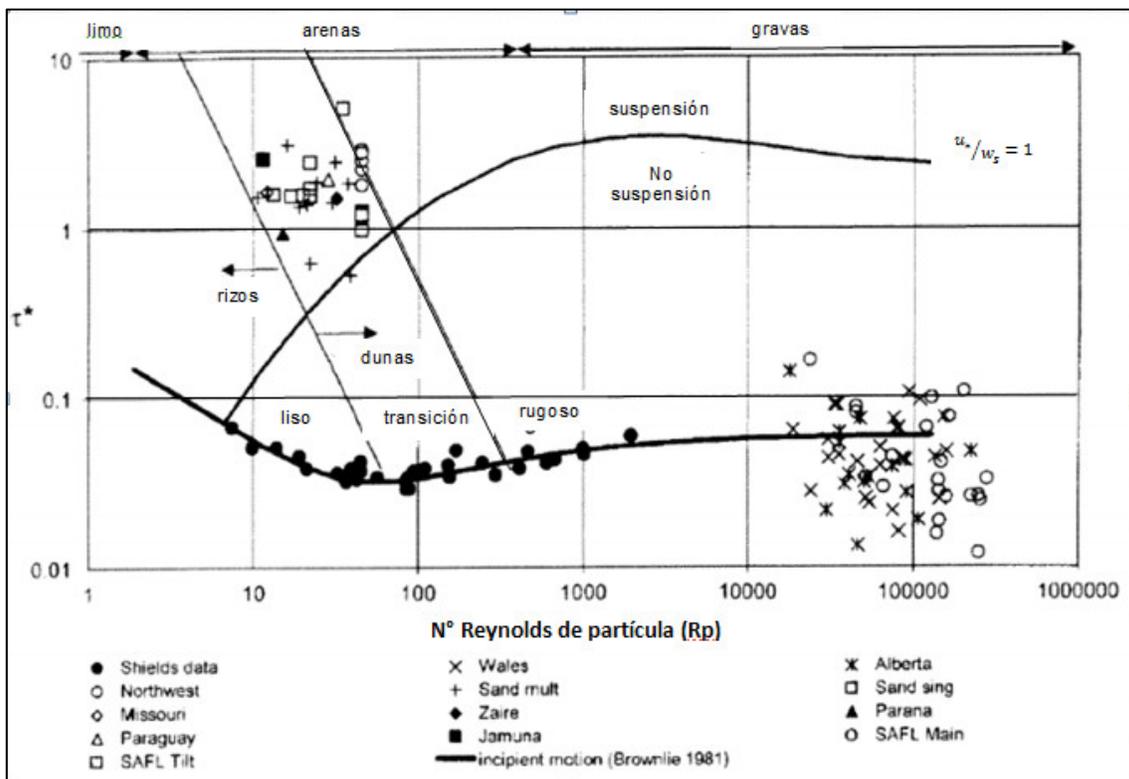
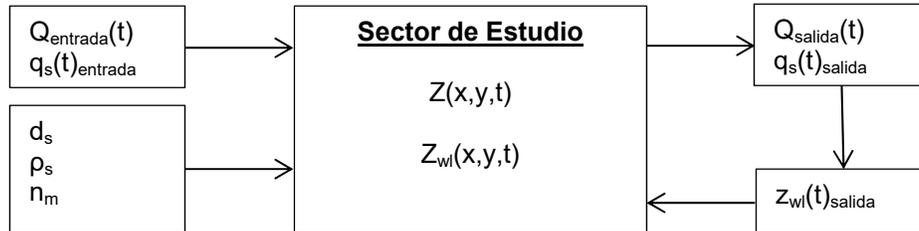


Figura 5.1 Curva de Shields (García, M. et al., 2000).

La **Figura 5.1** muestra la curva del inicio de movimiento y también el umbral donde las partículas en movimiento lo hacen a través del mecanismo de suspensión o de fondo. En relación a esto último y debido a la granulometría encontrada, al seguir el criterio de Bagnold

$u / w_s \approx 1$, (donde u es la velocidad de corte y w_s es la velocidad de sedimentación) que marca el comienzo de la suspensión, para partículas de tamaño 0,075 mm, tamaño que representa menos de un 0,2% de las muestras y que es además la menor malla utilizada en el análisis granulométrico y dado que w_s es del orden de 0,04 m/s y los u medidos poseen valores de ese orden, implica que los sedimentos de diámetro mayores a este, son transportados por el mecanismo de transporte de fondo y los que son menores a él, permanecen suspendidos.

El modelo conceptual de estudio, corresponde básicamente a uno de balance de volumétrico, siendo la evolución del lecho, el principal parámetro a estudiar.



Donde :

$Q_{\text{entrada}}(t)$	Hidrograma de entrada
$q_{s(t)\text{entrada}}$	Gasto sólido de fondo de entrada por unidad de ancho
d_s	Diámetro medio del sedimento
ρ_s	Densidad de sedimento
n_m	Coefficiente de Manning
$Z(x,y,t)$	Cota de fondo en la coordenada (x,y) en el tiempo
$Z_w(x,y,t)$	Nivel de agua en la coordenada (x,y) en el tiempo
$Q_{\text{out}}(t)$	Caudal de salida
$q_{s(t)\text{salida}}$	Gasto sólido de fondo de salida por unidad de ancho
$Z_{wl}(t)_{\text{salida}}$	Cota de nivel

Es decir, el nivel de aguas y el nivel del lecho en el sector de estudio, dependen del hidrograma de entrada, del gasto sólido de entrada, las características de los sedimentos, la fricción y del nivel de aguas abajo.

5.1.2. Modelo conceptual – Capa susceptible al movimiento

En el tiempo inicial, se define una capa de aproximadamente 1 m de material susceptible de ser transportado o capa susceptible al movimiento, de material de origen volcánico de granulometría uniforme. Dicho valor responde a los registros de aforos realizados en la sección de aforo, los que indican que el rango de variabilidad de la cota de fondo es de este orden. Bajo esta capa, se tendría una capa de mayor diámetro de sedimento y mayor densidad, la cual en el tiempo modelado se mantendría fija. Esta capa inferior se denomina lecho fijo o capa fija cuya ubicación se muestra en la **Figura 5.2**. Se espera con la modelación, que el espesor varíe en función del transporte.

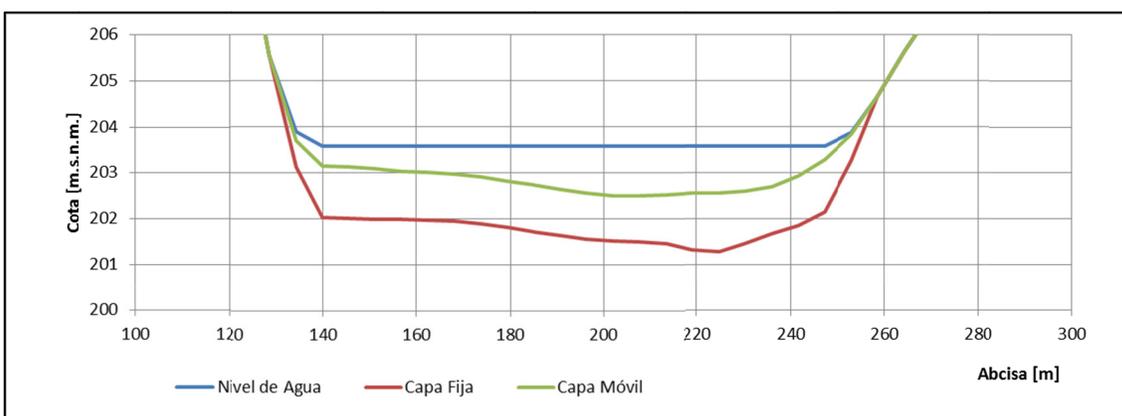


Figura 5.2 Esquema de sección transversal del río - Capa susceptible al movimiento y lecho fijo.

5.1.3. Modelo conceptual – Gasto sólido de entrada

El sector de ensanche como regulador del gasto sólido de entrada

Para la definición de las condiciones de borde de aguas arriba del sector de estudio, se requiere de dos elementos fundamentales. Uno de ellos es el hidrograma de entrada y el segundo, corresponde al gasto sólido. El primero de ellos es bien definido, en función de datos sistemáticamente colectados por la DGA y definido en capítulos anteriores. En tanto, el gasto sólido de fondo de entrada al sector de estudio, es desconocido y puede generar una gran distorsión de los resultados de la modelación.

Como gasto sólido de fondo de entrada se considerará una banda de valores, con una curva superior y una inferior, que representan una serie de comportamientos posibles del gasto sólido. Estos valores se obtuvieron mediante modelación, debido a la inexistencia de valores medidos. Dicho esto, es posible distinguir la existencia, aguas arriba de la zona de estudio (**Figura 5.3**), de un ensanche natural del río, el cual es controlado por un vertedero natural, constituido por un roquerío, el cual tiene un comportamiento análogo al de un reservorio de sedimento. El gasto sólido en consecuencia, estará modulado por la capacidad de transporte de este tramo.

Al considerar las limitaciones del solver Nays2DH en tanto definición de condición de borde, es posible de generar dicha entrada modulada de gasto sólido de fondo ajustando la pendiente de entrada al sector de estudio y hacerla coincidir con lo que ocurre en el ensanche. El objetivo es

que el gasto sólido en el ensanche sea el mismo que en el sector de estudio. Para ello primeramente, es preciso determinar una estimación de gasto en el ensanche y la definición de esta banda de valores.



Figura 5.3 Sector de ensanche de río Ibáñez – Aguas arriba del sector de estudio.

Se propone una entrada de gasto sólido al sector de estudio igual al gasto sólido del sector de ensanche, en términos del gasto total de toda la sección.

Vertedero de descarga – Condición hidráulica de aguas abajo del ensanche

Se puede apreciar que la formación rocosa de ancho aproximado 100 m, ubicado aguas abajo del ensanche, actúa como un vertedero de pared gruesa, regulando la altura de escurrimiento (**Figura 5.4**). Es posible modelar el sector para una variedad de caudales de modo tal de obtener alturas de escurrimiento con el solver Nays2DH. Esto se realiza sin activar las opciones de transporte de sedimento, pues basta con obtener alturas de escurrimiento para definir una función de gasto sólido de fondo.

Para la modelación del vertedero, que constituye la condición de altura aguas abajo del sector de ensanche modelado, se utilizará la relación siguiente:

$$Q = m H B \sqrt{2 g H}$$

dónde:

- Q : Caudal de descarga del vertedero en m^3/s
m : Coeficiente de descarga de vertedero de pared gruesa igual a 0,37
H : Altura de velocidad más altura de escurrimiento en m
B : Ancho del vertedero variable según caudal en m



Figura 5.4 Vertedero en ensanche de río Ibáñez – Aguas arriba del sector de estudio.

Con ella es posible definir una curva $Q - H$ y dado que la altura de velocidad es despreciable, se considerara $H \sim h_p$, con h_p altura de escurrimiento. En la

Tabla 5.1 se presentan los valores de la curva de descarga resultante y en Figura 5.5 el gráfico.

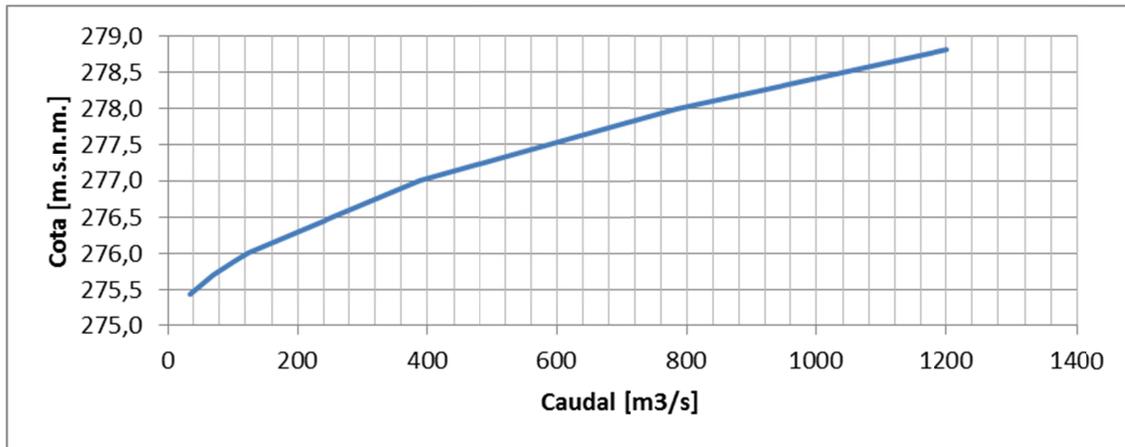


Figura 5.5 Curva H – Q para el vertedero de descarga.

Tabla 5.1 Curva H – Q para vertedero de descarga.

Cota	H	B_{efectivo}	Q
m.s.n.m.	m	m	m³/s
275,45	0,45	71,6	35
275,70	0,70	73,6	71
275,90	0,90	75,2	105
276,00	1,00	76,0	124
277,00	2,00	84,0	389
278,00	3,00	92,0	783
278,81	3,81	98,5	1200

Modelación hidráulica del sector de ensanche

La modelación hidráulica del sector de ensanche consiste en la obtención de las alturas de escurrimiento en una sección de control. Para esta sección se obtiene el gasto sólido de fondo integrado en la transversal y se genera una función gasto sólido en función del caudal. Se asume entonces que en el ensanche el coeficiente de Manning es idéntico al calculado previamente, cuyo valor es 0,022 debido a la presencia del mismo material. La morfología es construida mediante la información provista por el proyecto ASTER Global Digital Elevation Model (ASTER GDEM) la cual muestra la elevación aproximada del sector, pero no de la batimetría. En consecuencia, se supondrá que el ensanche se puede modelar como un canal rectangular de gran ancho, según muestra la **Figura 5.6**, los que son provistos por el DEM⁶ para el sector y las secciones transversales, las que son del orden de los 500 m de ancho y altura de escurrimiento del orden de 2 m, se consideran horizontales. La pendiente de fondo en la dirección longitudinal del ensanche toma un rango de valores, los cuales se aproximan a partir de los datos geográficos que se poseen. Como el control del vertedero genera una condición de borde en términos del nivel de agua única para cada caudal, la profundidad y velocidad de escurrimiento serán diferentes al cambiar la pendiente de fondo del ensanche. Ello provee la banda superior e inferior de gasto sólido de fondo asociada a la pendiente de fondo en el ensanche.

Se modelan por tanto dos escenarios de escurrimiento en el sector de ensanche, con un largo aproximado de 2,5 km con desniveles totales:

- 1 m de desnivel geométrico total (pendiente de fondo 0,04%) que origina el límite inferior de la banda (**Figura 5.7**).
- 2 m de desnivel geométrico total (pendiente de fondo 0,08%) que origina el límite superior de la banda (**Figura 5.8**).

Se considera una sección de control, distante a 250 m del inicio del ensanche, donde se medirán las alturas.

⁶ Modelo de elevación digital (DEM).

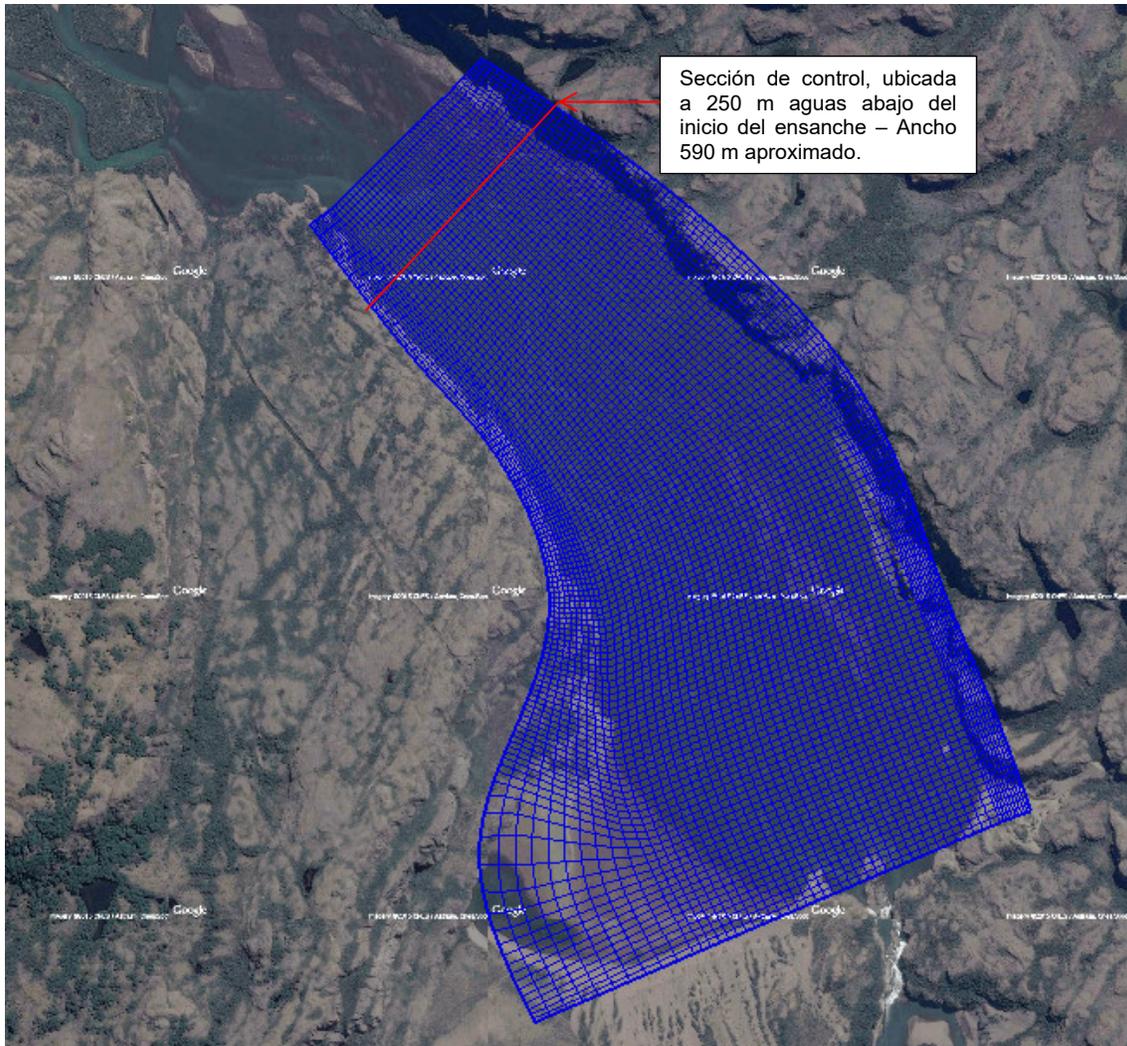


Figura 5.6 Ensanche de río Ibáñez modelado.

El hidrograma a modelar corresponde a una variedad de caudales desde $35 \text{ m}^3/\text{s}$ a $1.200 \text{ m}^3/\text{s}$ en un tiempo total de 14 hrs. Con ello se obtienen las alturas de escurrimiento en función del caudal en la Sección de Control asociado a cada pendiente de fondo.

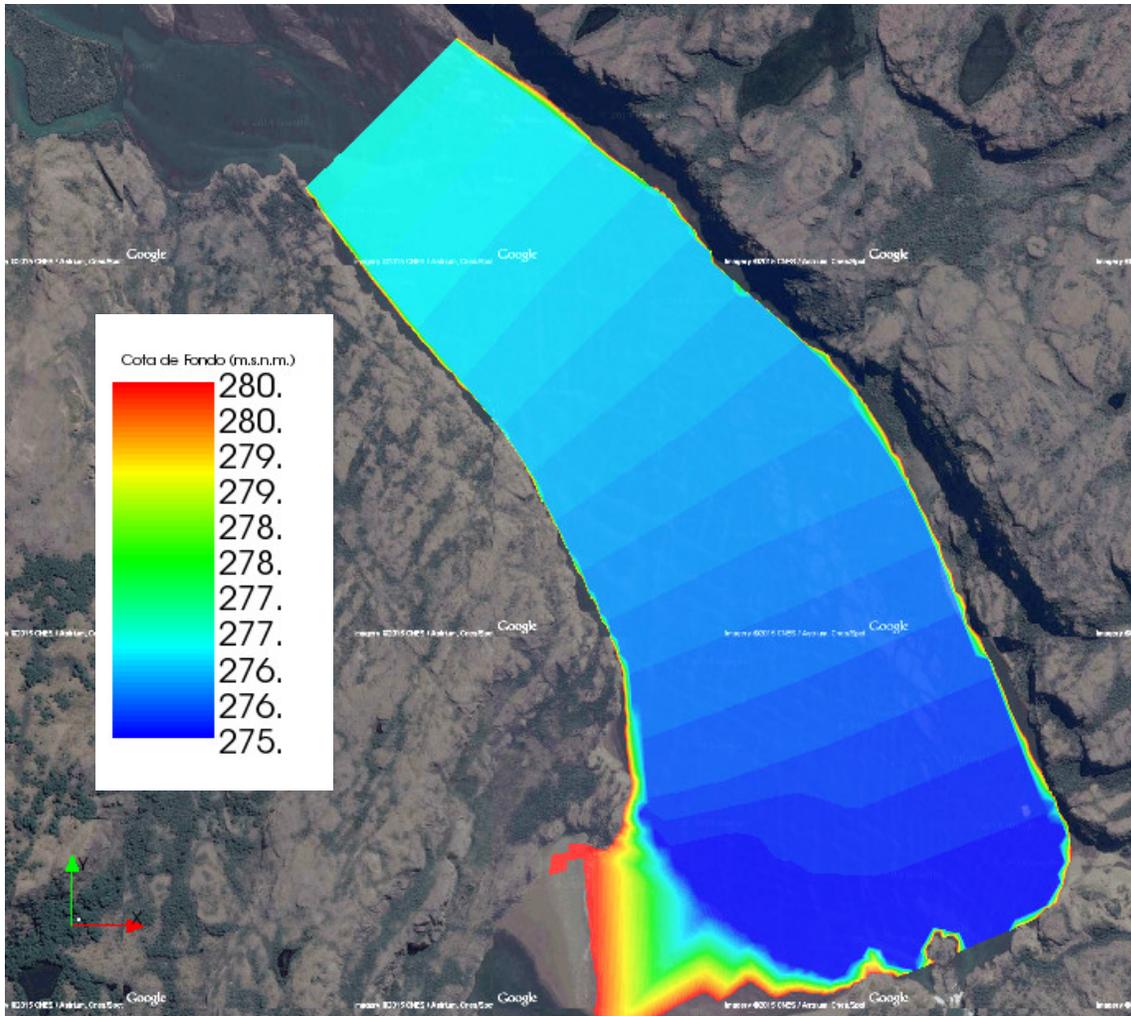


Figura 5.7 Elevación de lecho en ensanche de río – Pendiente de fondo 0,04%.

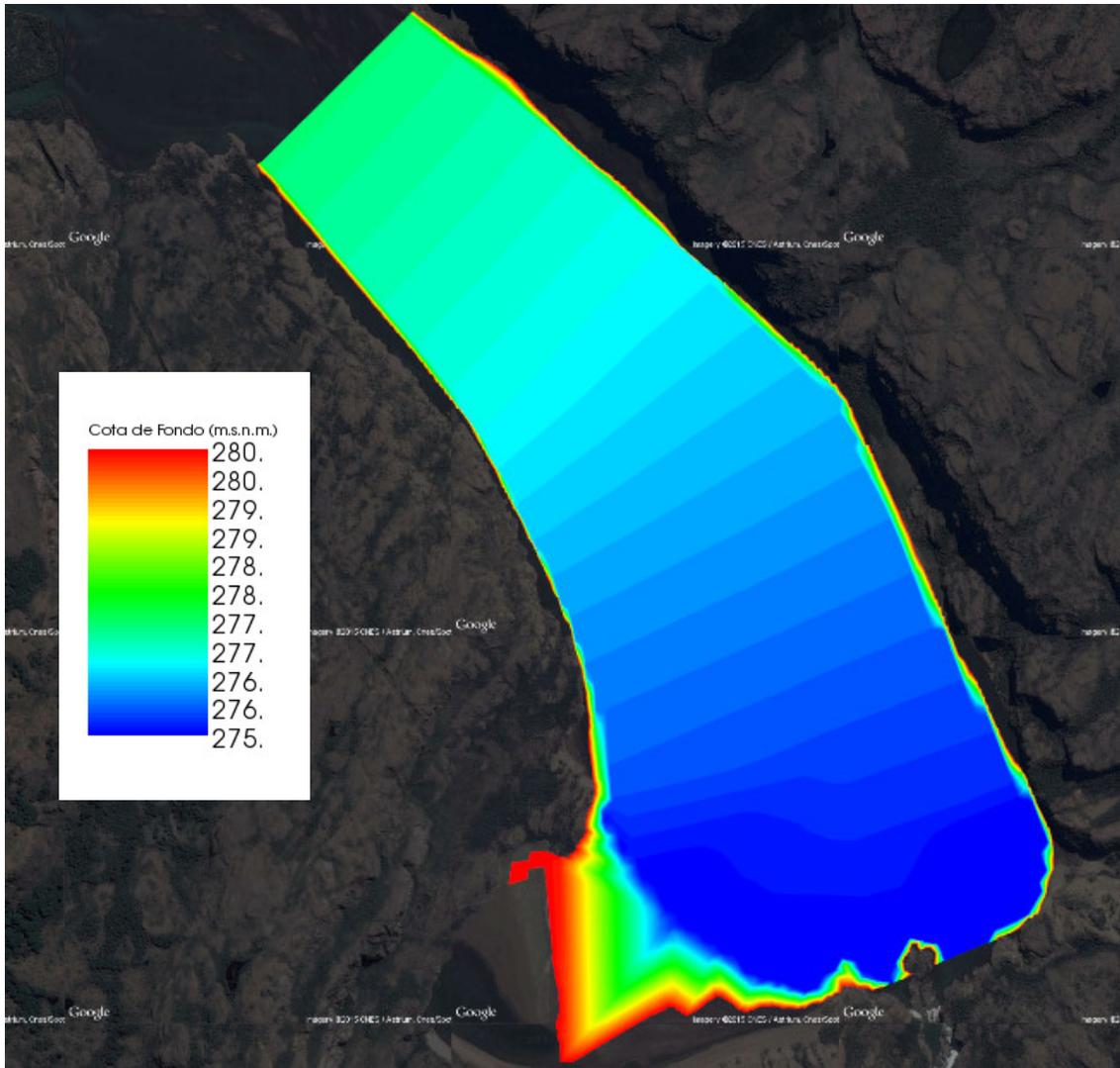


Figura 5.8 Elevación de lecho en ensanche de río – Pendiente de fondo 0,08%.

Función de gasto sólido en sección de control

Con las alturas obtenidas, caudales, parámetros de sedimentos previamente determinados y utilizando la relación de MP&M se calcula el gasto sólido de fondo en la sección de control del ensanche (**Figura 5.9**).

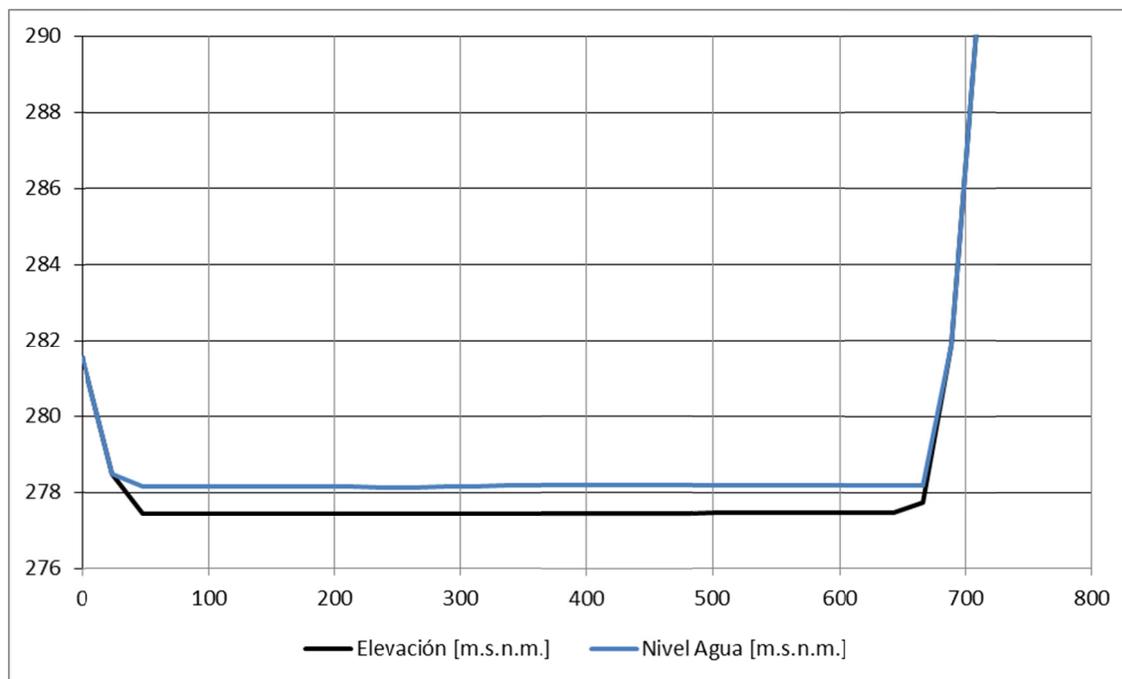


Figura 5.9 Sección de control – Ejemplo para un nivel de escurrimiento medio de 1 m.

Los valores calculados para ambas bandas se muestran en la **Tabla 5.2** y **Tabla 5.3**.

Tabla 5.2 Gasto sólido de fondo en sección de control – Pendiente 0,04%.

Q	m³/s	1200	1000	600	400	300	200	100	35
B	m	590	590	590	590	590	590	590	590
q	m²/s	2,03	1,69	1,02	0,68	0,51	0,34	0,17	0,06
n_m		0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022
i	%	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
h	m	3,150	2,750	1,800	1,300	0,900	0,570	0,350	0,194
J	%	0,004	0,005	0,007	0,009	0,018	0,036	0,046	0,040
s_g		0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87
d_s	mm	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35
q_{s*}		0,023	0,018	0,015	0,011	0,044	0,100	0,045	0,000
q_s	m²/s	1,00E-05	1,00E-05	0,00E+00	0,00E+00	1,00E-05	3,00E-05	2,00E-05	0,00E+00
G_s	m³/s	0,0046	0,0035	0,0029	0,0021	0,0087	0,0197	0,0089	0,0000

Tabla 5.3 Gasto sólido de fondo en sección de control – Pendiente 0,08%.

Q	m³/s	1200	1000	800	600	400	200	35
B	m	590	590	590	590	590	590	550
q	m²/s	2,03	1,69	1,36	1,02	0,68	0,34	0,06
n_m		0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022
i	m/m	0,12%	0,12%	0,12%	0,12%	0,12%	0,12%	0,12%
h	m	2,300	1,900	1,500	1,050	0,720	0,450	0,165
J	m/m	0,01%	0,02%	0,02%	0,04%	0,07%	0,08%	0,08%
s_g		0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87
d_s	mm	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35
q_{s*}		0,228	0,273	0,341	0,568	0,648	0,368	0,018
q_s	m²/s	8,00E-05	9,00E-05	1,10E-04	1,90E-04	2,20E-04	1,20E-04	1,00E-05
G_s	m³/s	0,0447	0,0535	0,0669	0,1115	0,1272	0,0722	0,0033

Donde:

Q	Caudal de descarga m ³ /s
B	Ancho de la sección de control en m
q	Caudal por unidad de ancho m ³ /s/m
n _m	Coefficiente de Manning
h	Altura de escurrimiento en sección de control m
i	Pendiente de fondo %
J	Perdida de carga por fricción %
s _g	Densidad relativa saturada de sedimento
d _s	Diámetro medio de sedimento en mm
q _{s*}	Gasto sólido de fondo adimensional
q _s	Gasto sólido de fondo por unidad de ancho en m ³ /s/m
G _s	Gasto sólido de fondo integrado en la transversal m ³ /s

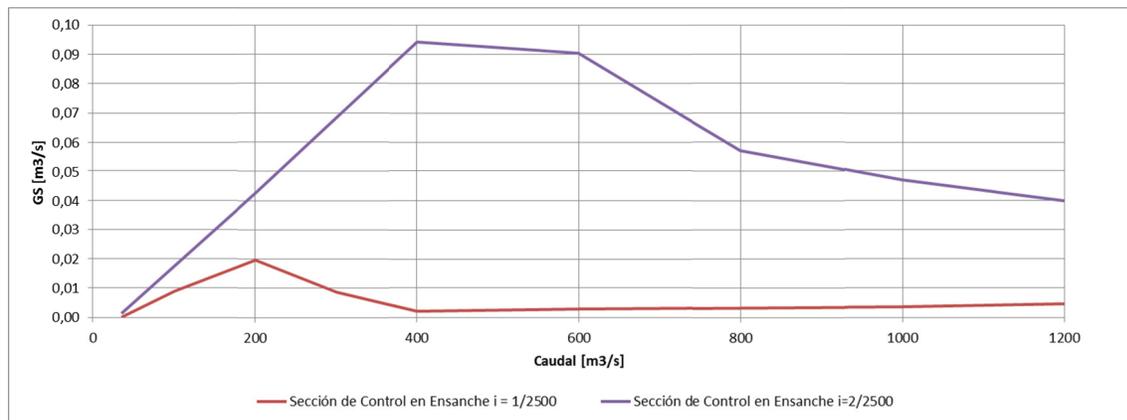


Figura 5.10 Banda de gasto sólido de fondo – Q en sección de control.

En la **Figura 5.10** se presenta una banda del gasto sólido de fondo en el ensanche en función del caudal, para las dos pendientes de fondo.

5.1.4. Modelo conceptual – Ajuste por pendiente de equilibrio de sedimentos

El Solver Nays2DH tiene la opción de ajuste del talud del sedimento por una pendiente crítica. Debido al transporte, se formaran barras y taludes los cuales pueden alcanzar pendientes no razonables, las cuales en la realidad colapsarían hasta alcanzar su valor de equilibrio. Por tratarse de arenas se adopta un valor de 30° como ángulo crítico y el Solver por lo tanto, ajustara la pendiente del lecho de forma automática, tal como lo muestra la **Figura 5.11**.

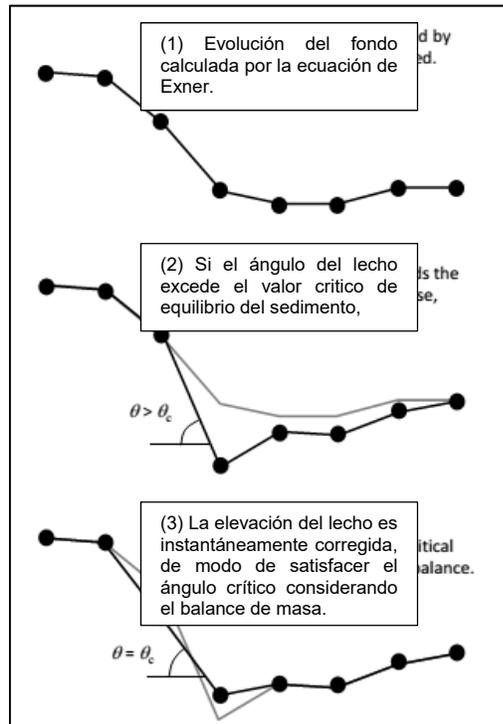


Figura 5.11 Esquema de ajuste de corrección de pendiente (Shimizu y Takebayashi, 2014).

5.1.5. Modelo conceptual – Cierre de turbulencia

Como se dijo anteriormente, se ha considerado el cierre por turbulencia denominado modelo de ecuación cero (ecuaciones [30] y [31]), cuyos valores para A y B en ecuación [31] se consideran igual a 1 y 0, respectivamente.

5.1.6. Definición de escenarios

Se ha planteado una metodología de modelación a través de escenarios. Estos se definen en función de hidrogramas de estudio y el gasto sólido de fondo de entrada (ajustada mediante la pendiente del tramo de inicio), los cuales se corresponden con los fenómenos relevantes o que explican la morfodinámica del sector. Por tanto, se busca obtener la respuesta morfodinámica del sector de estudio, frente al paso de tres hidrogramas.

Se estudiara por tanto 9 escenarios, estos quedan definidos como:

- 3 Escenarios de caudal medio igual a $145 \text{ m}^3/\text{s}$ durante un tiempo de estudio igual a 100 hrs con pendientes de entrada 0,037%, 0,05% y 0,12%.
- 3 Escenarios de caudal máximo definido como caudal formativo igual a $400 \text{ m}^3/\text{s}$ durante un tiempo de estudio igual a 450 hrs con pendiente de entrada 0,037%, 0,05% y 0,12%.
- 3 Escenarios de caudal máximo de periodo de retorno 25 años igual a $1.100 \text{ m}^3/\text{s}$ durante un tiempo de estudio igual a 450 hrs con pendiente de 0,028%, 0,05% y 0,12%.

Cada escenario emula la dinámica ante variaciones de dos parámetros, ellos son hidrograma de entrada y Gasto sólido de fondo de entrada.

5.2. Parámetros escenarios modelados

Existen una serie de parámetros de cálculo que son comunes, independiente del escenario a modelar, los cuales corresponden a definición de elementos para el cálculo numérico que realiza el solver, siendo estos:

- Grilla
- Batimetría
- Granulometría de fondo
- Coeficiente de Manning
- Discretización de tiempo
- Condición de aguas arriba
- Condición de aguas abajo

5.2.1. Grilla

La **Figura 5.12** muestra la extensión de grilla utilizada, la cual cubre unos 6.200 m aproximados de extensión y un ancho variable que va de los 200 m a los 1.600 m. Dispone de 300x68 celdas de tamaño 20x20 m en promedio las que se muestran en la **Figura 5.13**. En su interior y cercana a la condición de borde aguas arriba contiene a la sección de aforo. Se definió al interior para conseguir que un tramo considerable afecte a la sección de aforo.

La generación de la grilla consideró una mayor densidad de celdas (35) en los sectores asociados al canal principal de escurrimiento, mientras que en las riberas inundables se dispuso menor densidad de nodos (18 ribera norte-este y 15 ribera sur-oeste).

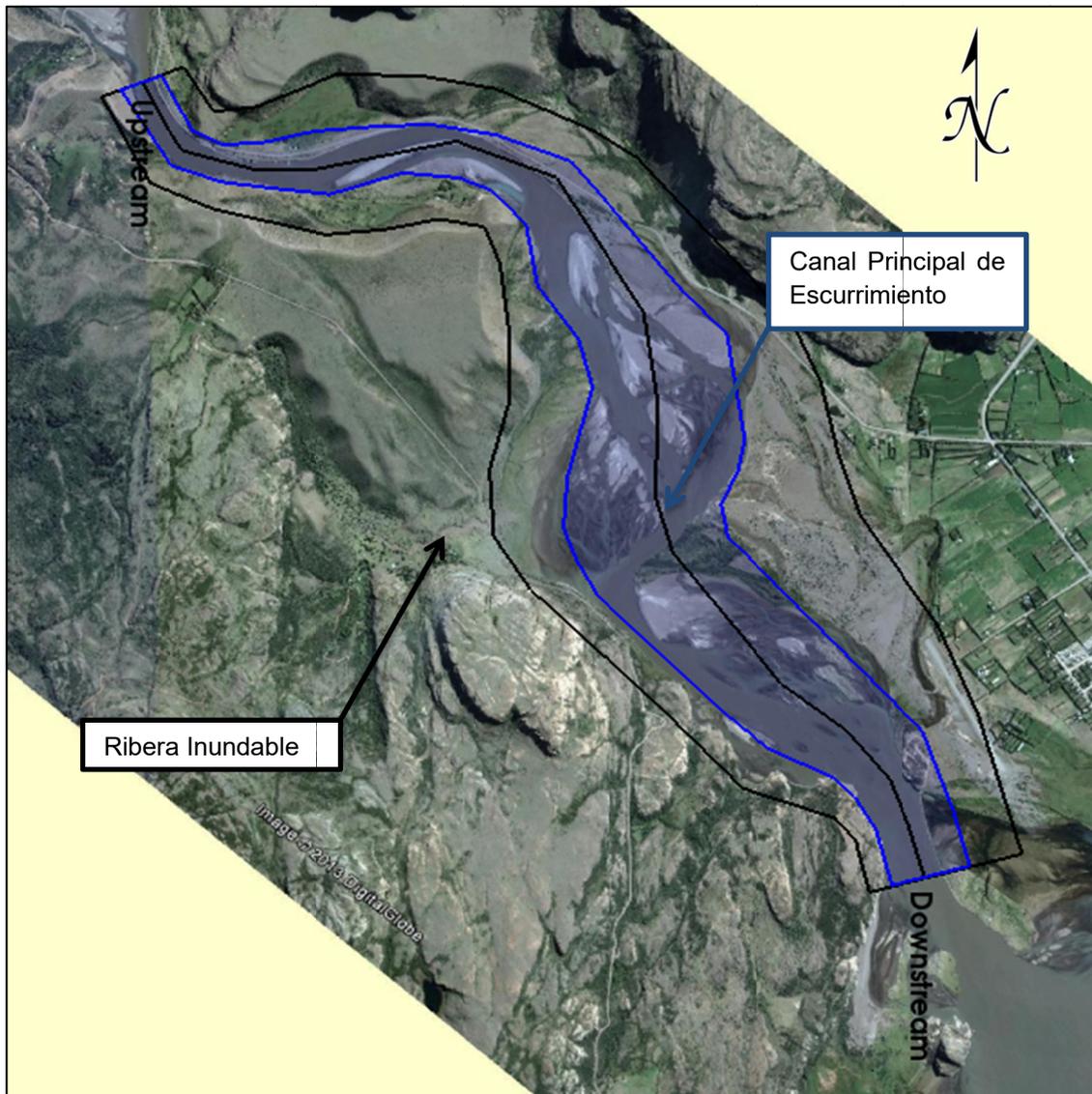


Figura 5.12 Definición de canal principal y ribera inundable.



Figura 5.13 Grilla de estudio.

5.2.2. Batimetría

Corresponde a la detallada en el subcapítulo **3.4 Definición de sector de estudio**. Se tienen dos capas diferentes, una de ellas denominada lecho fijo, que se encuentra un metro por debajo de la batimetría base utilizada. La segunda capa corresponde a la capa susceptible al movimiento y tiene cota en el tiempo 0 igual a la batimetría base. Las variaciones de lecho por tanto ocurrirán en este rango adoptado (aplicación del **Modelo conceptual – Capa susceptible al movimiento**).

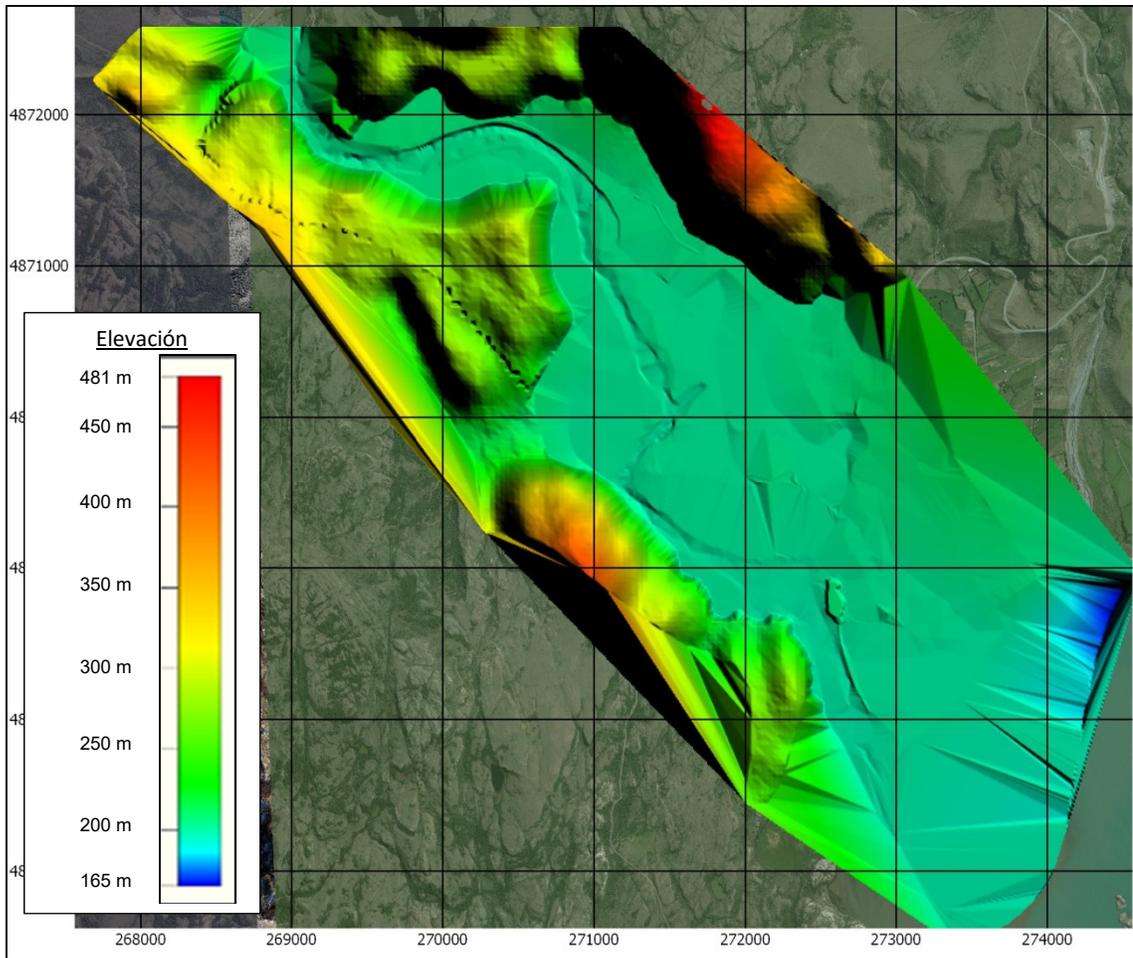


Figura 5.14 Cotas de nivel del lecho móvil – TIN⁷ en coordenadas UTM datum WGS84 19S.

La **Figura 5.14** muestra la elevación del sector de estudio, considerando la batimetría y topografía del sector, en la cual es posible apreciar la superficie que cubre la información y las características morfológicas del sector.

La **Figura 5.15** muestra la elevación del sector de estudio, pero con una modificación que permite una mejor visualización. Para ello, se han truncado las elevaciones por sobre los 220 m.s.n.m. de modo de apreciar mejor los desniveles existentes en el rango de 190 a 220 m.s.n.m. afecto a variación del nivel.

⁷ TIN (Triangulated Irregular Network en inglés), corresponde a una forma de representar superficies a través de triángulos irregulares, lo cual supone mejor eficiencia en uso de datos y mejora en la resolución.

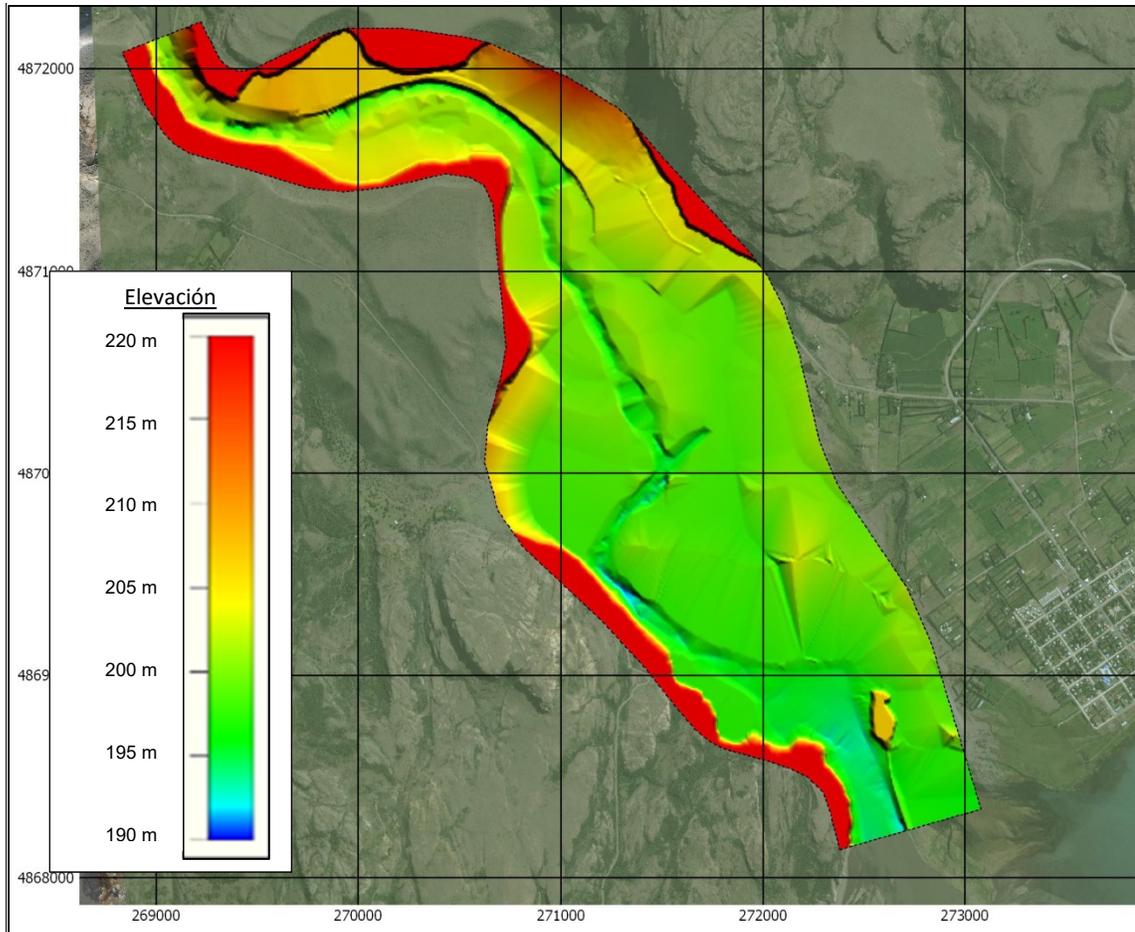


Figura 5.15 Cotas de nivel del lecho móvil – TIN en coordenadas UTM datum WGS84 19S.

Adicional a ello se han definido zonas de la ribera que no son móviles a igual cota que la capa móvil. Esto quiere decir que la lectura que hace el modelo es que en las riberas, la capa móvil en realidad se comporta como fija. Dichas zonas se presentan en **Figura 5.16** y corresponden a roqueros aledaños, gaviones y barra de material con vegetación como zonas fijas, es decir no experimentarán variación de elevación producto del transporte de sedimento.

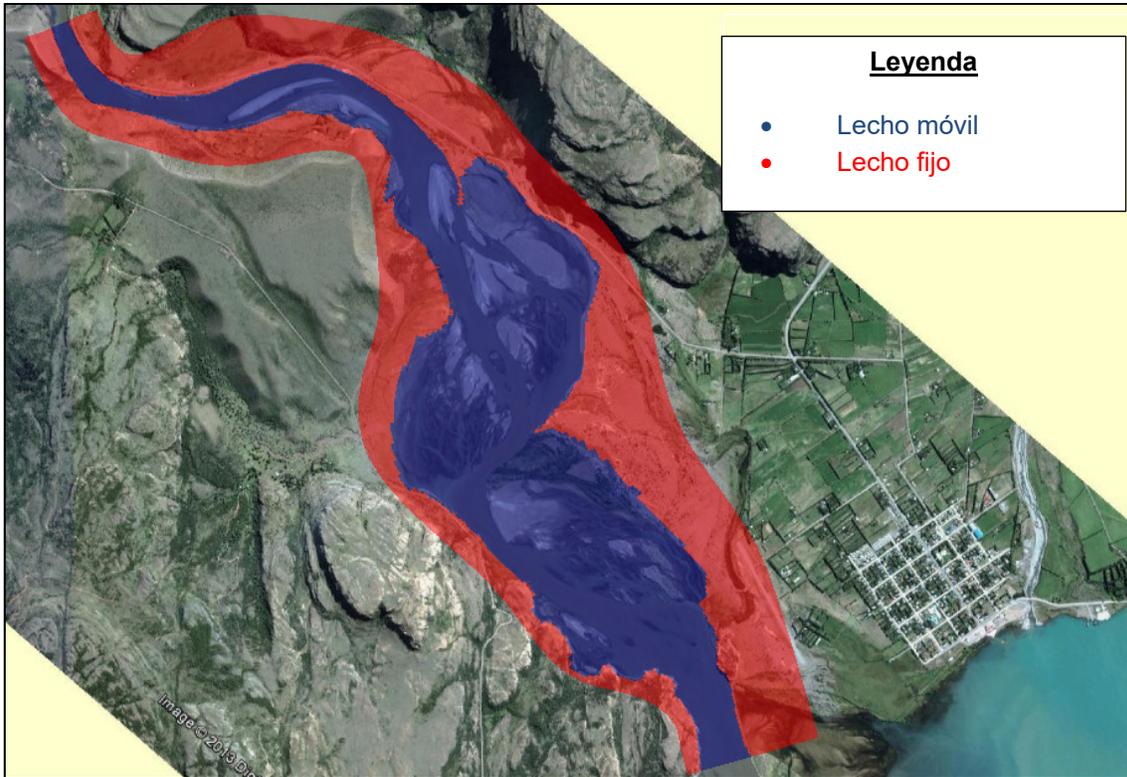


Figura 5.16 Zonas de lecho fijo y móvil.

5.2.3. Granulometría de fondo

La granulometría adoptada se deriva de lo determinado y definido en el **capítulo 4.2**, donde granulometría es modelada como uniforme, calculándose el tamaño medio de la granulometría que resulta ser 2,35 mm y densidad media saturada igual a 1,87 ton/m³.

5.2.4. Coeficiente de Manning

En el capítulo 4.3 **Determinación del coeficiente de Manning** se realizó una detallada deducción del coeficiente de Manning para el sector cuyo lecho es ocupado por arenas volcánicas, el cual corresponde al cauce principal de escurrimiento. Sin embargo, no todos los sectores tienen igual coeficiente. Debido a esto, se han estimado los restantes coeficientes de Manning en sectores aledaños, los cuales se distribuyen según se muestra en la **Figura 5.17** y considerando los valores que presenta el documento Appendix A - Hydraulic roughness (Manning's n) Values of Conduits and Channels (ODOT, 2014). Estos sectores se caracterizan por tener vegetación menor o corresponder a gaviones, aun cuando estos resultan poseer menor extensión en comparación con el cauce principal y por tanto, una menor influencia en los resultados de la modelación.

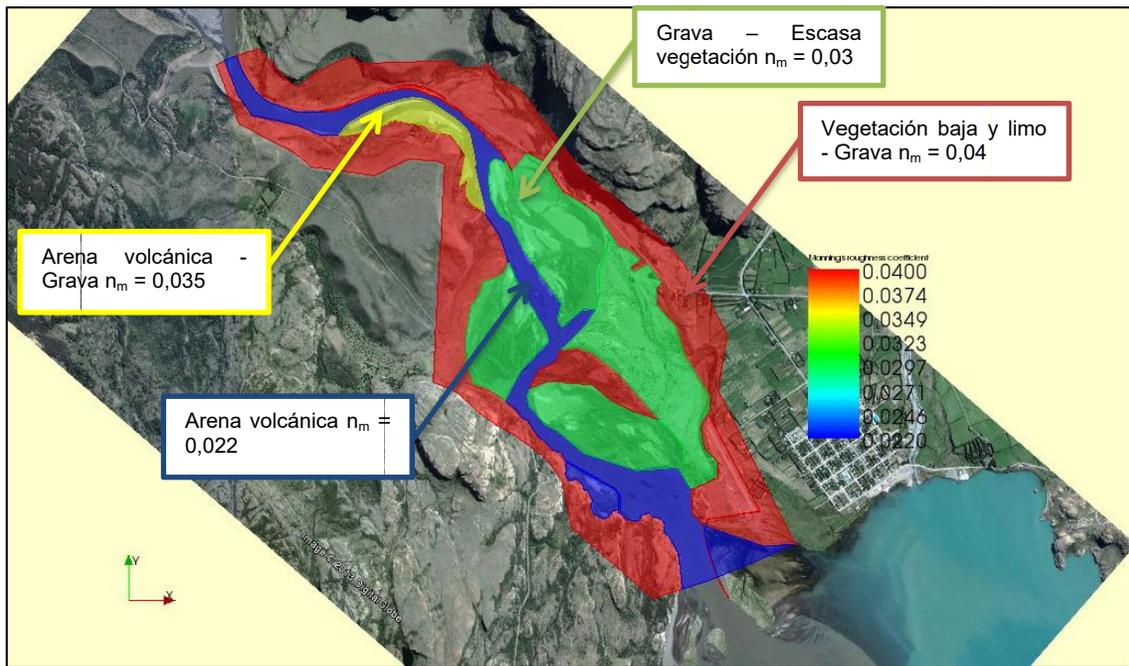


Figura 5.17 Distribución de los coeficientes de Manning.

5.2.5. Discretización de tiempo

Dado que el Solver resuelve básicamente dos ecuaciones en el caso del flujo, continuidad y conservación de momentum, se tiene una restricción de estabilidad numérica dada por Courant-Friedrich-Levy. En ella, el paso del tiempo utilizado en la discretización está limitado por la velocidad del flujo, el tamaño de la celda, y la celeridad:

$$dt \left[\frac{\max(|u| + |c_x|)}{dx} + \frac{\max(|v| + |c_y|)}{dy} \right] \leq 1$$

En este caso u y v son las velocidades media, integradas en la vertical en las direcciones x e y respectivamente. Las velocidades c_x y c_y corresponden a las celeridades de onda, dadas por

$\sqrt{g_x}$ y $\sqrt{g_y}$. Al considerar que las profundidades máximas pueden llegar al orden de los 6 m, las velocidades a los 2 m/s y el tamaño de celda puede ser en el menor de los casos a los 10 m, se obtiene que $dt \leq 0,52$ seg. Se considerará un valor de 0,4 seg. Esto, debido a que en simulaciones preliminares, utilizando este valor se pudo tener estabilidad y convergencia numérica.

5.2.6. Condiciones de borde de aguas arriba

La condición de borde de aguas arriba del sector de estudio tiene dos componentes. Una de ellas es el nivel de agua el cual, al ser régimen de río, queda definido por escurrimiento normal. El segundo componente es el gasto sólido de fondo de entrada. En ambos casos y según se ha señalado, es definido a través de un ajuste por pendiente de entrada, el cual tiene por objeto modular la entrada de gasto al volumen de control (sector de estudio), esto equivale a dar una distribución en función del caudal.

De acuerdo a lo definido en el punto **5.1.3 Modelo conceptual – Gasto sólido de entrada** se sostiene que el ensanche del río actúa como moderador del gasto sólido de fondo de entrada para el sector de estudio, por lo tanto se busca igualar el volumen de sedimento en el tiempo total de estudio determinado, entre el gasto de la sección de control del sector de ensanche y la entrada al sector de estudio.

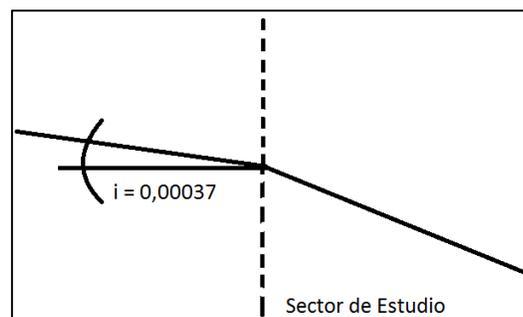


Figura 5.18 Ajuste de pendiente – Modulación del gasto sólido de fondo de entrada.

El Solver admite ajustar la pendiente de fondo en la entrada al sector de estudio, según se muestra en **Figura 5.18**. Ello permite el cálculo de la velocidad de escurrimiento y además la obtención de la altura de escurrimiento. Esta altura calculada corresponde entonces a la altura normal de escurrimiento. Estas características hidrodinámicas definen el gasto sólido de fondo de entrada en función de las características de la sección inicial del tramo de estudio y de escurrimiento. Esto posibilita un ajuste del gasto sólido de fondo, vía definición de la pendiente. Para cada hidrograma a modelar, se tendrán 3 pendientes distintas. Como se señaló anteriormente estas serán:

- 3 Escenarios de caudal medio igual a $145 \text{ m}^3/\text{s}$ durante un tiempo de estudio igual a 100 hrs con pendientes de entrada 0,037%, 0,05% y 0,12%.
- 3 Escenario de caudal máximo definido como caudal formativo igual a $400 \text{ m}^3/\text{s}$ durante un tiempo de estudio igual a 450 hrs con pendiente de entrada 0,037%, 0,05% y 0,12%.

- 3 Escenario de caudal máximo de periodo de retorno 25 años igual a 1.100 m³/s durante un tiempo de estudio igual a 450 hrs con pendiente de 0,028%, 0,05% y 0,12%.

Al correr cada uno de los 9 escenarios, se compararán luego los gastos sólidos de fondo de entrada calculados, que son resultados de modelación, con las estimaciones que resultaron de establecer esta banda. La idea aquí consiste en que mayor pendiente implica estar en un rango superior de gasto sólido de fondo (parte superior de la banda), una pendiente baja (parte inferior de la banda) y una pendiente media implica estar en una situación intermedia.

5.2.7. Condiciones de borde aguas abajo

La condición de borde de aguas abajo del sector de estudio está gobernada por el nivel de agua. En este sector el río desemboca en el lago General Carrera y por tanto el nivel de este debería ser el nivel a considerar. El gasto sólido de fondo de salida en tanto, simplemente se comporta como función de lo que ocurra inmediatamente aguas arriba de la última sección del sector de estudio.

Sin embargo, las fluctuaciones estacionales que tiene el nivel del lago pueden alcanzar los dos metros y dado que el sector de estudio no llega al lago mismo, se ha definido una condición denominada por el modelo como “flujo uniforme” (equivalente a escurrimiento normal) aguas abajo, la cual es variable en función del caudal. Esto significa que considera un nivel normal de escurrimiento como condición de borde aguas abajo sin influencia del nivel del lago.

De modo de entender mejor figuras y tablas, se muestra en **Figura 5.19** una imagen del eje central del río en sector de estudio.



Figura 5.19 Distancia de eje central del sector de estudio.

5.3. Escenario I – Q_{medio}

Este escenario considera un conjunto de casos con parámetros de cálculo común los que se han mencionado anteriormente e hidrograma de caudal medio constante igual a $145 \text{ m}^3/\text{s}$. La idea central es analizar la respuesta del lecho frente al paso del caudal medio con distintas entradas de gasto sólido de fondo dadas por el ajuste de pendiente igual a 0,037%, 0,05% y 0,12% según sea el caso.

5.3.1. Hidrograma adoptado

El hidrograma considerado en este escenario corresponde a un caudal constante y un tiempo de modelación igual a 100 hrs que corresponde a 4,16 días.

5.3.2. Gasto sólido de fondo de entrada

La **Figura 5.20** muestra la comparación de gasto sólido de fondo en la sección de entrada del sector de estudio resultante de la modelación para cada uno de los casos, donde además se muestra la banda acotada por sus valores inferior y superior.

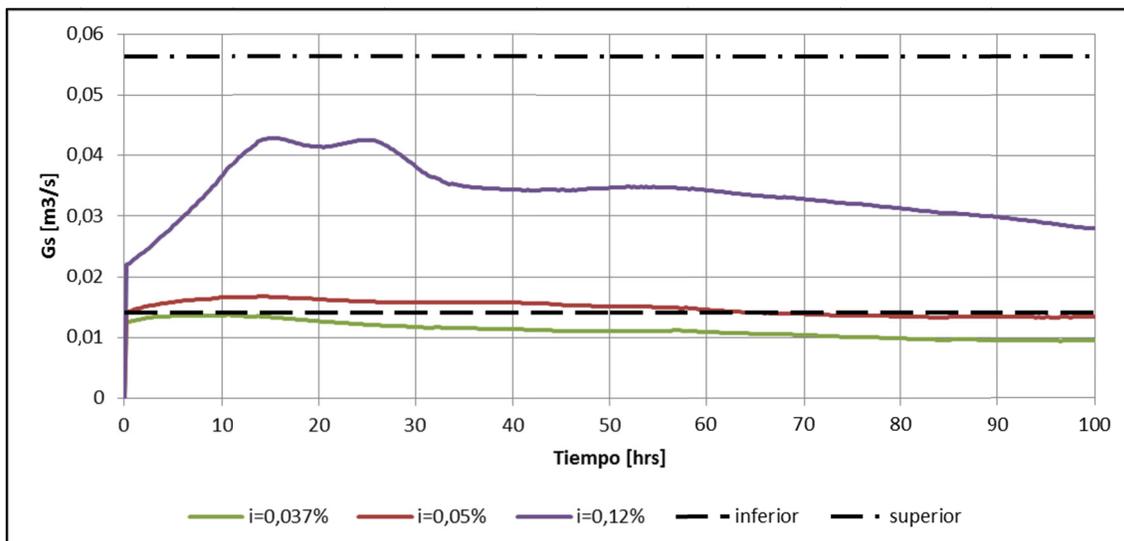


Figura 5.20 Comparación de gasto sólido de fondo en sección transversal de entrada.

La **Figura 5.21**, **Figura 5.22** y **Figura 5.23** muestran la distribución en la sección transversal de entrada del gasto sólido de fondo, para varios tiempos, el cual no es constante en toda la sección. Se observa que al aumentar el tiempo, se vuelve menos homogénea su distribución en la transversal.

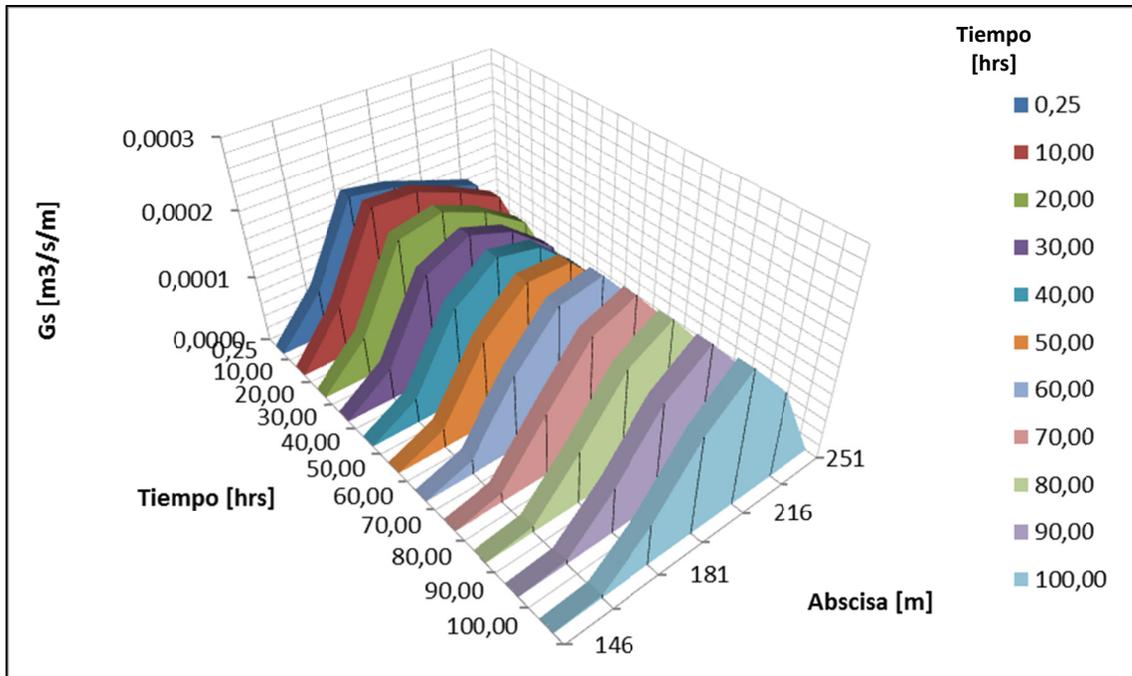


Figura 5.21 Gasto sólido de fondo en sección transversal de entrada – $i = 0,037\%$.

Tabla 5.4 Gasto sólido de fondo en sección transversal de entrada – $i = 0,037\%$.

Abscisa	145,8	163,3	180,8	198,2	215,7	233,2	250,7	
Tiempo	Gs nodo 24	Gs nodo 27	Gs nodo 30	Gs nodo 33	Gs nodo 36	Gs nodo 39	Gs nodo 42	Gs Total
hrs	$m^3/m/s$	m^3/s						
0,25	2,74E-09	7,01E-05	1,88E-04	1,77E-04	1,54E-04	1,31E-04	2,44E-06	1,26E-02
10	4,19E-09	7,64E-05	1,99E-04	1,96E-04	1,70E-04	1,38E-04	6,34E-06	1,37E-02
20	0	6,06E-05	1,80E-04	1,93E-04	1,66E-04	1,24E-04	4,71E-06	1,27E-02
30	0	4,65E-05	1,58E-04	1,87E-04	1,65E-04	1,14E-04	3,45E-06	1,18E-02
40	0	3,73E-05	1,42E-04	1,84E-04	1,71E-04	1,13E-04	3,13E-06	1,13E-02
50	0	2,93E-05	1,25E-04	1,80E-04	1,78E-04	1,14E-04	2,82E-06	1,10E-02
60	0	2,23E-05	1,12E-04	1,79E-04	1,90E-04	1,19E-04	2,43E-06	1,09E-02
70	0	1,44E-05	9,47E-05	1,70E-04	1,95E-04	1,19E-04	1,53E-06	1,04E-02
80	0	8,84E-06	7,97E-05	1,60E-04	1,95E-04	1,19E-04	9,18E-07	9,84E-03
90	0	5,93E-06	6,94E-05	1,52E-04	1,96E-04	1,23E-04	7,47E-07	9,57E-03
100	0	4,52E-06	6,26E-05	1,46E-04	2,00E-04	1,30E-04	8,21E-07	9,52E-03

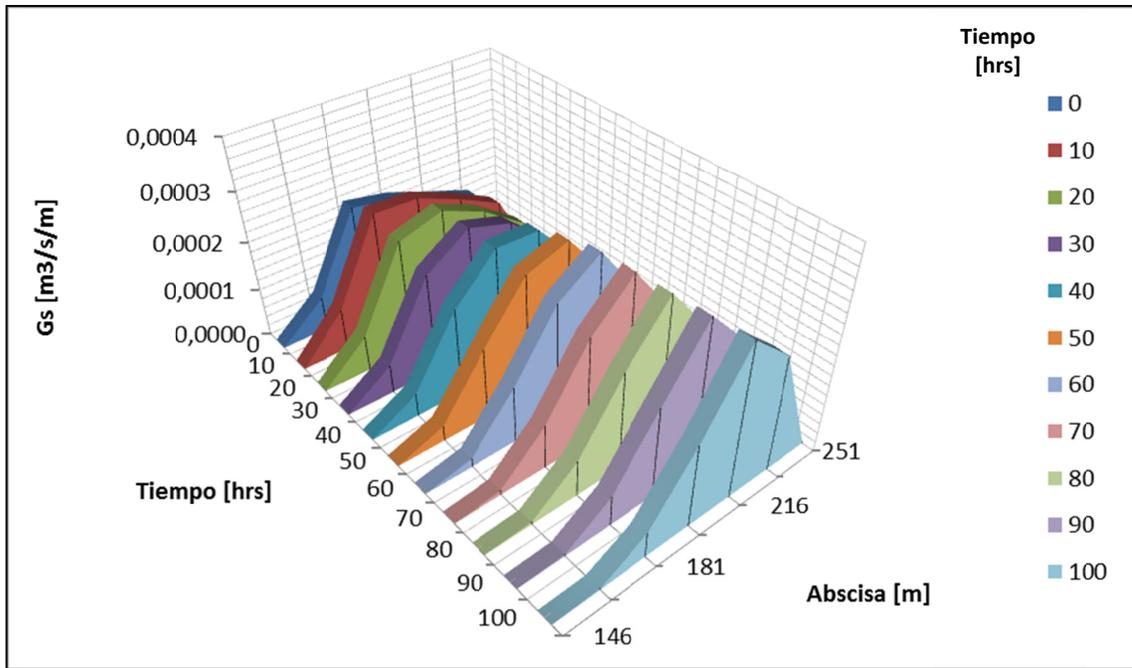


Figura 5.22 Gasto sólido de fondo en sección transversal de entrada – $i = 0,05\%$.

Tabla 5.5 Gasto sólido de fondo en sección transversal de entrada – $i = 0,05\%$.

Abscisa	145,8	163,3	180,8	198,2	215,7	233,2	250,7	
Tiempo	Gs nodo 24	Gs nodo 27	Gs nodo 30	Gs nodo 33	Gs nodo 36	Gs nodo 39	Gs nodo 42	Gs Total
hrs	$m^3/m/s$	m^3/s						
0	0,00E+00	6,82E-05	2,23E-04	2,07E-04	1,75E-04	1,45E-04	1,52E-06	1,43E-02
10	0,00E+00	8,46E-05	2,47E-04	2,43E-04	2,07E-04	1,64E-04	5,30E-06	1,66E-02
20	0,00E+00	7,23E-05	2,29E-04	2,54E-04	2,17E-04	1,57E-04	5,52E-06	1,63E-02
30	0,00E+00	5,83E-05	2,03E-04	2,57E-04	2,30E-04	1,54E-04	5,57E-06	1,58E-02
40	0,00E+00	4,71E-05	1,77E-04	2,57E-04	2,54E-04	1,61E-04	6,25E-06	1,57E-02
50	0,00E+00	3,16E-05	1,44E-04	2,46E-04	2,73E-04	1,67E-04	5,35E-06	1,51E-02
60	0,00E+00	1,80E-05	1,14E-04	2,35E-04	2,91E-04	1,74E-04	3,68E-06	1,46E-02
70	0,00E+00	9,34E-06	9,01E-05	2,16E-04	2,95E-04	1,80E-04	2,40E-06	1,38E-02
80	0,00E+00	5,61E-06	7,40E-05	1,98E-04	2,99E-04	1,93E-04	2,14E-06	1,35E-02
90	0,00E+00	3,85E-06	6,24E-05	1,83E-04	3,04E-04	2,12E-04	2,46E-06	1,34E-02
100	0,00E+00	2,65E-06	5,20E-05	1,69E-04	3,09E-04	2,33E-04	3,08E-06	1,34E-02

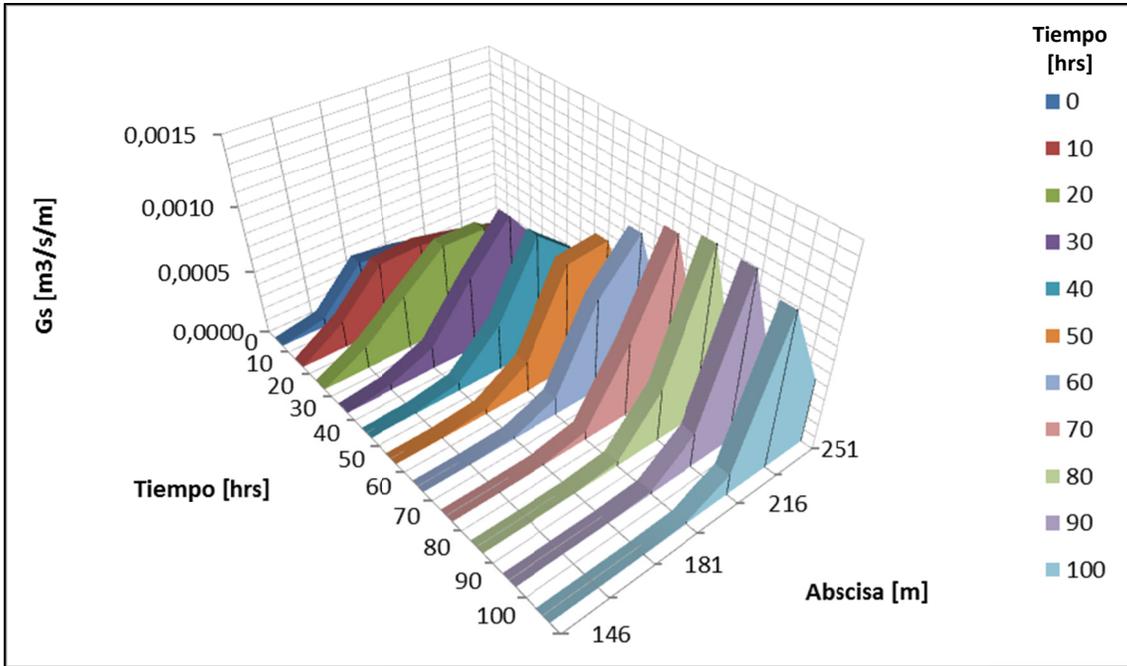


Figura 5.23 Gasto sólido de fondo en sección transversal de entrada – $i = 0,12\%$.

Tabla 5.6 Gasto sólido de fondo en sección transversal de entrada – $i = 0,12\%$.

Abscisa	145,8	163,3	180,8	198,2	215,7	233,2	250,7	
Tiempo	Gs nodo 24	Gs nodo 27	Gs nodo 30	Gs nodo 33	Gs nodo 36	Gs nodo 39	Gs nodo 42	Gs Total
hrs	$m^3/m/s$	m^3/s						
0	0,00E+00	6,53E-05	3,85E-04	3,41E-04	2,66E-04	2,00E-04	0,00E+00	2,20E-02
10	3,29E-09	2,03E-04	5,18E-04	5,31E-04	4,61E-04	3,78E-04	2,09E-05	3,67E-02
20	1,53E-06	1,68E-04	4,16E-04	6,69E-04	6,63E-04	4,29E-04	4,24E-05	4,14E-02
30	1,42E-07	4,23E-05	1,70E-04	5,59E-04	9,02E-04	5,03E-04	2,79E-05	3,83E-02
40	0,00E+00	7,59E-06	6,43E-05	3,54E-04	8,97E-04	6,35E-04	1,32E-05	3,43E-02
50	0,00E+00	5,27E-06	3,70E-05	2,33E-04	8,33E-04	8,64E-04	1,66E-05	3,46E-02
60	0,00E+00	1,76E-06	1,50E-05	1,35E-04	7,30E-04	1,06E-03	2,77E-05	3,42E-02
70	0,00E+00	5,98E-08	4,91E-06	6,69E-05	5,68E-04	1,20E-03	5,83E-05	3,28E-02
80	0,00E+00	0,00E+00	2,26E-06	3,51E-05	4,02E-04	1,28E-03	1,35E-04	3,13E-02
90	0,00E+00	0,00E+00	1,39E-06	2,09E-05	2,66E-04	1,27E-03	2,83E-04	2,98E-02
100	0,00E+00	0,00E+00	6,11E-07	1,23E-05	1,63E-04	1,17E-03	5,00E-04	2,79E-02

En cada caso, se observa la influencia de la pendiente de ajuste la cual implica diferentes gasto sólido de fondo. Para las dos menores pendientes 0,037% y 0,04% el gasto sólido de entrada es muy similar, mientras ante el aumento de la pendiente a 0,12% el gasto sólido aumenta quedando en la parte central de la banda. En ningún caso se alcanza la cota superior de gasto sólido de fondo estimado en el ensanche.

5.3.3. Variación total del lecho

Como se ha señalado, el sector de estudio se ha escogido de modo tal que el sector de mayor interés de estudio sea desde la sección de aforo en adelante. Lo que pase en el tramo comprendido entre la sección de entrada y la sección de aforo (**Figura 5.24**) influye muy menormente aguas abajo de la sección de aforo debido al tiempo estudio (100 hrs).

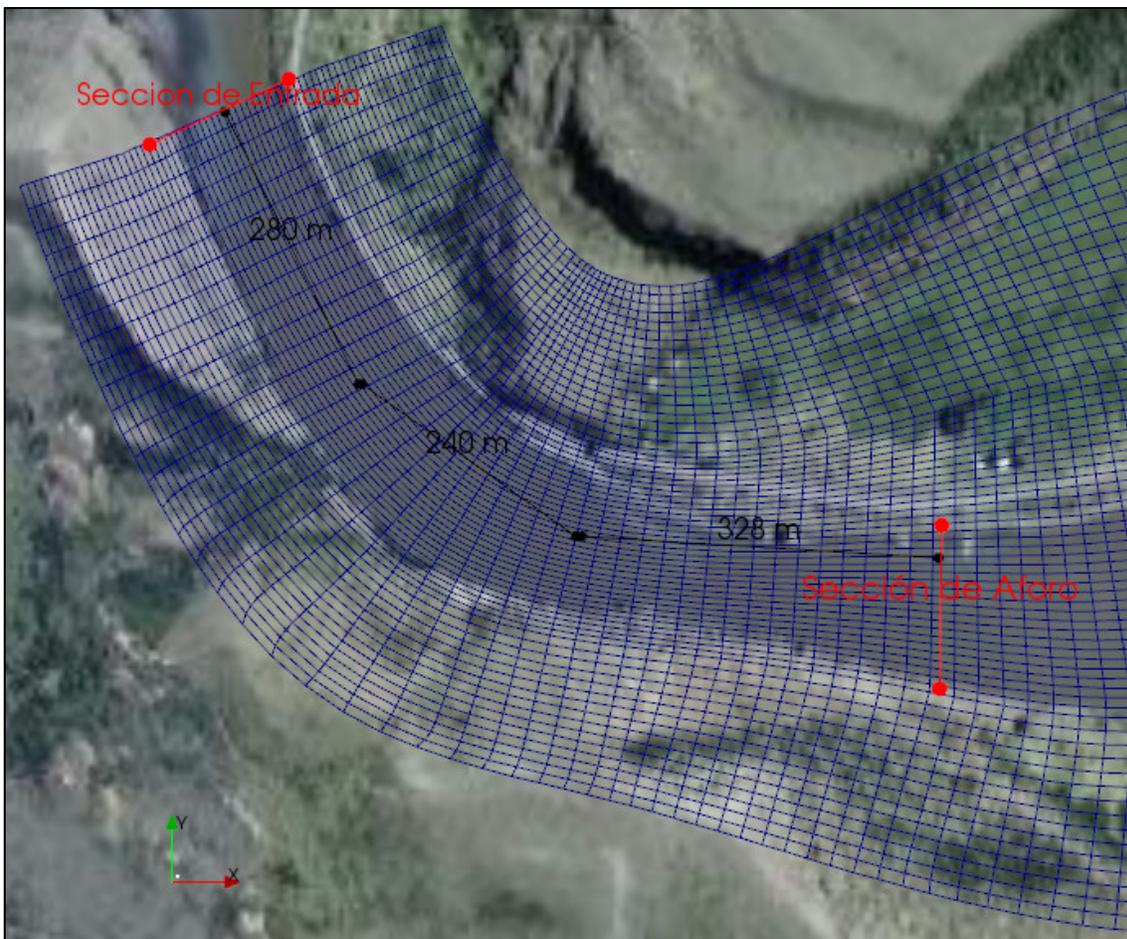


Figura 5.24 Tramo comprendido entre sección de entrada y sección de aforo.

En la **Figura 5.25** se muestra la variación de la cota de fondo promediada en cada sección transversal en función de la distancia longitudinal (asociada al eje del río). Los valores negativos indican erosión, mientras que los valores positivos muestran la deposición del material. Cada caso estudiado tiene similar comportamiento desde la distancia 500 m en adelante pues se tiene idéntica variación de cota y solo se observan diferencias entre cada caso, en los primero

500 m debido a los diferentes valores de gasto sólido de fondo de entrada. Ello implica que para un tiempo de estudio de 100 hrs el grado de influencia del gasto sólido de la entrada no influye aguas debajo de los 500 m.

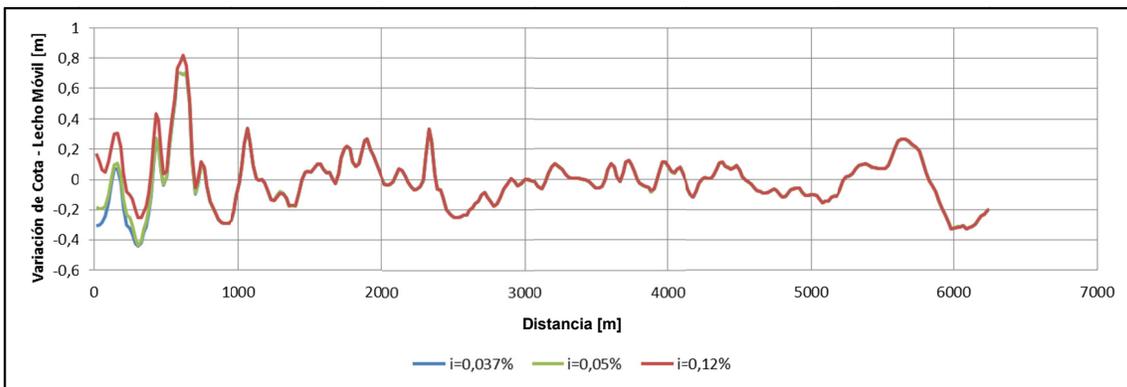


Figura 5.25 Promedio transversal de variación de cota de lecho en función de la distancia logitudinal según caso.

En la **Figura 5.26** se muestra el ancho de la sección transversal de escurrimiento, donde se aprecia que poseen valores en un rango de 100 hasta 900 m de ancho aproximado, por lo cual la variación de cota (**Figura 5.25**) no es capaz por si sola de entregar la variación del volumen total en el area de estudio.

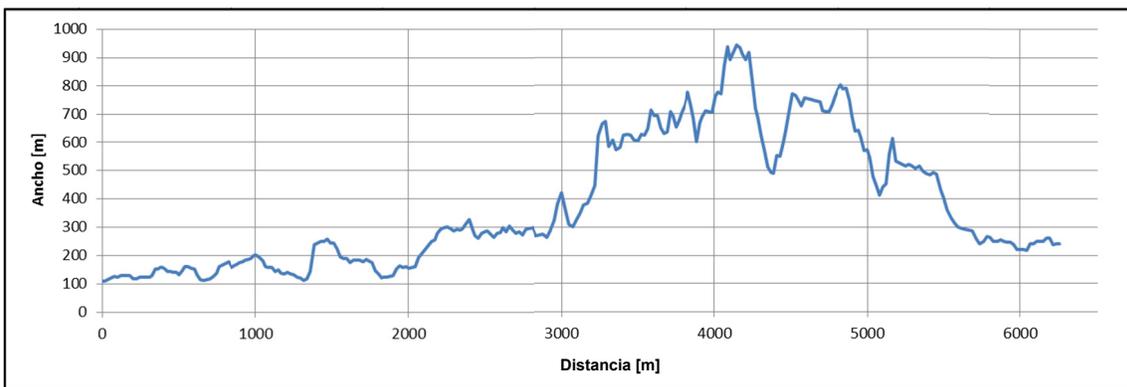


Figura 5.26 Ancho medio de sección afecto a escurrimiento.

Dicho lo anterior, la **Figura 5.27** muestra la variación del volumen que ocurre en el tiempo de estudio, acumulado en la distancia (considera el volumen en la sección transversal y la distancia). Se tiene que hacia la distancia 4.450 m la variación de volumen resulta ser casi nula en los casos $i=0,037\%$ e $i=0,05\%$. Sólo en el caso $i=0,12\%$ hacia la distancia 5.800 m aún ocurre el mismo fenómeno, decayendo sustancialmente para todos los escenarios. Además, implica que al final del tiempo de estudio, el sector ha perdido un volumen de sedimento. En todos los casos eso se traduce en un descenso medio del lecho no homogéneo espacialmente. Las diferentes curvas tienen igual comportamiento, debido a que la única diferencia ocurre en los primeros 500 m y se debe a que los casos difieren en gasto sólido de fondo de entrada.

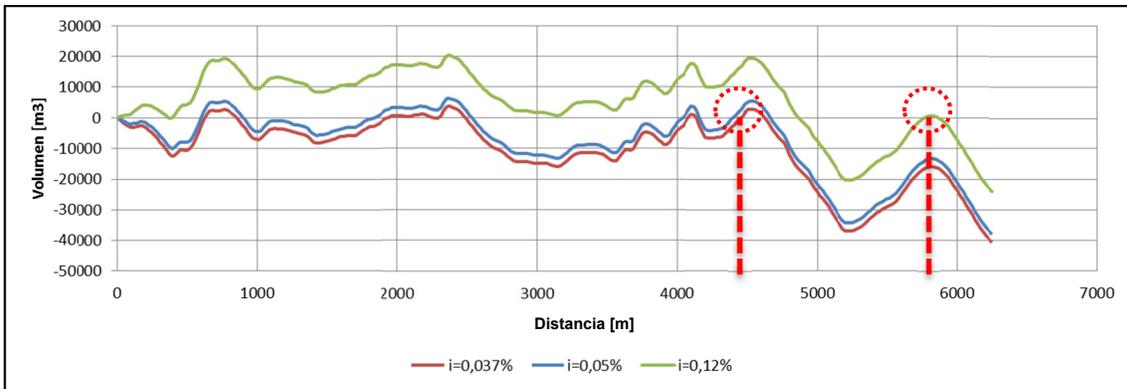


Figura 5.27 Variación de volumen acumulado en función de la distancia de los escenarios.

Ante el paso del caudal medio, ocurre un acomodo del nivel del lecho, pues la batimetría inicial no corresponde a la de equilibrio ante el paso del mismo hidrograma. Simplemente corresponde a una batimetría que constituye una condición dada, conocida y medida. Ello revela el carácter dinámico del lecho del río en este sector. Sin embargo, al sumar las variaciones de lecho ponderadas por el área y obtener un promedio por el área total afectada ($2.268.277 \text{ m}^2$), se tiene un descenso total promedio caracterizado de la siguiente forma:

- Descenso medio de 0,02 m en el primer caso.
- Descenso medio de 0,017 m en el segundo caso.
- Descenso medio de 0,00038 m en el tercer caso.

Dichos descensos medios resultan ser despreciables y ligados principalmente a la gran erosión que ocurre desde los 5.800 m en adelante.

La **Figura 5.28** muestra la cota de fondo promediada en la sección transversal, donde se observa una tendencia a desarrollar pendientes más suaves, con agradación y degradación seguidas, esto a nivel descriptivo del fenómeno asociado al perfil longitudinal medio de fondo. Se observa la formación de una barra (embanque en angostura) en la distancia 5.800 m y la erosión en el tramo final, lo cual es presentado gráficamente en la **Figura 5.29**, **Figura 5.30** y **Figura 5.31**.

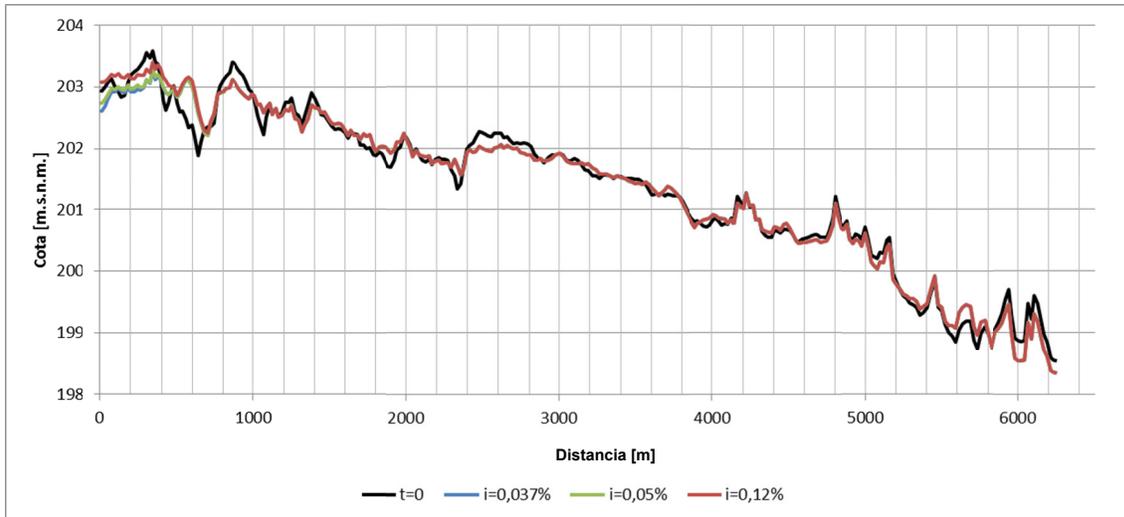


Figura 5.28 Elevación media de sección transversal afecta a escurrimiento.

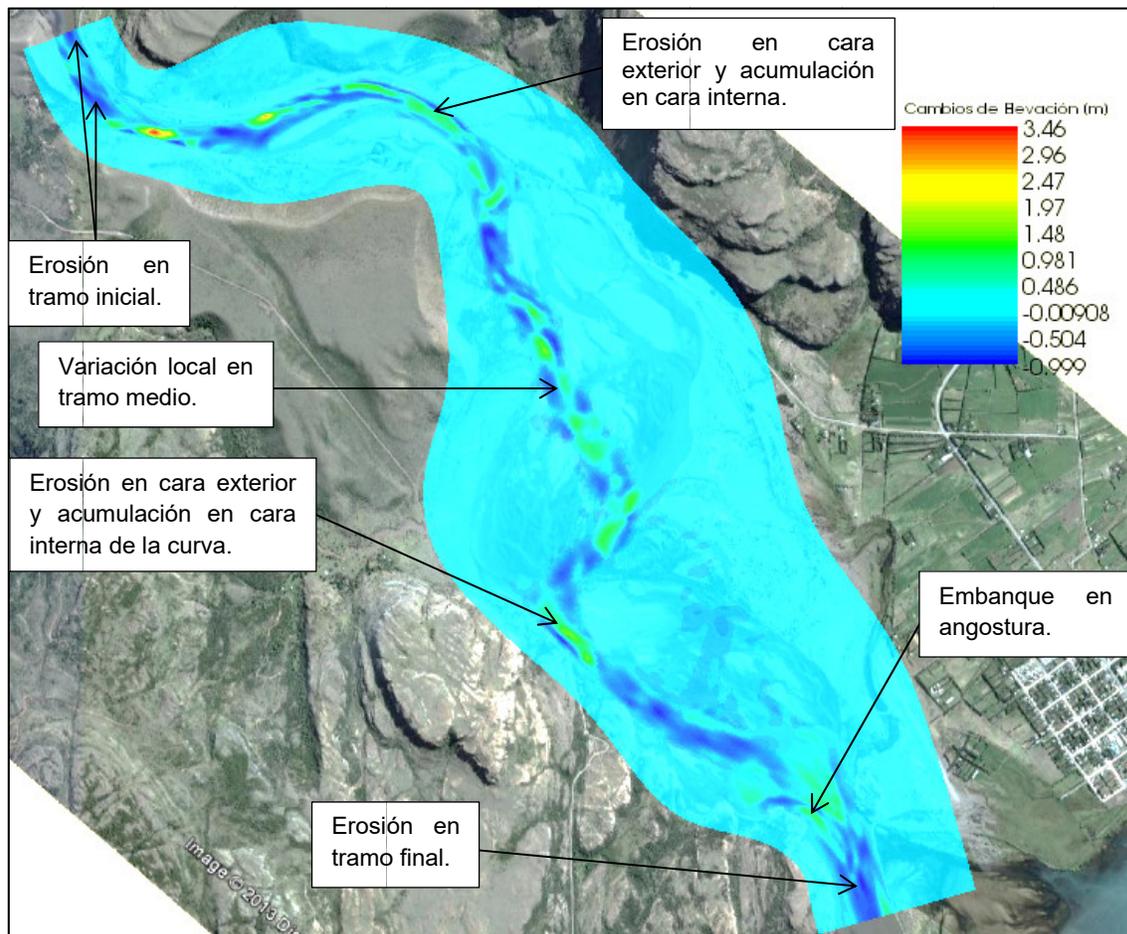


Figura 5.29 Variación de lecho en sector de estudio – $i=0,037\%$.

Lo anterior se verifica al constatar la **Figura 5.29**, donde a nivel de planta, se puede apreciar agradación y degradación seguidas, o depositación y erosión.

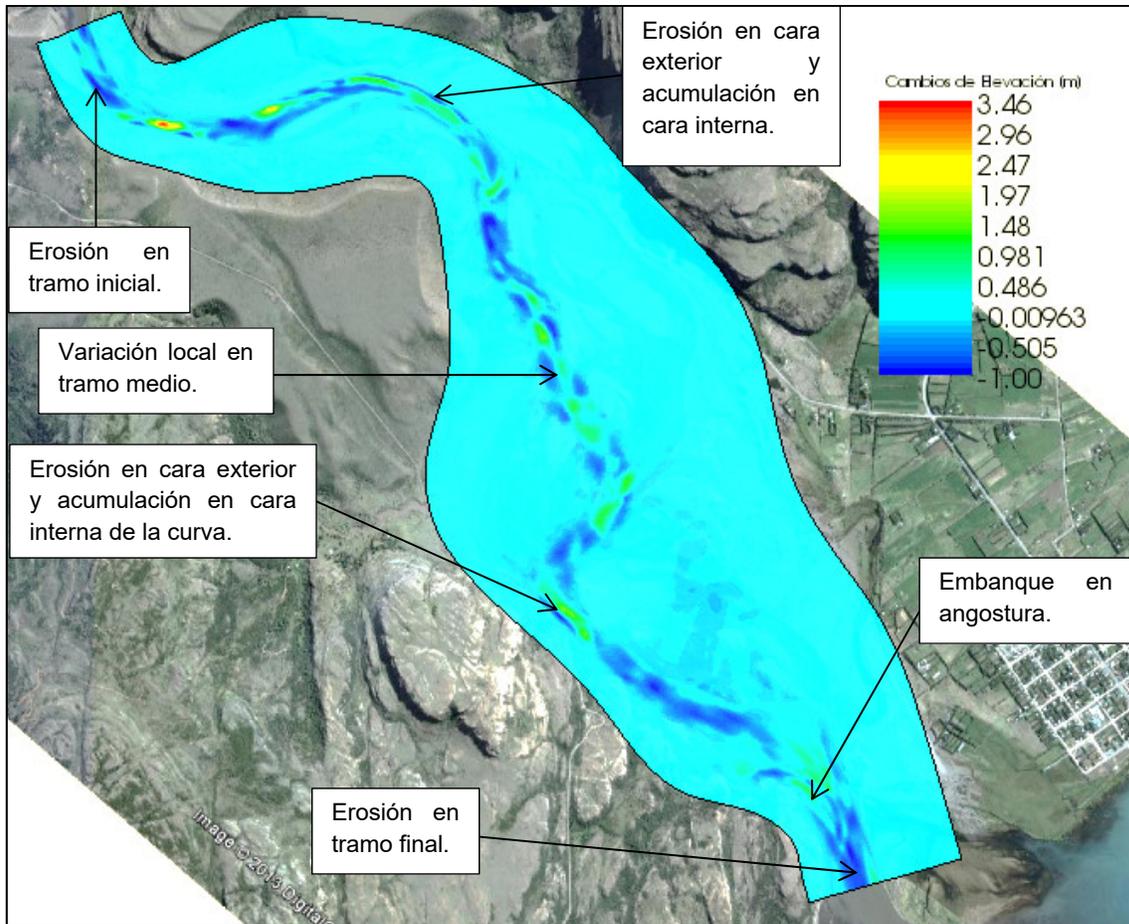


Figura 5.30 Variación de lecho en sector de estudio – $i=0,05\%$.

En este caso, es posible apreciar en la **Figura 5.30** que el comportamiento del lecho de fondo, es muy similar al caso anterior donde la pendiente es menor. Ello está en directa relación con los resultados que se muestran, tanto en **Figura 5.27**, como en la **Figura 5.28**.

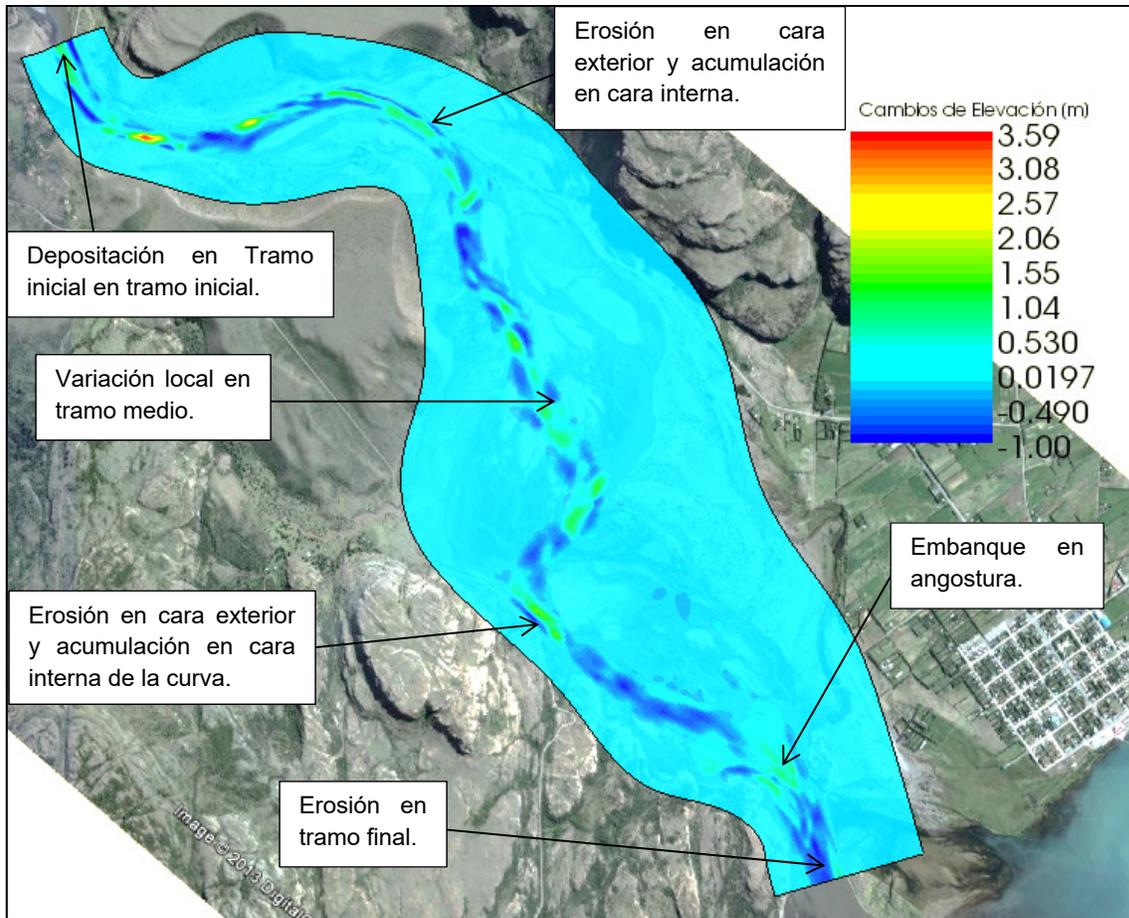


Figura 5.31 Variación de lecho en sector de estudio – $i=0,12\%$.

La gran diferencia de este caso con los anteriores, se refleja en el tramo inicial, el cual comprende unos 500 m aproximados. En este caso el lecho presenta agradación o deposición, tal como se muestra en la **Figura 5.31**. Ello ocurre pues el gasto sólido de fondo de entrada es mayor en comparación con los casos anteriores.

A continuación, se muestra la elevación del lecho en el tiempo inicial, que para todos los casos es idéntica (**Figura 5.32**) y para el tiempo final en el sector de estudio para cada caso (**Figura 5.33**, **Figura 5.34** y **Figura 5.35**), donde cada contorno de elevación difiere en 40 cm. Dada la extensión del sector de estudio y para una mejor comprensión, las **Figura 5.36**, **Figura 5.37**, **Figura 5.38** y **Figura 5.39** muestran con mayor detalle la elevación del lecho en el sector de entrada, para el tiempo 0 y para el tiempo final según caso de estudio, mientras que las **Figura 5.40**, **Figura 5.41**, **Figura 5.42** y **Figura 5.43** muestran en detalle el tramo final, considerando los mismos tiempos y casos.

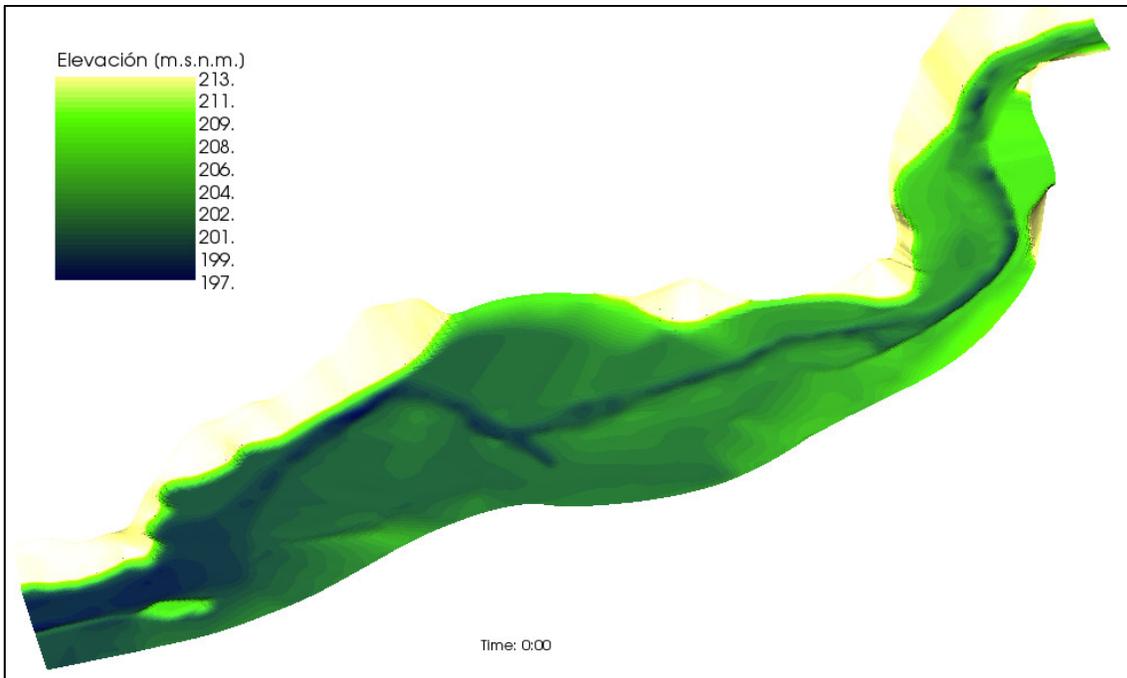


Figura 5.32 Lecho del sector de estudio en tiempo = 0 hrs.

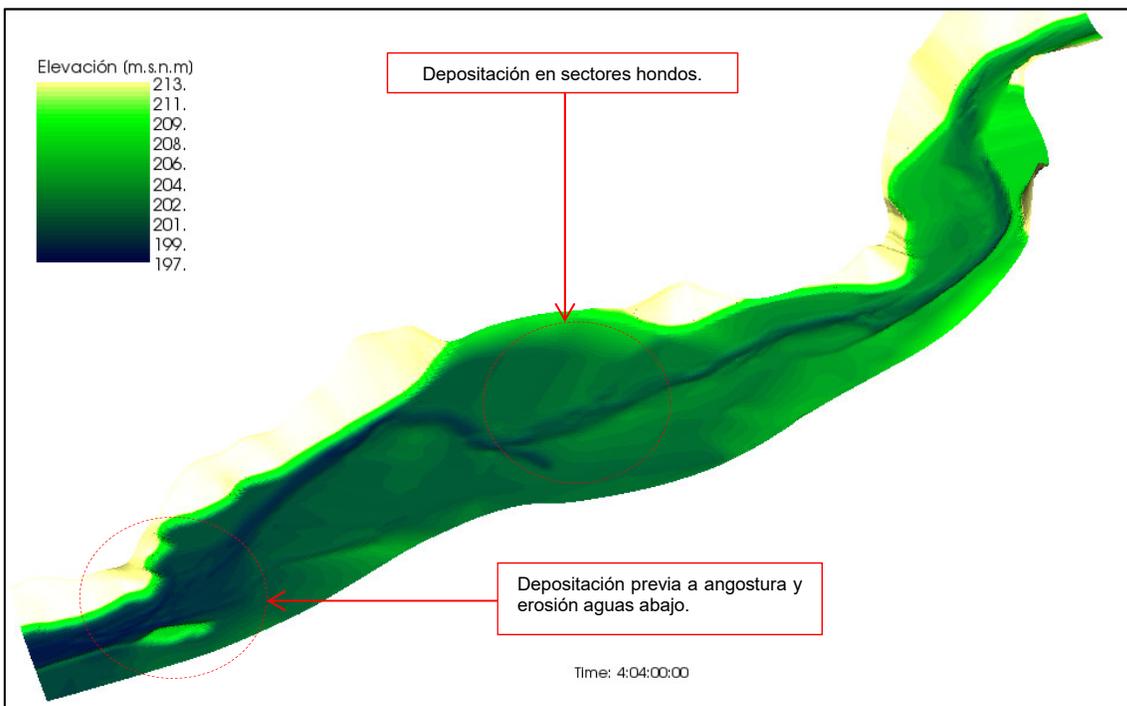


Figura 5.33 Lecho del sector de estudio en tiempo = 100 hrs – $i=0,037\%$.

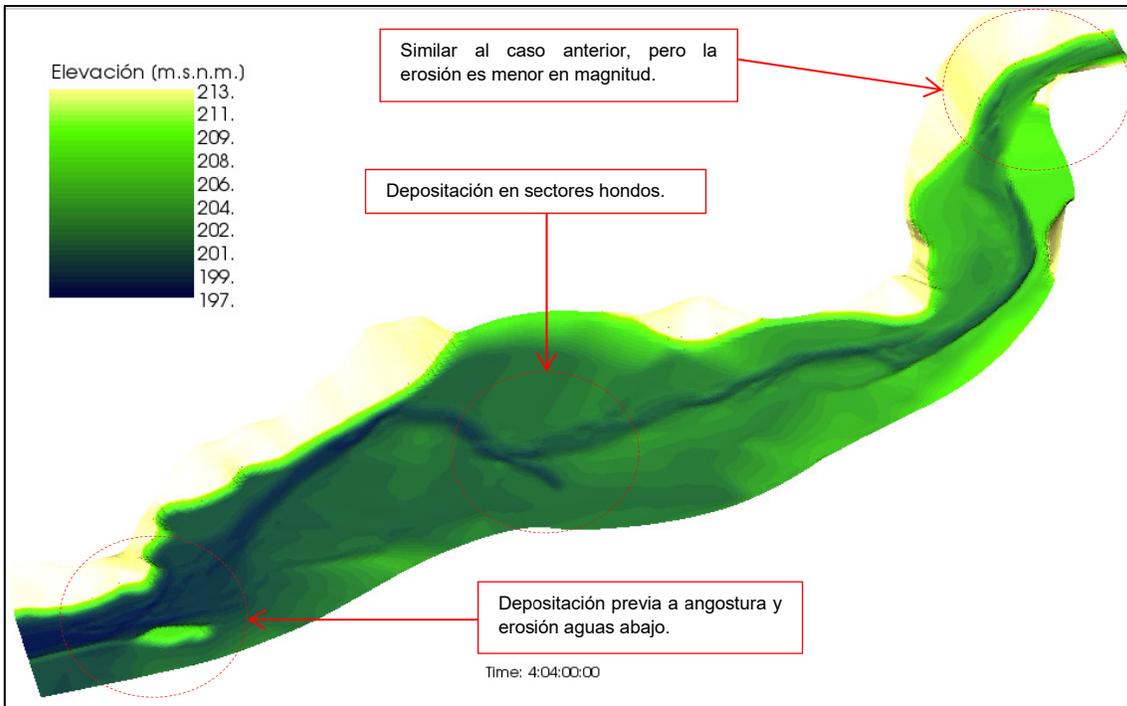


Figura 5.34 Lecho del sector de estudio en tiempo = 100 hrs – $i=0,05\%$.

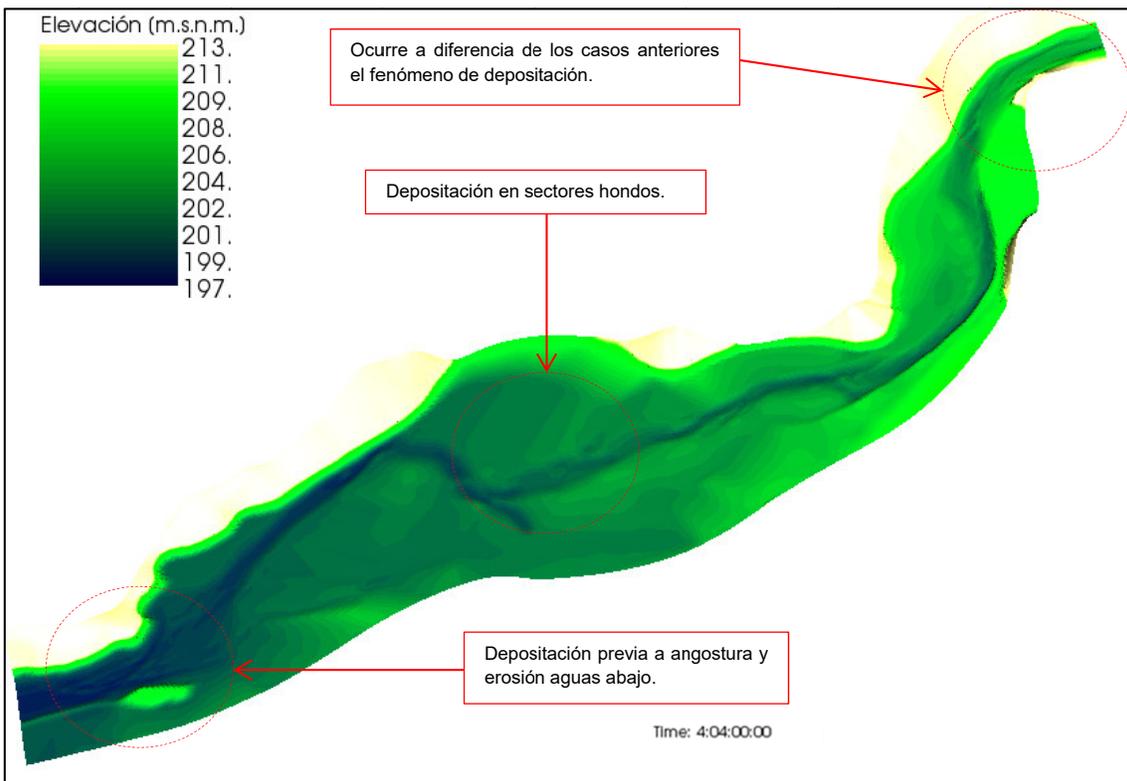


Figura 5.35 Lecho del sector de estudio en tiempo = 100 hrs – $i=0,12\%$.

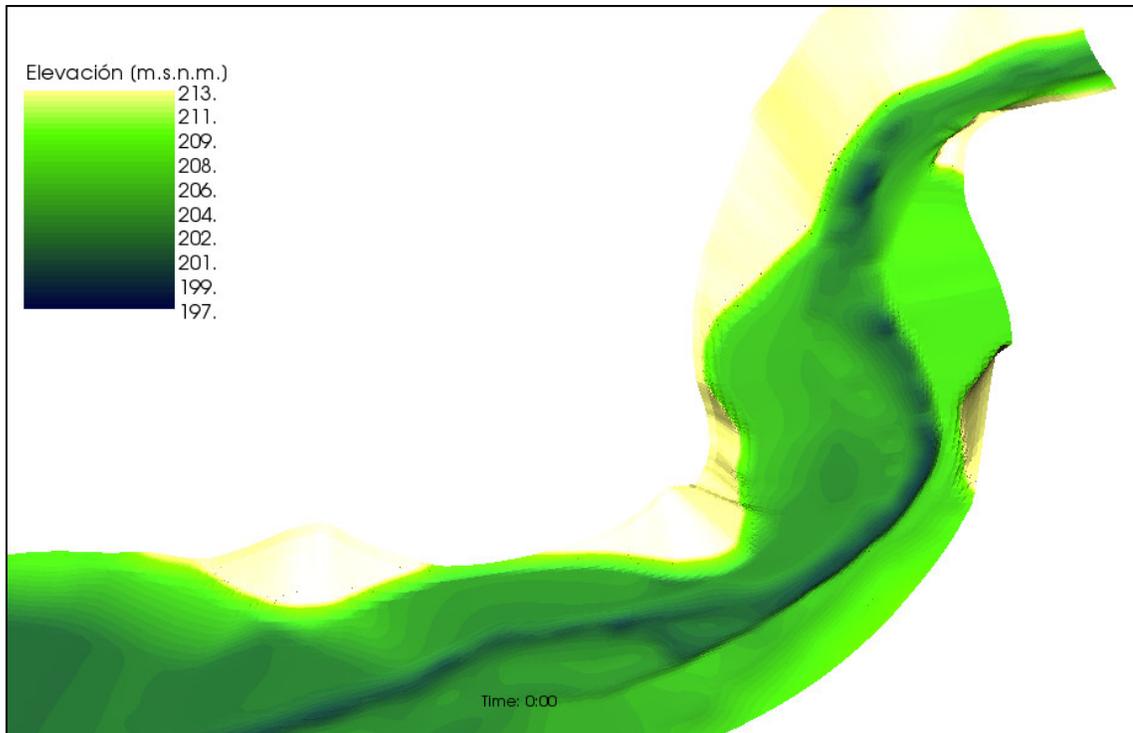


Figura 5.36 Lecho de tramo de entrada en sector de estudio en tiempo = 0 hrs.

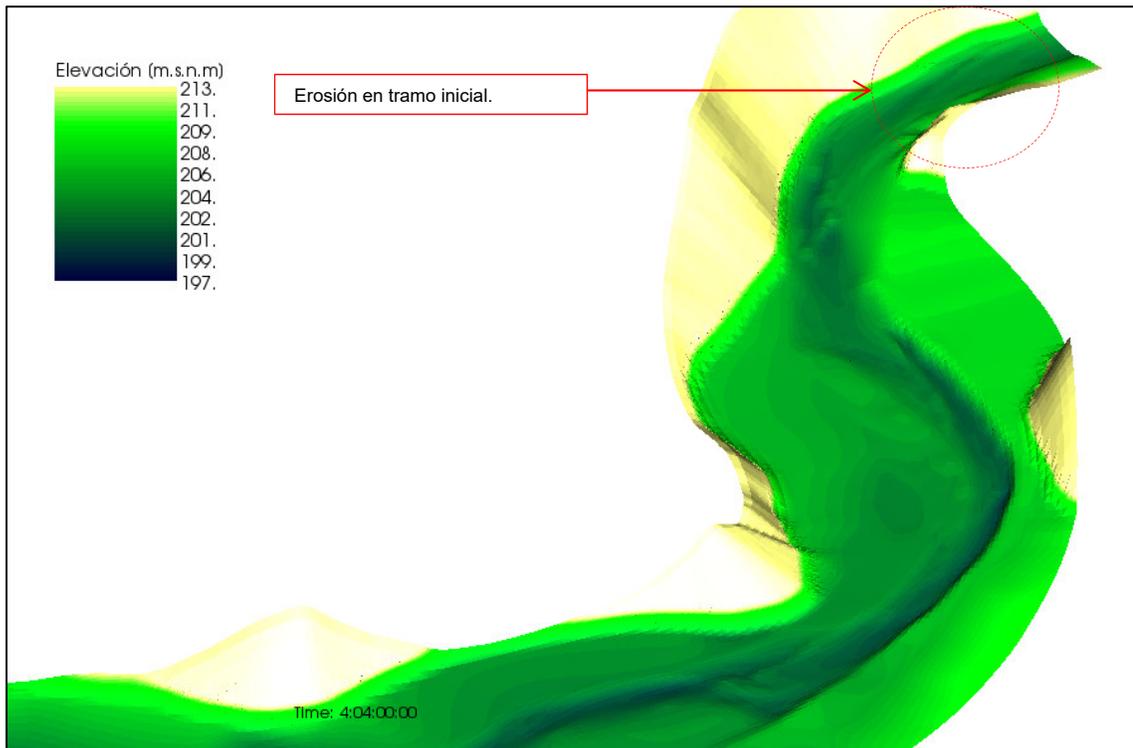


Figura 5.37 Lecho de tramo de entrada en sector de estudio en tiempo = 100 hrs – $i=0,037\%$.

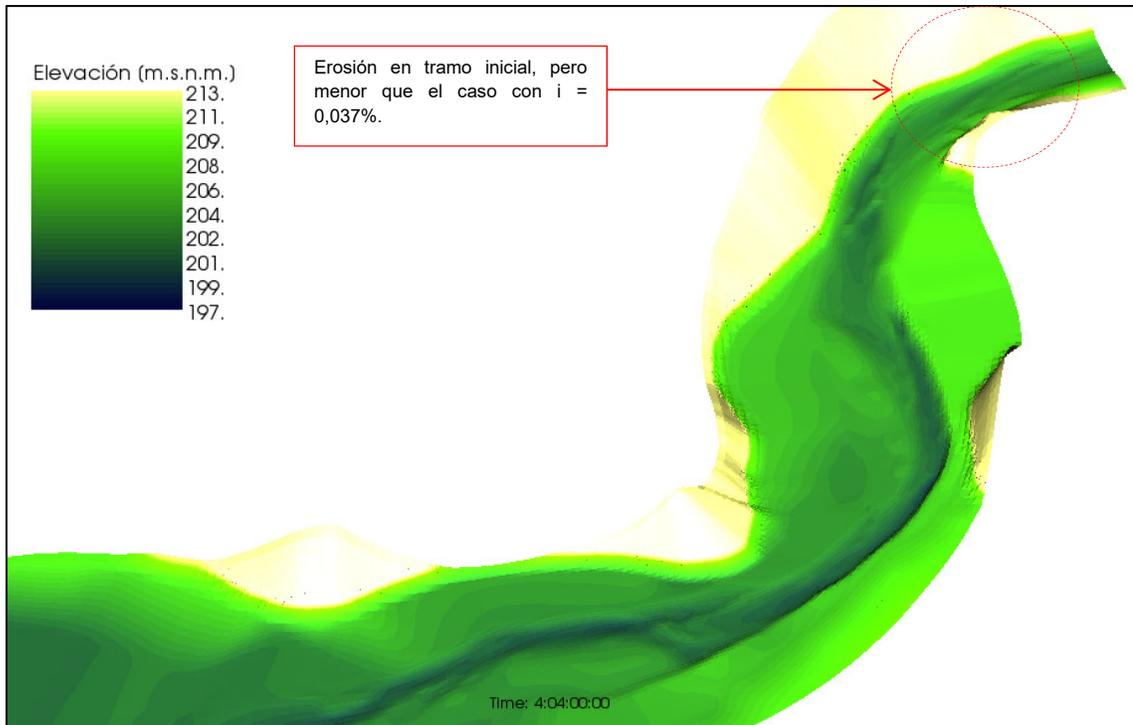


Figura 5.38 Lecho de tramo de entrada en sector de estudio en tiempo = 100 hrs – $i=0,05\%$.

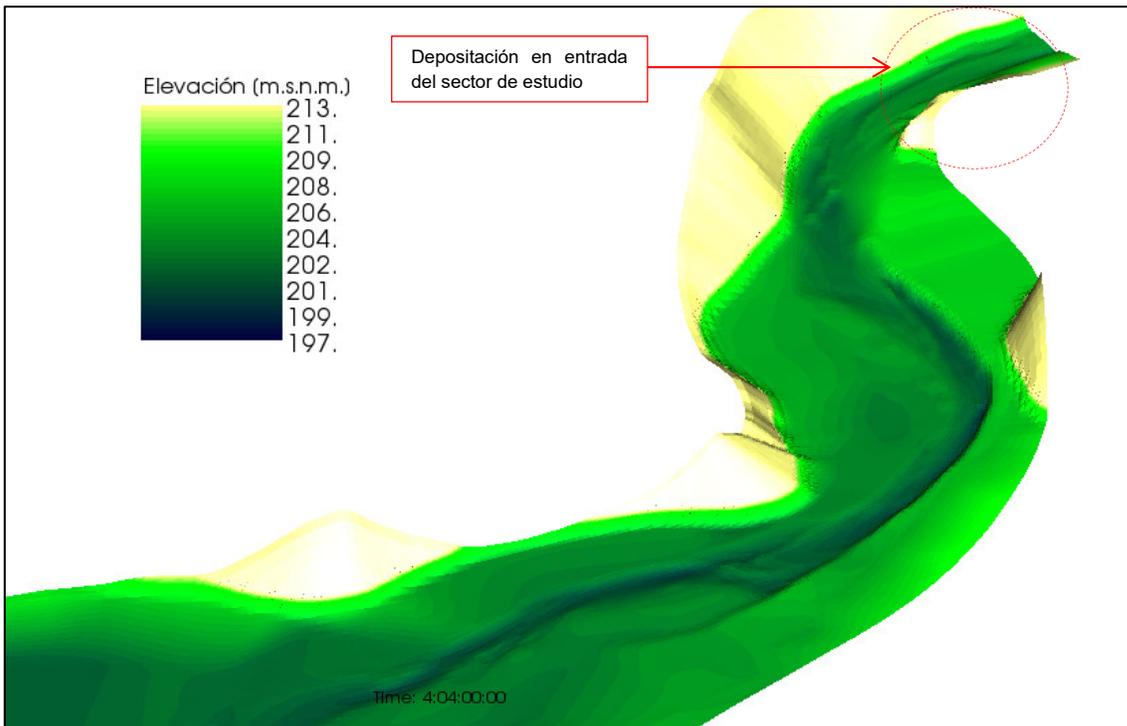


Figura 5.39 Lecho de tramo de entrada en sector de estudio en tiempo = 100 hrs – $i=0,12\%$.

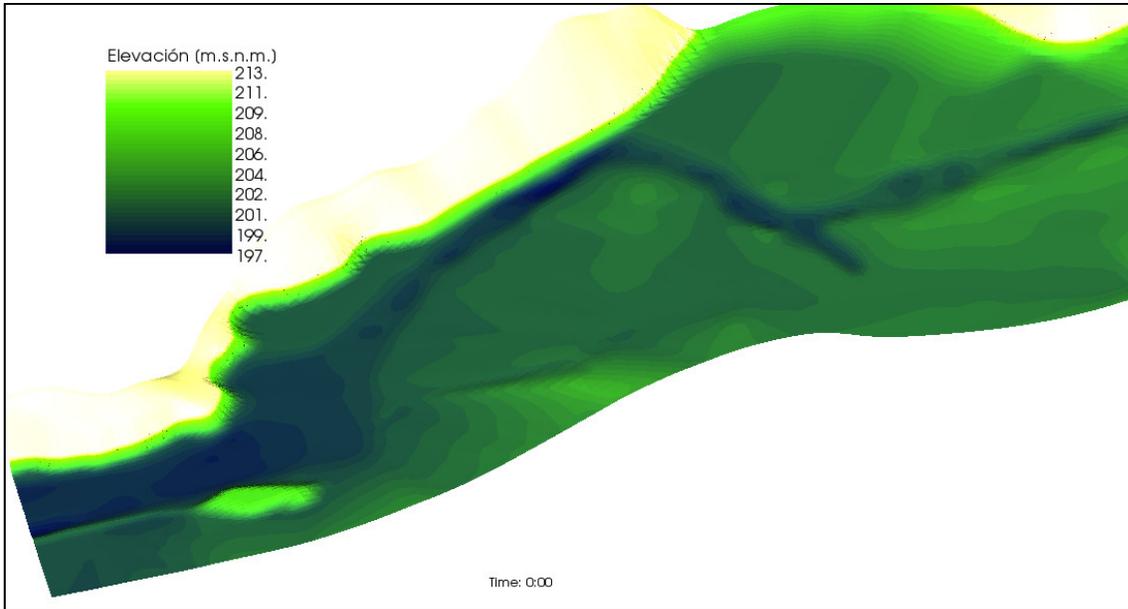


Figura 5.40 Lecho de tramo final en sector de estudio en tiempo = 0 hrs.



Figura 5.41 Lecho de tramo final en sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,037\%$.

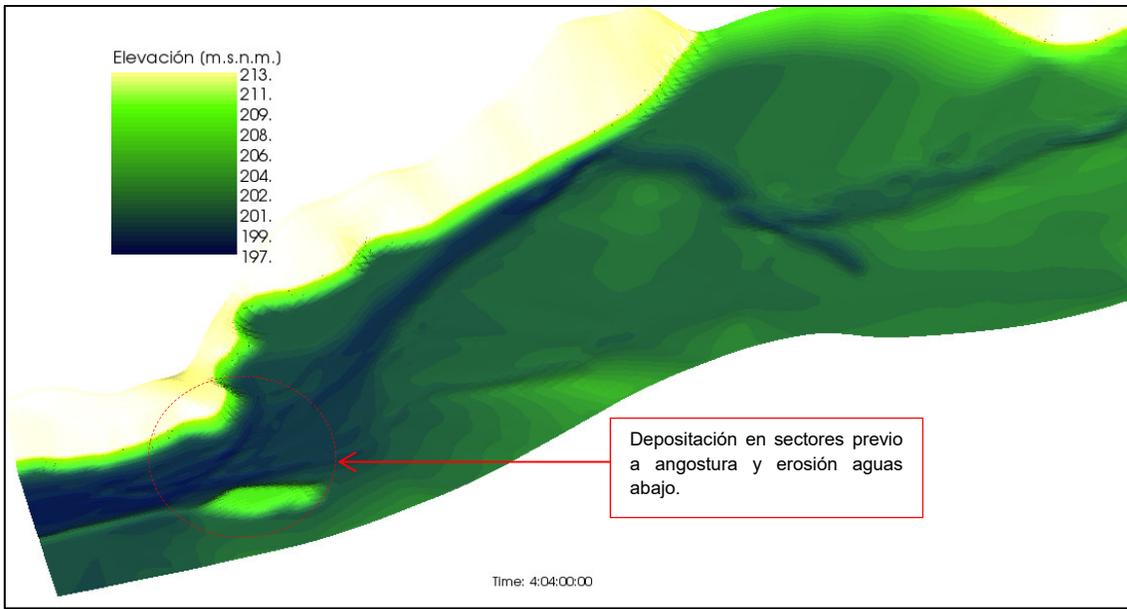


Figura 5.42 Lecho de tramo final en sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,05\%$.

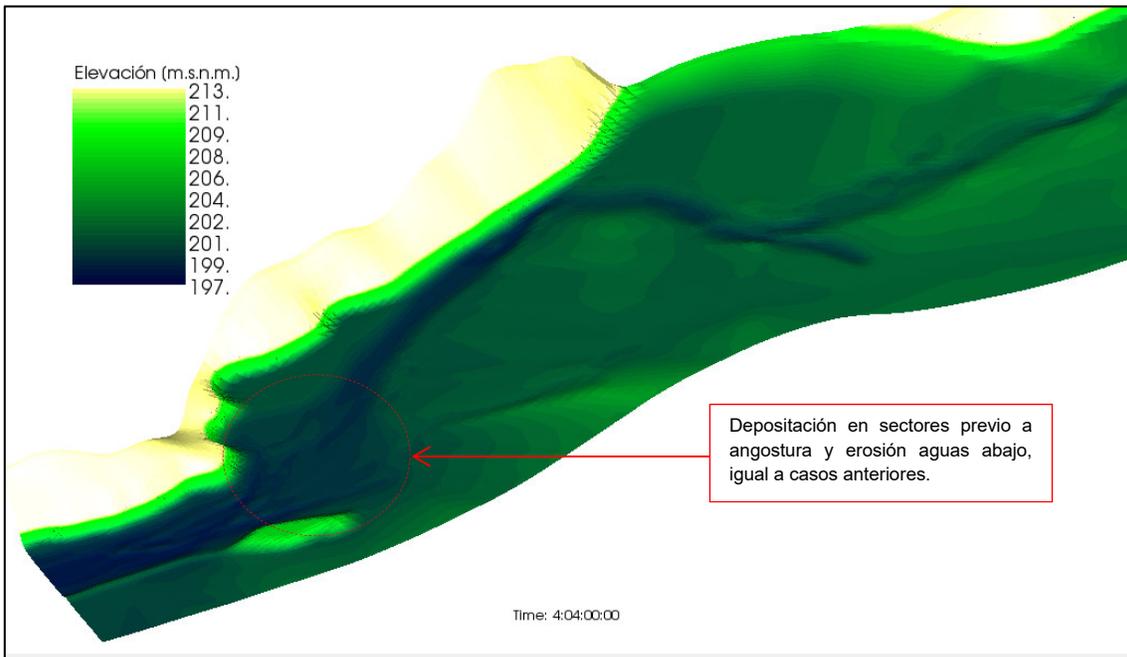


Figura 5.43 Lecho de tramo final en sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,12\%$.

5.3.4. Profundidad de escurrimiento

La profundidad de escurrimiento se mantiene estable en todo el sector de estudio, dentro de los márgenes de la grilla, pero experimenta la formación de otro brazo de escurrimientos que se forman en la medida que se deforma el lecho. Esto es apreciable al comparar la **Figura 5.44** con la **Figura 5.45**, las que muestran la profundidad de escurrimiento para dos tiempos distintos.

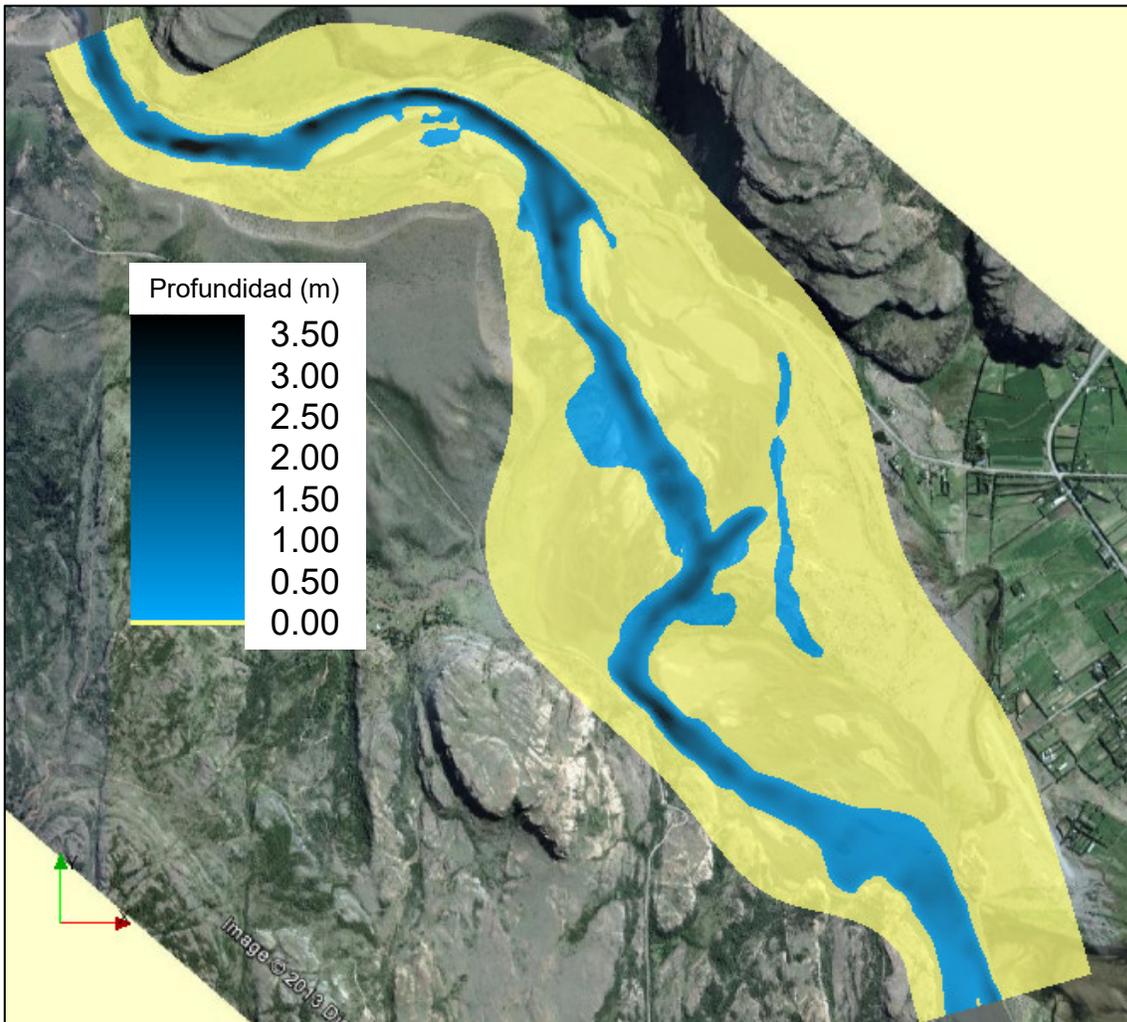


Figura 5.44 Profundidad de escurrimiento en tiempo = 1 hrs.

Esto se produce principalmente por el aumento del nivel de agua debido al aumento de la cota del lecho producto del embanque en la angostura en el tramo final, que influencia hacia aguas arriba apareciendo la configuración de escurrimiento que muestra la imagen satelital de fondo, caracterizado por el trenzamiento del río en aquel tramo.

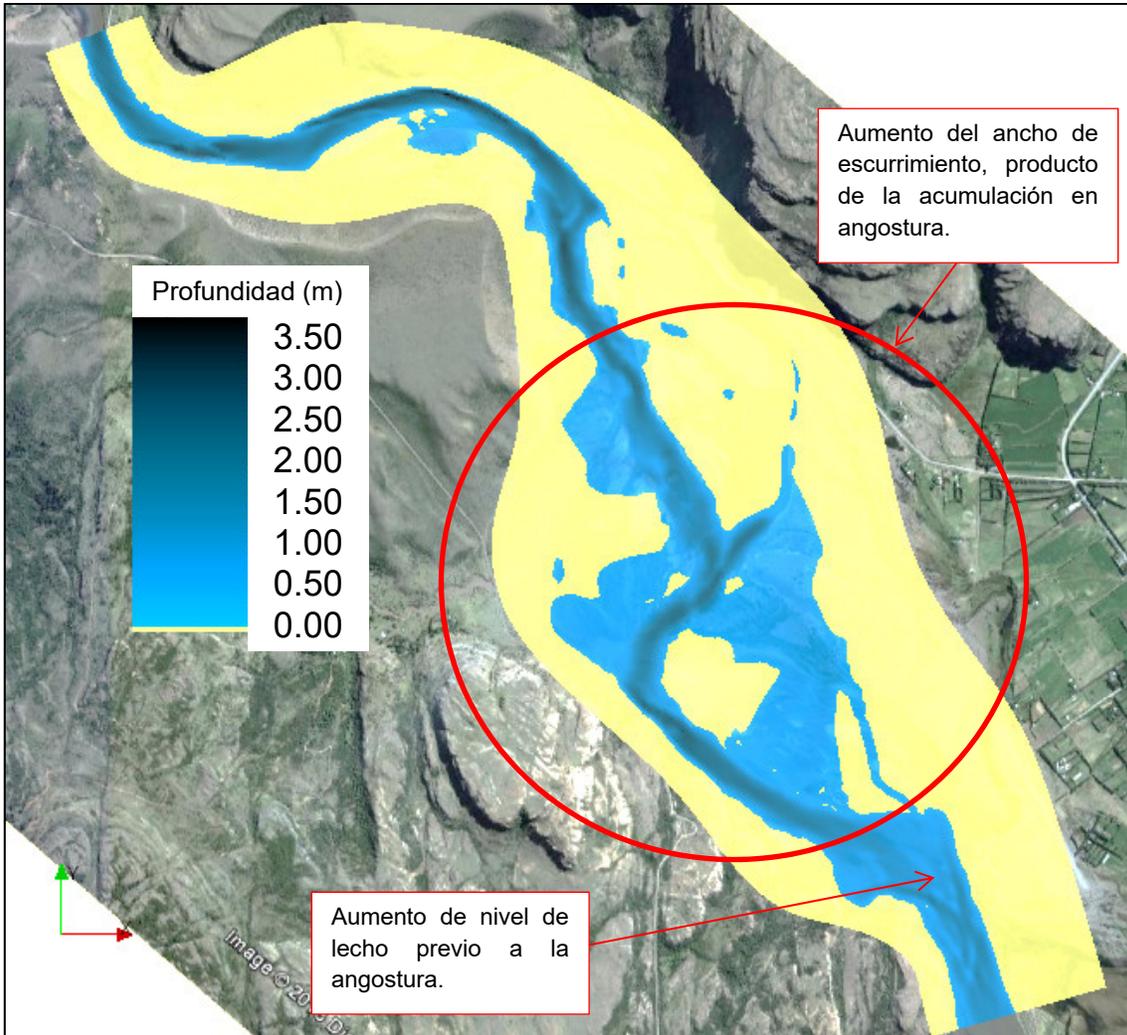


Figura 5.45 Profundidad de escurrimiento en tiempo = 100 hrs – $i=0,037\%$.

El resto de los casos muestra resultados casi idénticos al comparar la profundidad de escurrimiento en todo el sector de estudio (la variación de la pendiente de entrada para este hidrograma no afecta la profundidad de escurrimiento para el tiempo de estudio igual a 100 hrs). Sin embargo, existe cierta diferencia en la sección de entrada aunque esta es despreciable. El resultado relevante de este escenario asociado a la profundidad de escurrimiento, es que aguas arriba de la angostura existe una influencia que genera un aumento del ancho de escurrimiento, producto de la acumulación de material.

5.4. Escenario II – $Q_{\text{Formativo}}$

Este escenario consideró los parámetros de cálculo común, antes mencionado y el hidrograma de crecida nival cuyo caudal valor máximo es $400 \text{ m}^3/\text{s}$. La idea central de este escenario es analizar la respuesta del lecho frente al paso de una crecida tipo con una entrada de gasto sólido de fondo variable, con una pendiente de ajuste de 0,037%, 0,05% y 0,12% según sea el caso.

5.4.1. Hidrograma adoptado

El hidrograma considerado en este escenario corresponde al deducido en el título **Crecidas estacionales – Caudal formativo (Figura 5.46)**. Se ha considerado un tiempo total de estudio de 450 hrs lo que equivale a 18,75 días.

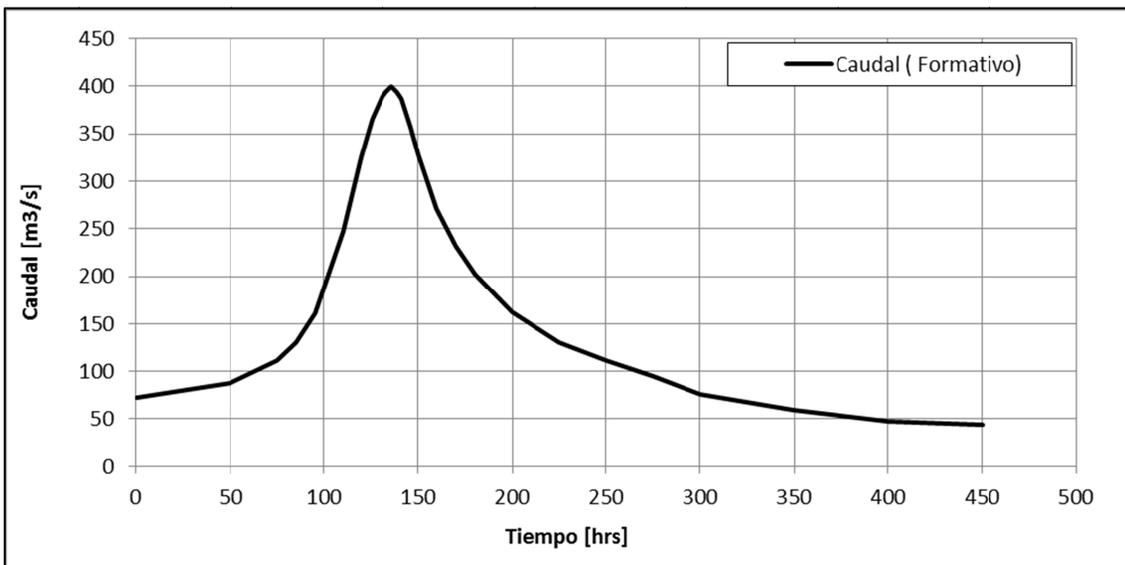


Figura 5.46 Hidrograma de crecida estacional – Caudal formativo.

La **Tabla 5.7** contiene los valores del hidrograma considerado.

Tabla 5.7 Hidrograma de crecida formativa modelada.

Tiempo	Caudal	Caudal
hrs	adimensional	m³/s
	medio	
0	0,18	72
50	0,22	88
75	0,28	111
85	0,33	130
95	0,40	161
110	0,62	248
120	0,81	326
126	0,91	366
131	0,97	390
133	0,99	394
136	1,00	400
139	0,99	394
141	0,97	387
146	0,89	357
150	0,82	328
160	0,68	270
170	0,58	231
180	0,50	202
200	0,40	162
225	0,32	130
250	0,28	112
275	0,24	95
300	0,19	76
350	0,15	60
400	0,12	48
450	0,11	45

5.4.2. Gasto sólido de fondo de entrada

La **Figura 5.47** muestra la comparación de gasto sólido de fondo en la sección de entrada del sector de estudio resultante de la modelación para cada uno de los casos, donde además se muestra la banda acotada por sus valores inferior y superior.

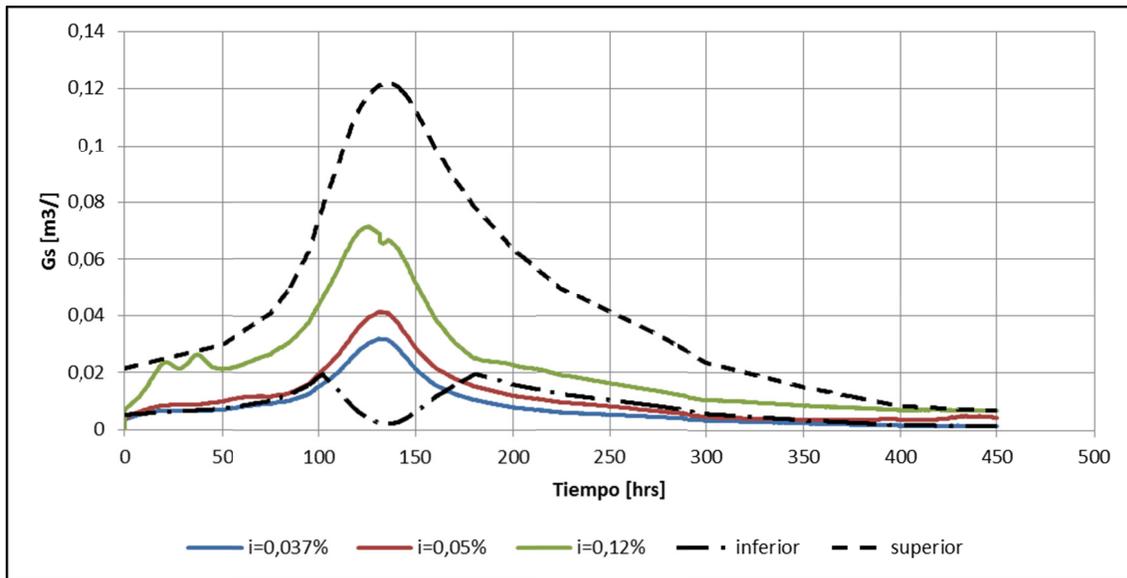


Figura 5.47 Comparativo de gasto sólido de fondo en seccion de entrada.

En este rango de caudales, hacia el final del tiempo se observa convergencia entre los valores calculados en los casos de estudio y los valores superior e inferior de la banda, la cual fue estimada para el ensanche. En cualquier caso, no es posible obtener convergencia con el límite superior de la banda, sin embargo los casos de pendiente menor tienden a converger hacia el límite inferior. Desde el tiempo 100 al 180 hrs aproximadamente, el límite inferior de la banda, experimenta una caída del gasto sólido de fondo, debido a que el vertedero influencia hacia aguas arriba a la sección de control, perteneciente al ensanche lo que genera un aumento de las alturas de escurrimiento y la disminución de la velocidad de escurrimiento. En tanto el gasto sólido de fondo de la banda superior en el rango de caudales 0 a 400 m^3/s crece en función del caudal. El fenómeno queda explicado al observar la **Figura 5.51**.

Las **Figura 5.48**, **Figura 5.49** y **Figura 5.50** muestran la distribución en la sección transversal de entrada del gasto sólido de fondo, para varios tiempos, el cual no es constante en toda la sección. Se observa claramente la influencia en la correlación del caudal con el gasto sólido de fondo.

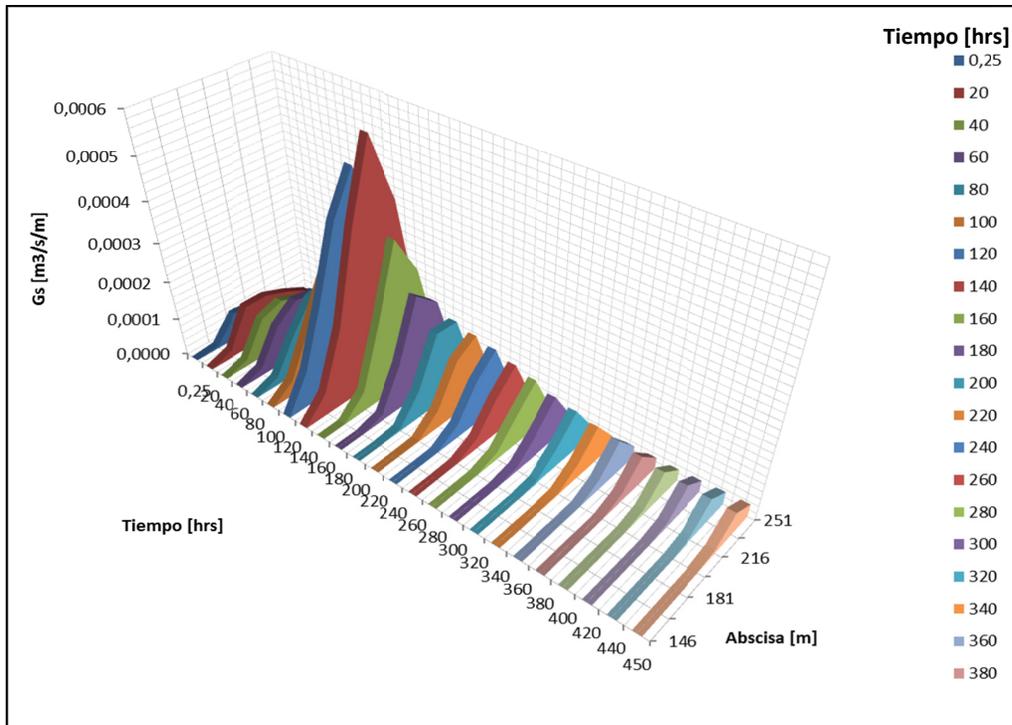


Figura 5.48 Gasto sólido de fondo en seccion transversal de entrada – $i = 0,037\%$.

Tabla 5.8 Gasto sólido de fondo en sección transversal de entrada – $i = 0,037\%$.

Abscisa	145,8	163,3	180,8	198,2	215,7	233,2	250,7		
Tiempo	Gs nodo 24	Gs nodo 27	Gs nodo 30	Gs nodo 33	Gs nodo 36	Gs nodo 39	Gs nodo 42	Gs Total	Caudal
hrs	$m^3/m/s$	m^3/s	m^3/s						
0,25	0	5,50E-06	6,44E-05	5,69E-05	4,25E-05	2,91E-05	0	3,47E-03	72
20	0	1,99E-05	1,07E-04	1,07E-04	8,59E-05	5,85E-05	0	6,62E-03	78
40	0	1,49E-05	9,72E-05	1,16E-04	9,51E-05	5,40E-05	0	6,59E-03	85
60	0	1,92E-05	1,01E-04	1,40E-04	1,32E-04	7,17E-05	0	8,12E-03	97
80	0	1,98E-05	1,02E-04	1,68E-04	1,81E-04	9,31E-05	1,94E-10	9,87E-03	121
100	0	3,81E-05	1,42E-04	2,46E-04	2,87E-04	1,61E-04	2,48E-06	1,53E-02	190
120	8,62E-07	8,85E-05	2,36E-04	4,02E-04	5,00E-04	3,34E-04	2,92E-05	2,75E-02	326
140	2,48E-06	5,67E-05	1,94E-04	4,11E-04	5,83E-04	4,18E-04	5,15E-05	2,95E-02	391
160	0	1,36E-06	4,95E-05	2,02E-04	3,73E-04	2,70E-04	1,97E-05	1,58E-02	270
180	0	0	1,48E-05	1,14E-04	2,59E-04	2,12E-04	8,74E-06	1,06E-02	202
200	0	0	5,51E-06	7,11E-05	1,87E-04	1,85E-04	8,23E-06	7,92E-03	162
220	0	0	2,23E-06	4,64E-05	1,41E-04	1,73E-04	9,21E-06	6,42E-03	136
240	0	0	1,50E-06	3,38E-05	1,12E-04	1,62E-04	1,41E-05	5,54E-03	119
260	0	0	1,27E-06	2,73E-05	9,52E-05	1,47E-04	1,77E-05	4,90E-03	105
280	0	0	7,83E-07	1,93E-05	7,76E-05	1,34E-04	1,95E-05	4,23E-03	91
300	0	0	1,87E-07	1,12E-05	5,95E-05	1,17E-04	2,47E-05	3,50E-03	76
320	0	0	1,49E-08	7,01E-06	4,97E-05	1,08E-04	2,65E-05	3,11E-03	70
340	0	0	0	3,24E-06	3,81E-05	9,72E-05	2,80E-05	2,67E-03	63
360	0	0	0	8,86E-07	2,91E-05	8,92E-05	3,05E-05	2,35E-03	58
380	0	0	0	8,91E-08	2,06E-05	7,86E-05	3,03E-05	2,00E-03	53
400	0	0	0	0	1,43E-05	6,92E-05	3,00E-05	1,72E-03	48
420	0	0	0	0	1,27E-05	6,58E-05	3,14E-05	1,65E-03	47
440	0	0	0	0	1,19E-05	6,32E-05	3,38E-05	1,61E-03	46
450	0	0	0	0	1,14E-05	6,13E-05	3,48E-05	1,58E-03	45

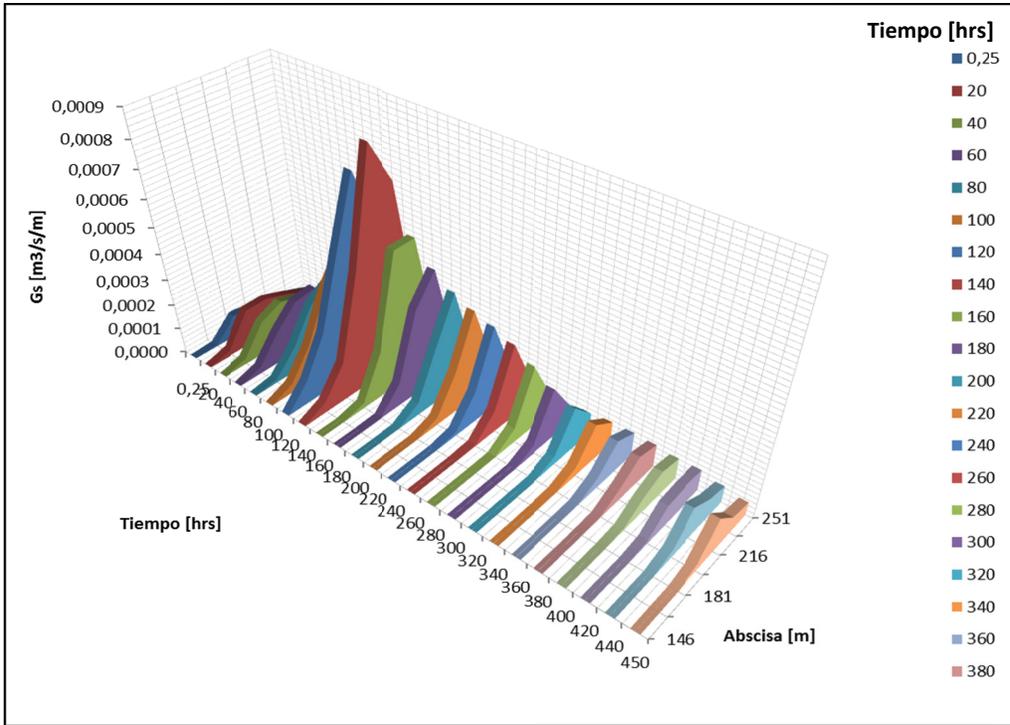


Figura 5.49 Gasto sólido de fondo en seccion transversal de entrada – $i = 0,05\%$.

Tabla 5.9 Gasto sólido de fondo en sección transversal de entrada – $i = 0,05\%$.

Abscisa	145,8	163,3	180,8	198,2	215,7	233,2	250,7		
Tiempo	Gs nodo 24	Gs nodo 27	Gs nodo 30	Gs nodo 33	Gs nodo 36	Gs nodo 39	Gs nodo 42	Gs Total	Caudal
hrs	$m^3/m/s$	m^3/s	m^3/s						
0,25	0	5,10E-06	7,96E-05	6,88E-05	4,97E-05	3,24E-05	0	4,12E-03	72
20	0	2,39E-05	1,37E-04	1,39E-04	1,09E-04	7,29E-05	0	8,42E-03	78
40	0	2,09E-05	1,25E-04	1,61E-04	1,35E-04	7,32E-05	0	9,00E-03	85
60	0	2,58E-05	1,21E-04	1,96E-04	2,06E-04	1,03E-04	0	1,14E-02	97
80	0	1,33E-05	9,53E-05	2,15E-04	2,68E-04	1,16E-04	0	1,24E-02	121
100	0	3,45E-05	1,41E-04	3,06E-04	4,21E-04	2,24E-04	3,60E-06	1,97E-02	190
120	4,24E-07	8,52E-05	2,28E-04	4,82E-04	7,27E-04	4,99E-04	3,89E-05	3,57E-02	326
140	2,93E-06	3,97E-05	1,46E-04	4,45E-04	8,43E-04	6,83E-04	8,29E-05	3,84E-02	391
160	0	5,87E-09	1,92E-05	1,77E-04	5,14E-04	5,15E-04	5,98E-05	2,19E-02	270
180	0	0	3,14E-06	8,59E-05	3,28E-04	4,32E-04	6,05E-05	1,54E-02	202
200	0	0	7,98E-07	4,71E-05	2,18E-04	3,80E-04	7,56E-05	1,20E-02	162
220	0	0	1,17E-07	2,72E-05	1,57E-04	3,48E-04	8,74E-05	1,01E-02	136
240	0	0	0	1,51E-05	1,17E-04	3,24E-04	9,32E-05	8,78E-03	119
260	0	0	0	6,32E-06	8,43E-05	2,93E-04	9,24E-05	7,52E-03	105
280	0	0	0	1,83E-06	5,58E-05	2,48E-04	8,03E-05	6,05E-03	91
300	0	0	0	6,18E-08	3,74E-05	2,00E-04	7,19E-05	4,78E-03	76
320	0	0	0	2,14E-07	3,14E-05	1,68E-04	8,38E-05	4,21E-03	70
340	0	0	0	9,92E-07	3,42E-05	1,45E-04	9,17E-05	3,95E-03	63
360	0	0	0	2,48E-06	4,08E-05	1,25E-04	9,38E-05	3,77E-03	58
380	0	0	0	4,92E-06	5,04E-05	1,10E-04	9,11E-05	3,69E-03	53
400	0	0	0	8,39E-06	6,31E-05	9,78E-05	8,30E-05	3,69E-03	48
420	0	0	0	1,26E-05	8,16E-05	8,96E-05	8,32E-05	3,94E-03	47
440	0	0	0	2,95E-05	1,26E-04	8,56E-05	6,68E-05	4,80E-03	46
450	0	0	0	2,76E-05	1,38E-04	6,56E-05	5,25E-05	4,50E-03	45

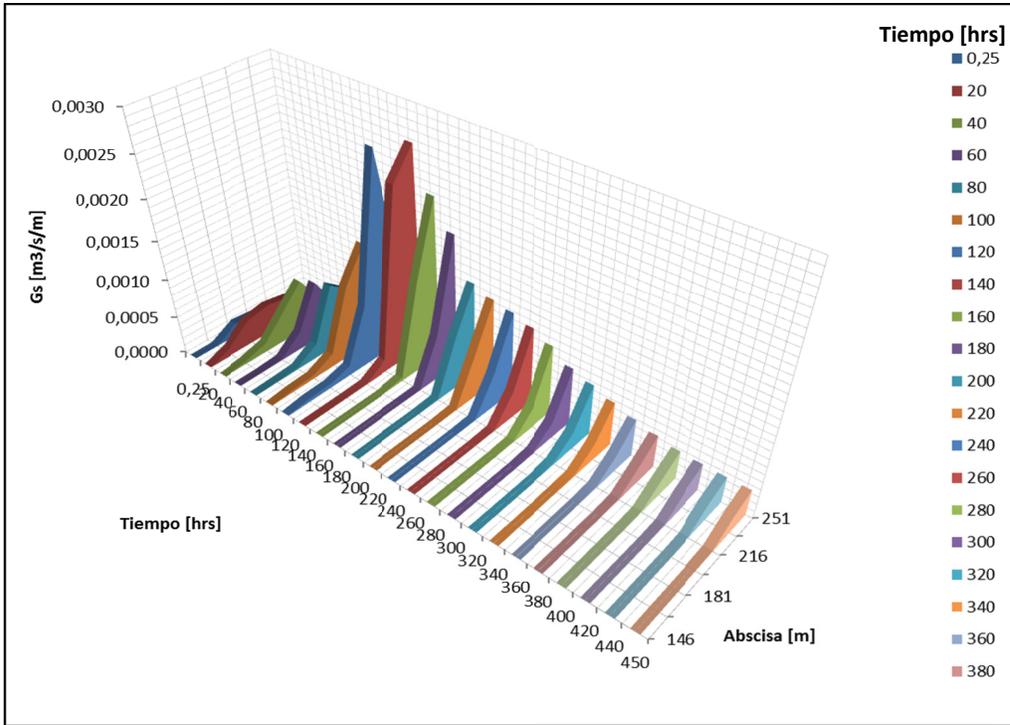


Figura 5.50 Gasto sólido de fondo en seccion transversal de entrada – $i = 0,12\%$.

Tabla 5.10 Gasto sólido de fondo en sección transversal de entrada – $i = 0,12\%$.

Abscisa	145,8	163,3	180,8	198,2	215,7	233,2	250,7		
Tiempo	Gs nodo 24	Gs nodo 27	Gs nodo 30	Gs nodo 33	Gs nodo 36	Gs nodo 39	Gs nodo 42	Gs Total	Caudal
hrs	$m^3/m/s$	m^3/s	m^3/s						
0,25	0	4,76E-06	1,51E-04	1,24E-04	8,06E-05	4,60E-05	0	7,10E-03	72
20	0	1,08E-04	3,15E-04	3,68E-04	3,19E-04	2,28E-04	1,17E-06	2,34E-02	78
40	0	3,71E-05	1,12E-04	3,85E-04	6,56E-04	2,39E-04	2,68E-06	2,50E-02	85
60	0	2,67E-06	1,99E-05	2,26E-04	7,46E-04	3,11E-04	0	2,28E-02	97
80	0	9,20E-06	2,38E-05	1,82E-04	8,30E-04	6,10E-04	2,77E-06	2,90E-02	121
100	3,61E-10	3,24E-05	4,59E-05	1,69E-04	9,24E-04	1,33E-03	4,69E-05	4,41E-02	190
120	8,99E-06	4,48E-05	5,27E-05	1,22E-04	7,69E-04	2,55E-03	8,23E-04	6,92E-02	326
140	1,06E-06	3,09E-06	3,96E-06	1,18E-05	1,62E-04	2,23E-03	2,56E-03	6,45E-02	391
160	0	0	0	0	4,00E-05	1,17E-03	2,06E-03	3,91E-02	270
180	0	0	0	0	5,33E-06	5,77E-04	1,72E-03	2,52E-02	202
200	0	0	0	0	1,59E-05	6,75E-04	1,22E-03	2,27E-02	162
220	0	0	0	0	1,61E-05	5,66E-04	1,13E-03	2,00E-02	136
240	0	0	0	0	1,11E-05	4,44E-04	1,08E-03	1,74E-02	119
260	0	0	0	0	1,36E-05	3,49E-04	1,01E-03	1,51E-02	105
280	0	0	0	0	1,64E-05	2,69E-04	9,04E-04	1,29E-02	91
300	0	0	0	0	1,83E-05	2,05E-04	7,45E-04	1,04E-02	76
320	0	0	0	3,13E-07	2,49E-05	2,16E-04	6,64E-04	1,00E-02	70
340	0	0	0	0	2,11E-05	2,11E-04	5,74E-04	9,08E-03	63
360	0	0	0	0	2,10E-05	2,10E-04	4,90E-04	8,32E-03	58
380	0	0	0	0	1,91E-05	2,12E-04	4,28E-04	7,79E-03	53
400	0	0	0	0	1,56E-05	2,02E-04	3,78E-04	7,11E-03	48
420	0	0	0	0	1,65E-05	2,12E-04	3,58E-04	7,13E-03	47
440	0	0	0	0	1,55E-05	2,11E-04	3,48E-04	7,01E-03	46
450	0	0	0	0	1,50E-05	2,08E-04	3,44E-04	6,90E-03	45

5.4.3. Curva de gasto sólido de fondo en función del caudal

En términos del gasto sólido de fondo, la **Figura 5.51** muestra que todos los casos no quedan contenidos dentro de la banda previamente definida, desde el caudal 47 m³/s a 230 m³/s y que sólo, a partir del caudal 230 m³/s si quedan contenidos. Esto se debe a que el límite inferior de gasto sólido de fondo estimado para el ensanche, a partir del caudal 200 m³/s muestra un decaimiento de la variable, lo que expone la **Figura 5.10**. Sin embargo, al considerar el volumen como variable, que corresponde a la integral en el tiempo del gasto sólido de fondo (se calcula para cada caso y los límites superior e inferior), se observa que todos los casos quedan contenidos entre el límite superior e inferior lo cual se presenta en la **Tabla 5.11**.

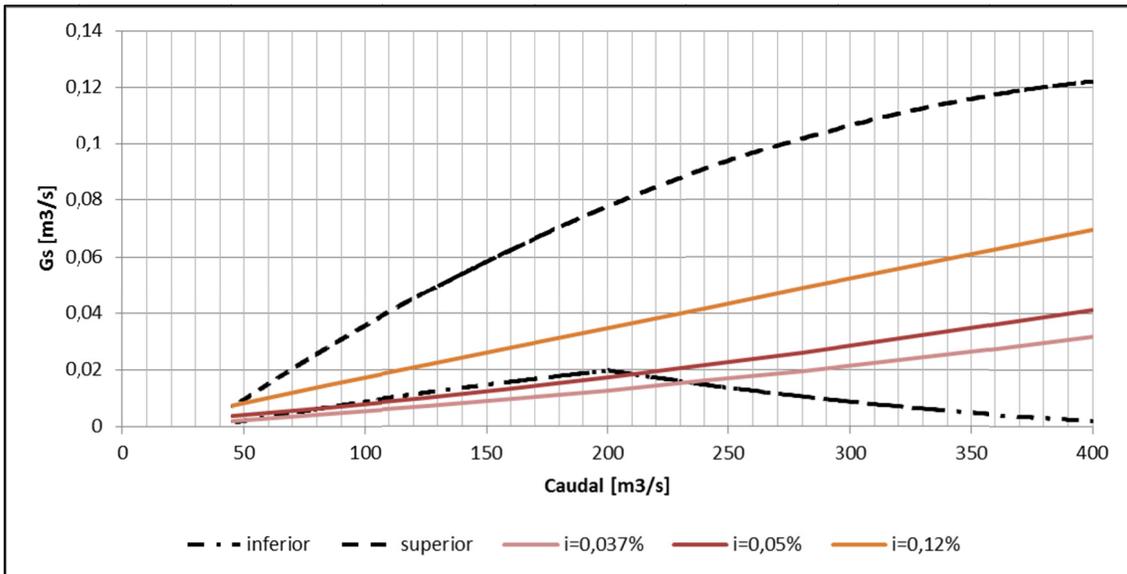


Figura 5.51 Comparativo de gasto sólido de fondo – Estimados en ensanche y cálculos en seccion de entrada del sector de estudio.

Tabla 5.11 Volumen que ingresa al sector de estudio según caso y volumen correspondiente al límite superior e inferior.

i = 0,037%	i = 0,05%	i = 0,12%	Inferior	Superior
m ³				
12.906	18.143	35.808	12.652	69.680

Nota: El cálculo de estos volúmenes corresponden a integrar las curvas de la **Figura 5.47**.

La **Figura 5.52**, **Figura 5.53** y **Figura 5.54** muestran la curva de gasto sólido de fondo de entrada al sector de estudio calculado y la curva promedio de gasto sólido de fondo, asociada al hidrograma considerado, donde se observa el fenómeno de histéresis asociado al gasto sólido, pues para un caudal existen dos valores de gasto sólido, uno en la fase creciente del hidrograma y el otro en la fase decreciente de la crecida.

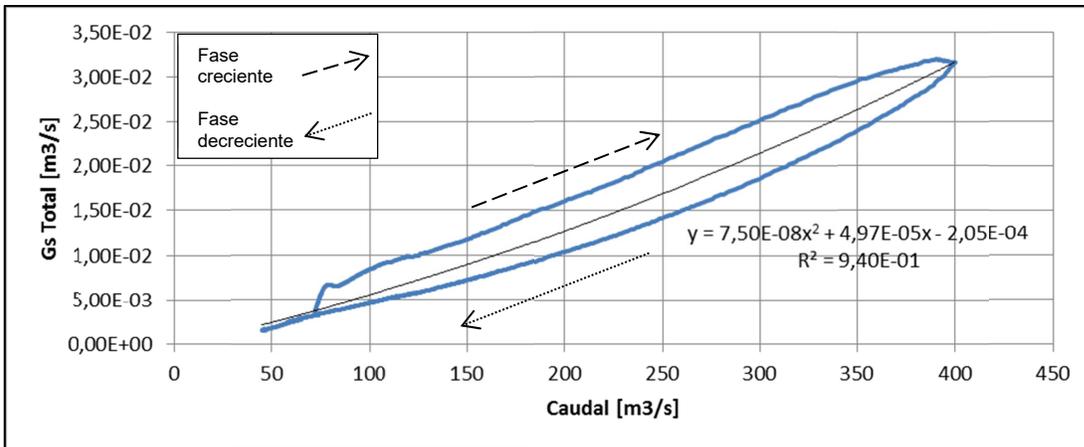


Figura 5.52 Gasto sólido de fondo en función del caudal – $i=0,037\%$.

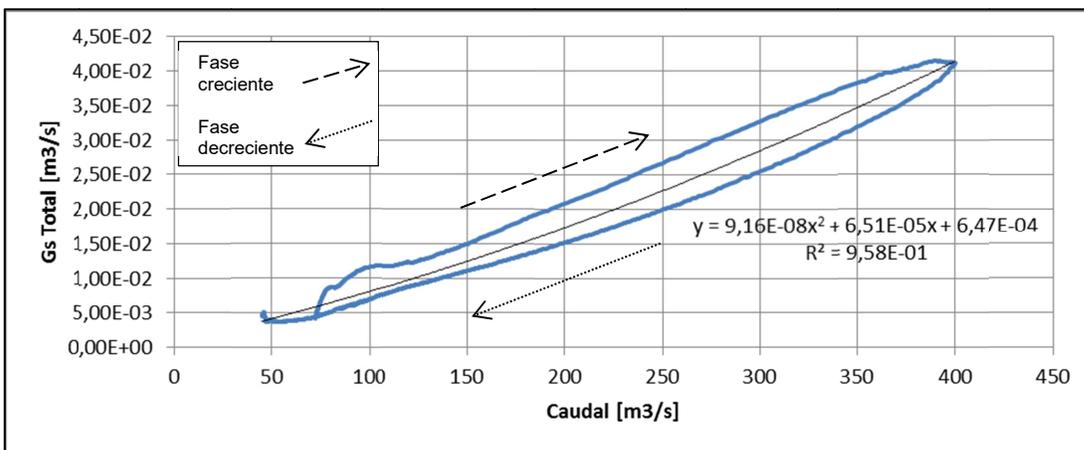


Figura 5.53 Gasto sólido de fondo en función del caudal – $i=0,05\%$.

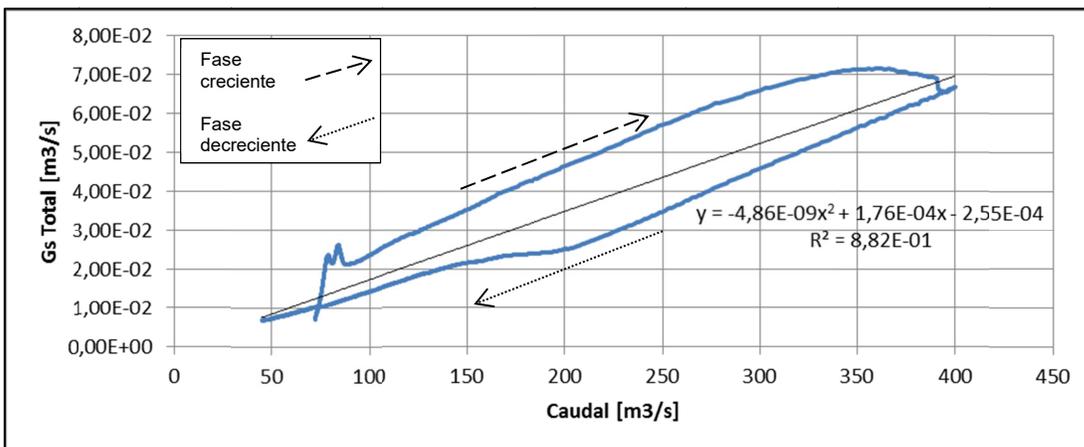


Figura 5.54 Gasto sólido de fondo en función del caudal – $i=0,12\%$.

5.4.4. Variación total del lecho

El sector de estudio experimenta en promedio una variación de -0,059 m, -0,052 m y 0,005 m respectivamente para cada caso. La influencia del gasto sólido de fondo en la modelación, se extiende hasta aproximadamente los 1.000 m. Luego el modelo prácticamente no experimenta variación entre los casos, salvo la apreciable alteración que se produce en el tramo final. Ello puede responder a los ajustes que realiza el modelo en el proceso de cálculo, más que a alguna razón física asociada a la diferencia de gasto sólido de fondo.

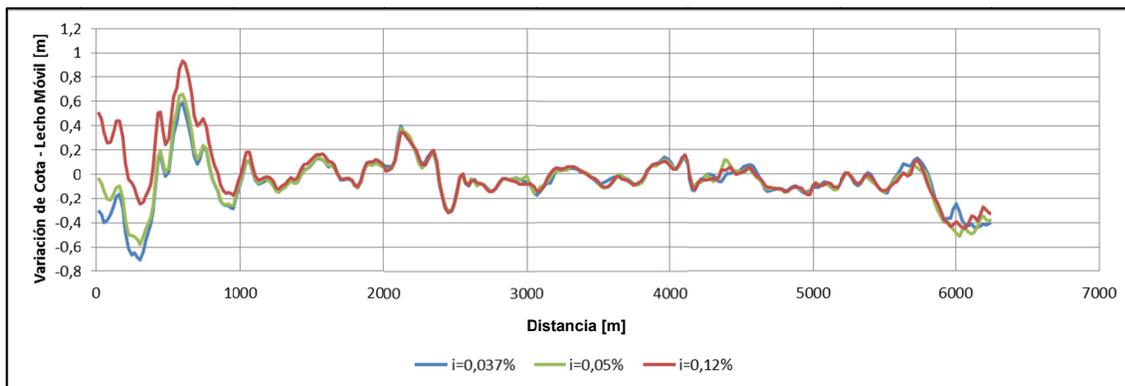


Figura 5.55 Promedio transversal de variación de cota de lecho en función de la distancia logitudinal.

En la **Figura 5.56** se muestra el ancho de la sección transversal de escurrimiento, donde se aprecia que poseen valores en un rango de 100 hasta 1300 m de ancho aproximado, por lo cual la variación de cota (**Figura 5.55**) no es capaz por sí sola de entregar la variación del volumen total en el área de estudio.

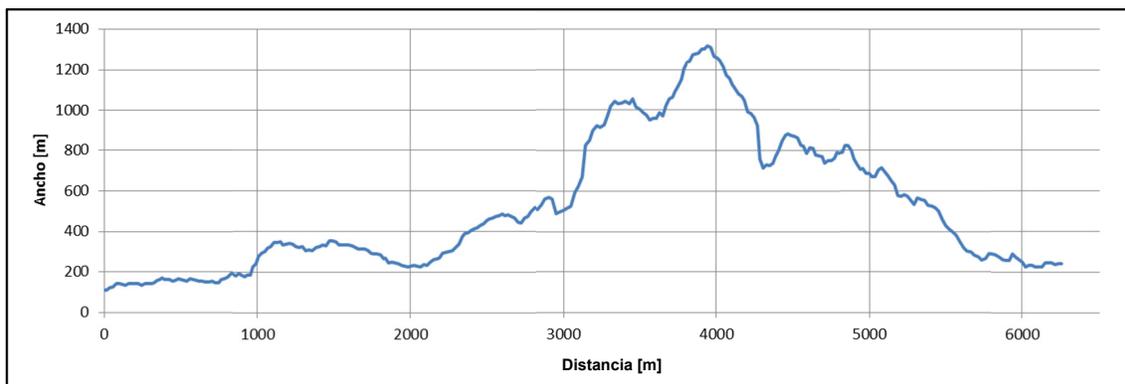


Figura 5.56 Ancho medio de sección afecto a escurrimiento.

La **Figura 5.57** muestra que la variación del volumen decae moderadamente hasta los 4.500 m aproximadamente en los casos de menor pendiente ($i = 0,037\%$ e $i = 0,05\%$), no así en el caso de mayor pendiente ($i = 0,12\%$) donde se extiende hasta los 5.000 m. Luego decae con mayor intensidad en el tramo final igual a los dos primeros casos.

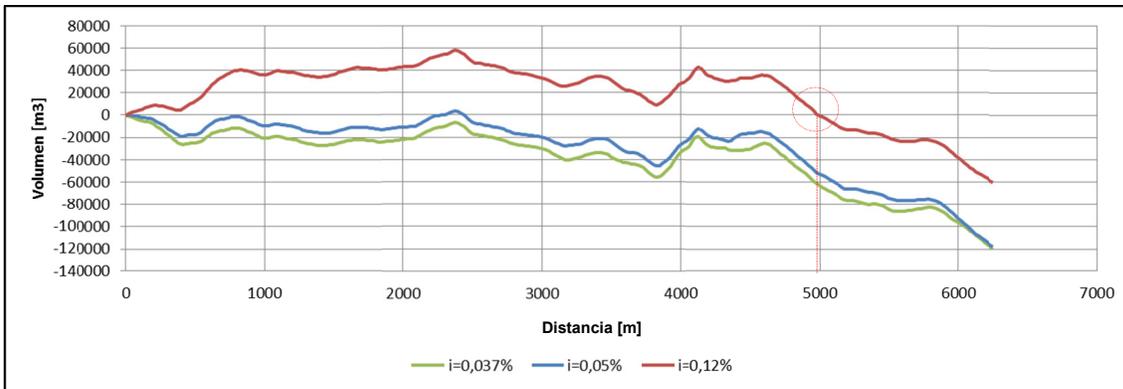


Figura 5.57 Variación de volumen acumulado en función de la distancia de los escenarios.

Al comparar el conjunto de casos del escenario de caudal formativo con los casos del escenario de caudal medio, es posible apreciar similar comportamiento, en el sentido de que ocurre un acomodo del nivel del lecho pues la batimetría inicial no corresponde a la de equilibrio para ningún caso, pero la evolución del lecho experimenta cambios mayores en magnitud y extensión al compararlo con el escenario de caudal medio.

La **Figura 5.58** muestra que el sector de estudio experimenta una tendencia generalizada a la degradación si se considera como parámetro la cota promedio de la sección transversal para todo el dominio, sin embargo el efecto se atenúa si se considera el ancho de las secciones transversales, pues no se trata de un río con ancho homogéneo.

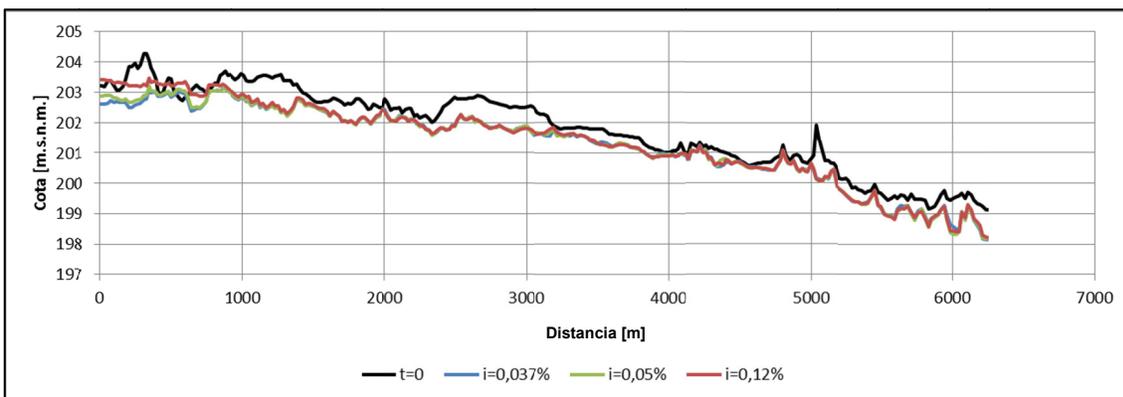


Figura 5.58 Elevación media de sección transversal afecta a escurrimiento.

Se puede observar en **Figura 5.59**, un conjunto de variaciones locales caracterizadas por la erosión en los tramos inicial, medio y final del sector de estudio y erosión en la cara externa de las curvas del río para el caso cuya pendiente de entrada es $i = 0,037\%$. Principalmente las variaciones locales se caracterizan por acumularse en sectores más hondos del río y erosionar aquellos que tienen menor profundidad en búsqueda de una altura uniforme, salvo en las curvas. Con el aumento del ancho por efecto de alza del nivel de escurrimiento, nuevas áreas se deforman, principalmente asociadas al tramo central.

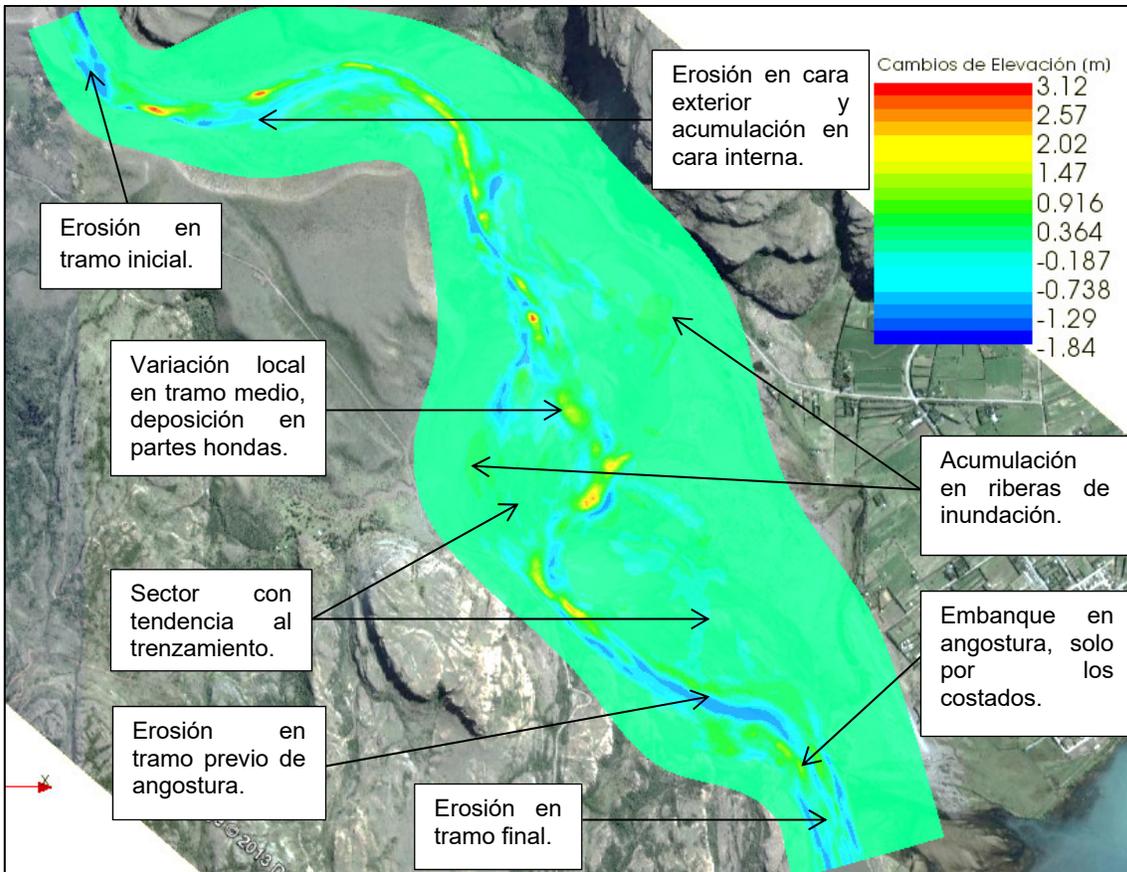


Figura 5.59 Variación de lecho en sector de estudio – $i=0,037\%$.

La **Figura 5.60** muestra el lecho en el tiempo inicial para todos los casos, mientras que la **Figura 5.61**, **Figura 5.62** y **Figura 5.63** muestran para el tiempo 450 hrs el lecho para cada caso. De modo de detallar de mejor manera los fenómenos que ocurren en el lecho, se presentan la **Figura 5.64**, **Figura 5.65**, **Figura 5.66** y **Figura 5.67** que muestran el tramo inicial del sector de estudio para el tiempo inicial y final para cada caso de estudio. La **Figura 5.68**, **Figura 5.69**, **Figura 5.70** y **Figura 5.71** muestran el tramo final del sector de estudio para el tiempo inicial y final para cada caso de estudio respectivamente. Las líneas de contorno de elevación de cada figura presentada, difieren 40 cm entre sí.

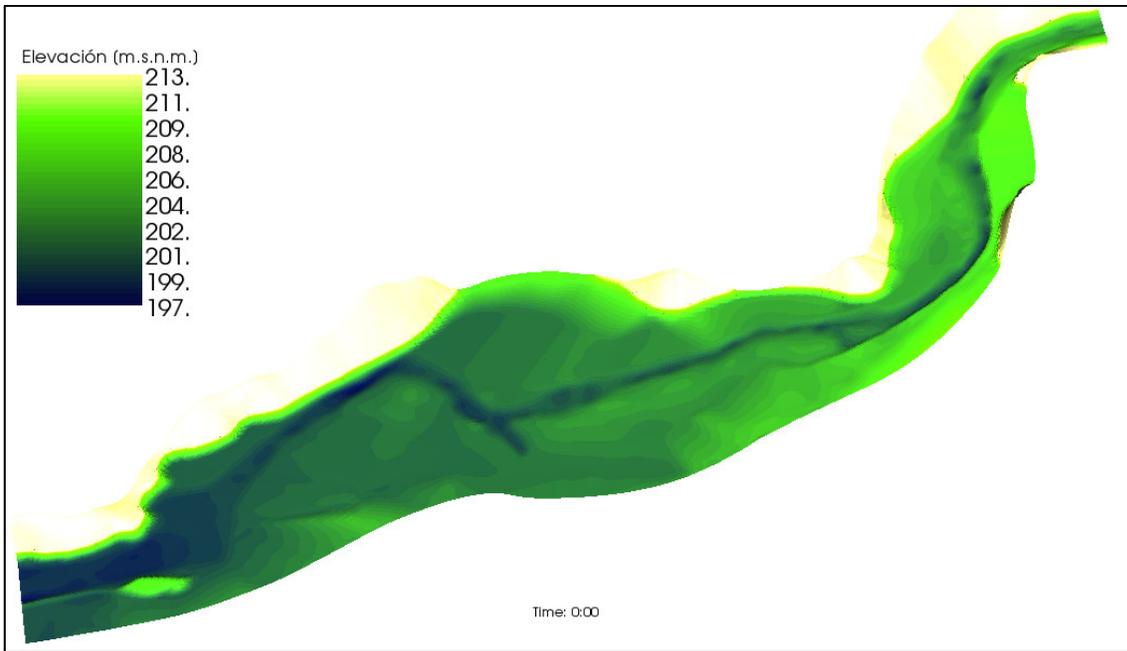


Figura 5.60 Lecho del sector de estudio en tiempo = 0 hrs.

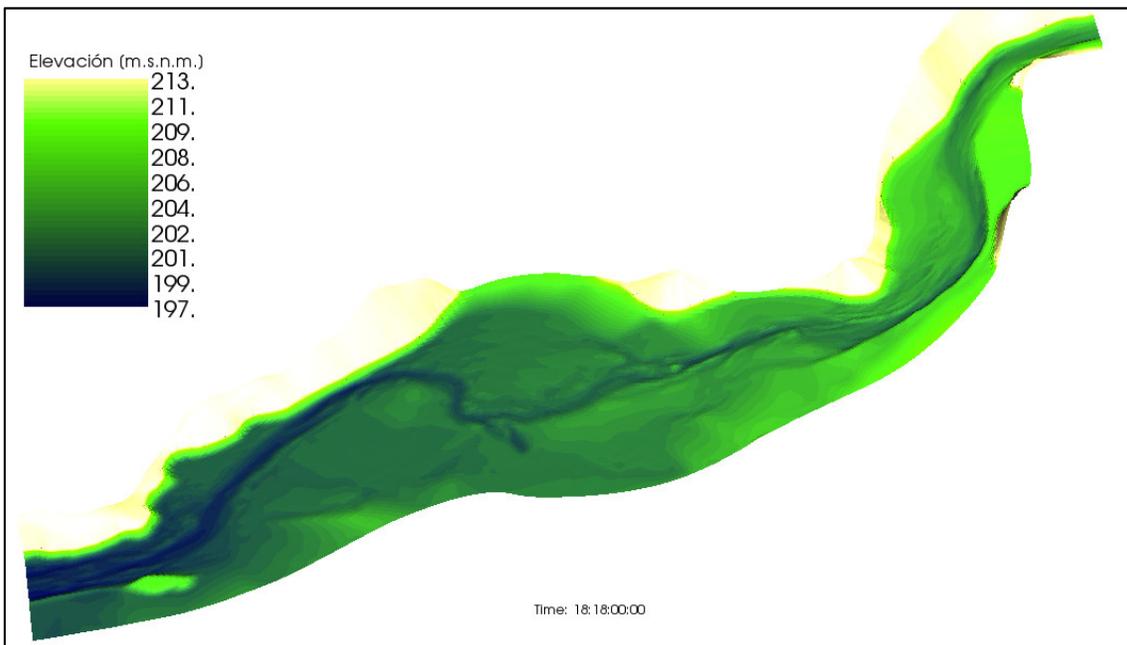


Figura 5.61 Lecho del sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,037\%$.

La **Figura 5.61**, **Figura 5.62** y **Figura 5.63** no muestran a simple vista mayor diferencia, ello pues la influencia del gasto sólido de fondo de entrada es apreciable en los primeros metros para el tiempo de estudio considerado.

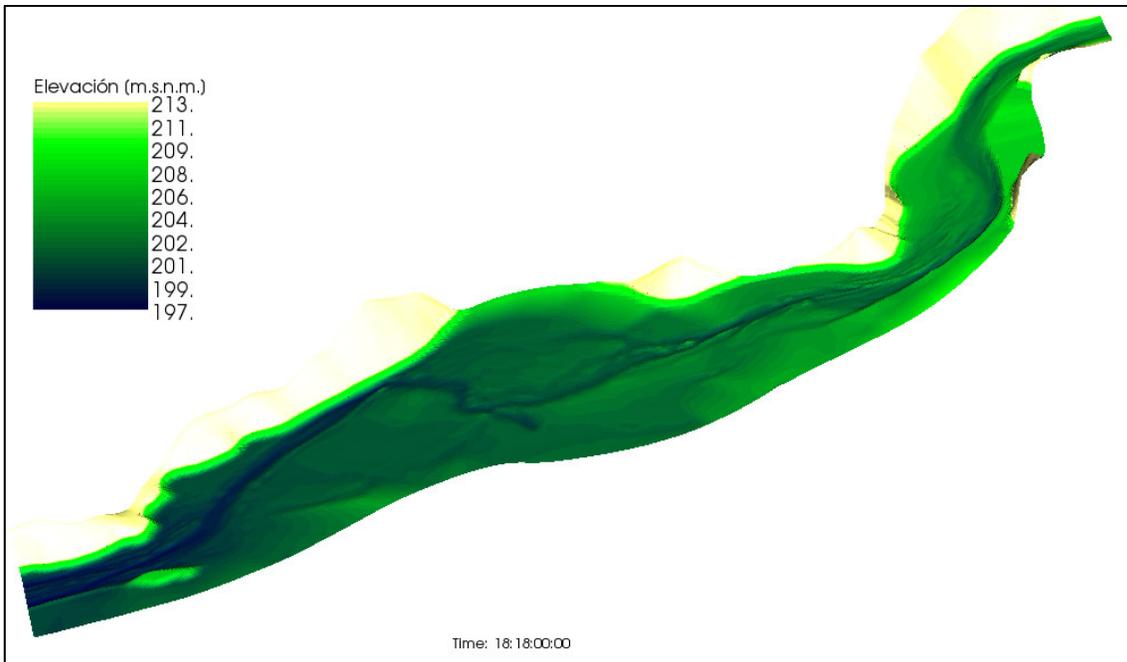


Figura 5.62 Lecho del sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,05\%$.

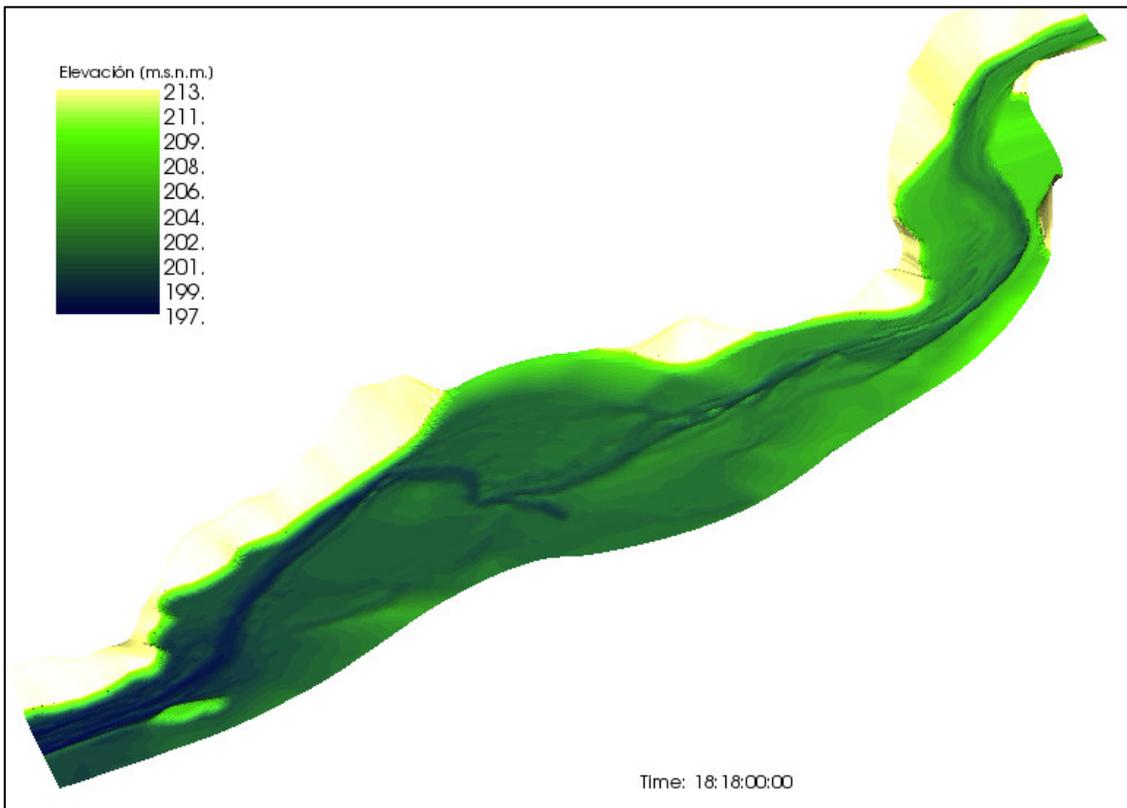


Figura 5.63 Lecho del sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,12\%$.

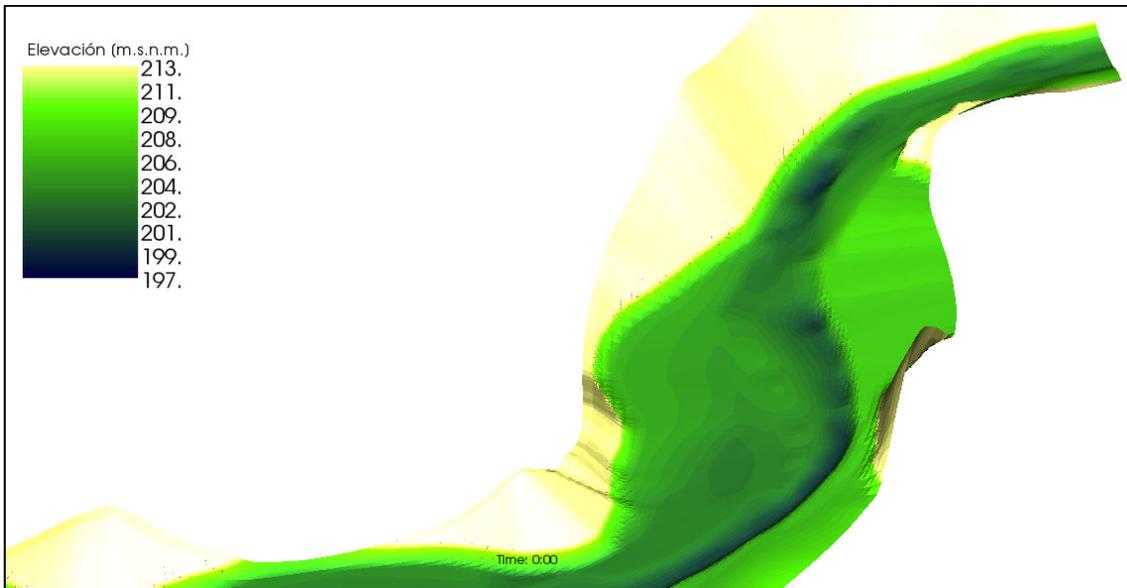


Figura 5.64 Lecho de tramo de entrada en sector de estudio en tiempo = 0 hrs.

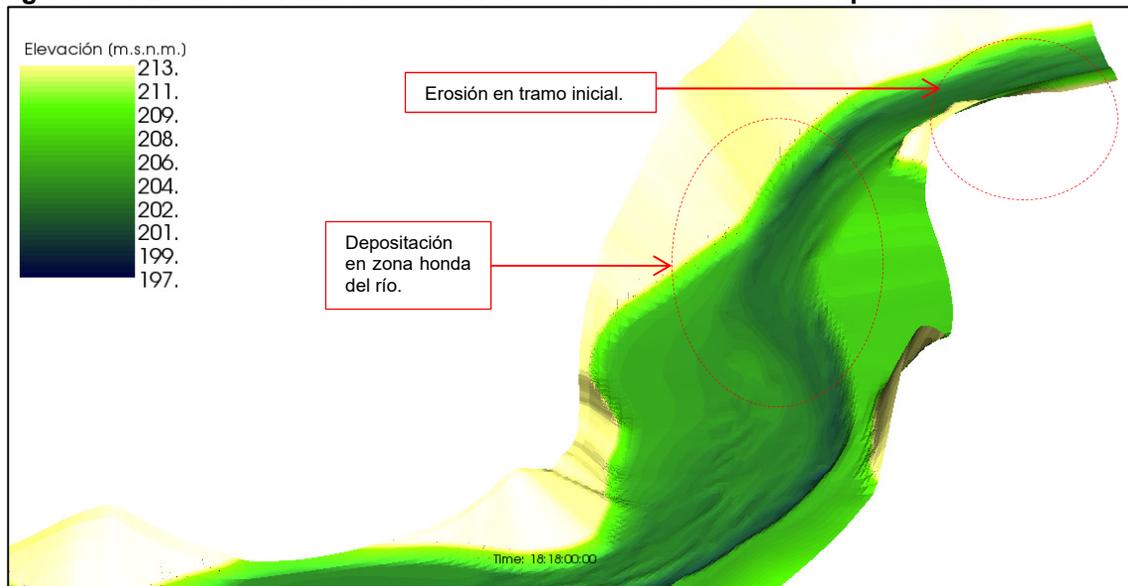


Figura 5.65 Lecho de tramo de entrada en sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,037\%$.

La **Figura 5.65**, **Figura 5.66** y **Figura 5.67** muestran que sectores más hondos sufren depositación de material y la cara interna de la curva también es afectada por depositación. Debido a los diferentes gastos sólidos de entrada, en los primeros metros ocurre para cada caso la erosión del lecho, salvo para el caso de mayor pendiente de entrada $i = 0,12\%$.

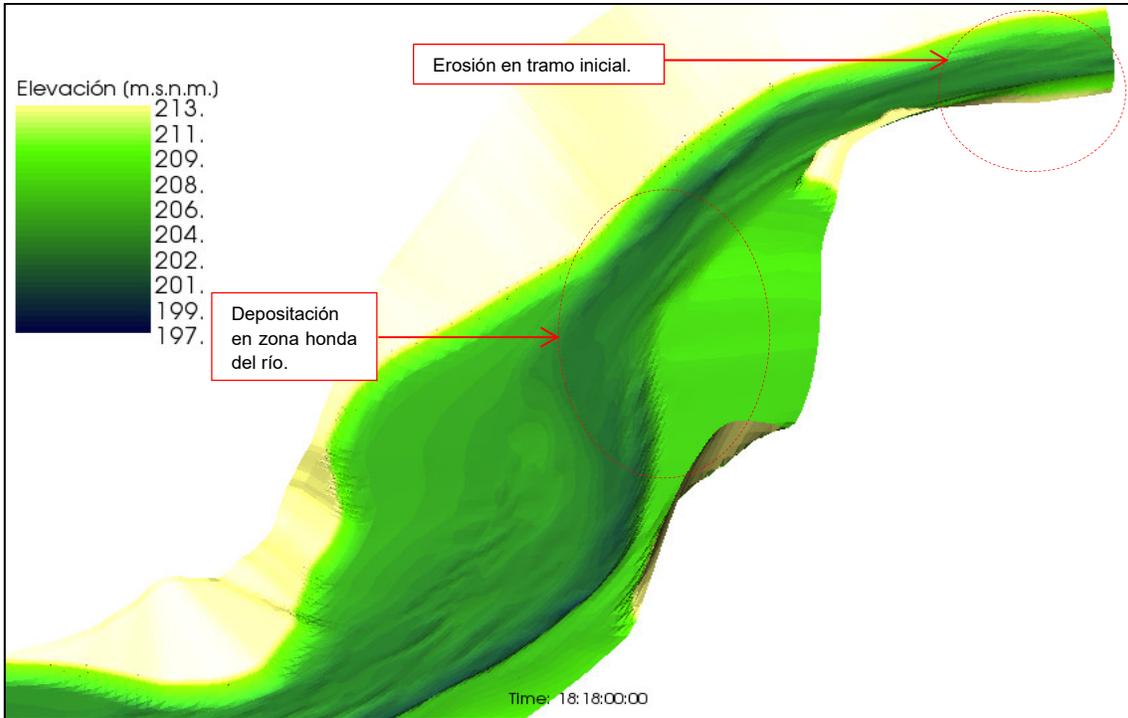


Figura 5.66 Lecho de tramo de entrada en sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,05\%$.

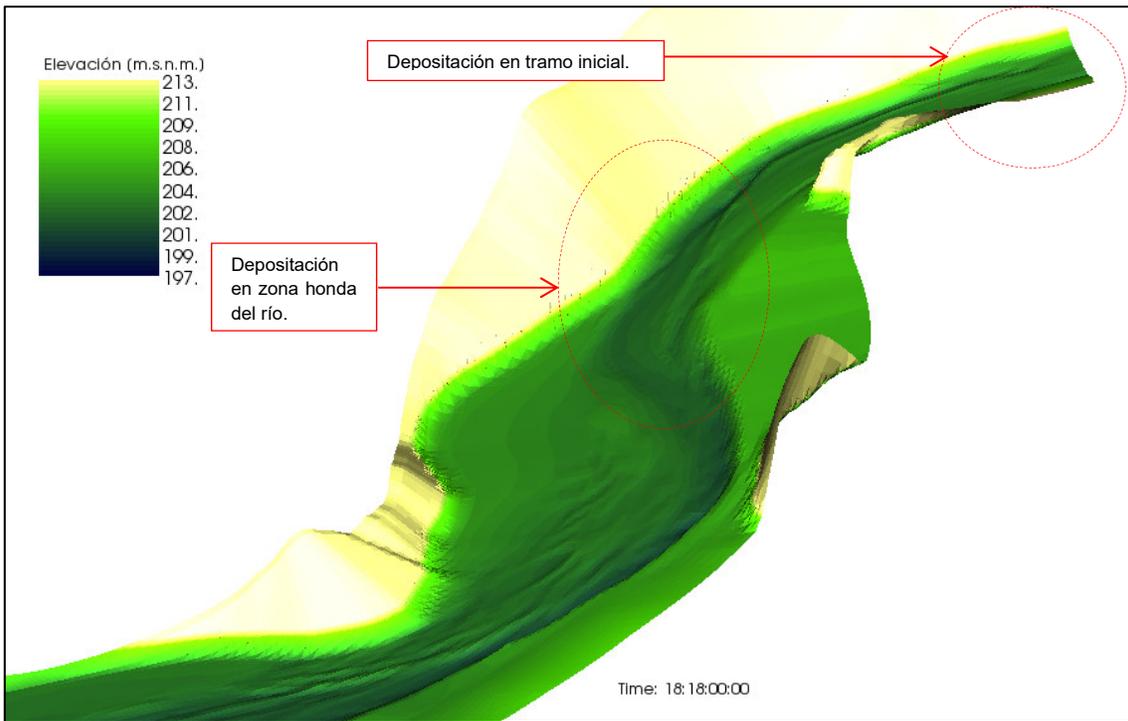


Figura 5.67 Lecho de tramo de entrada en sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,12\%$.

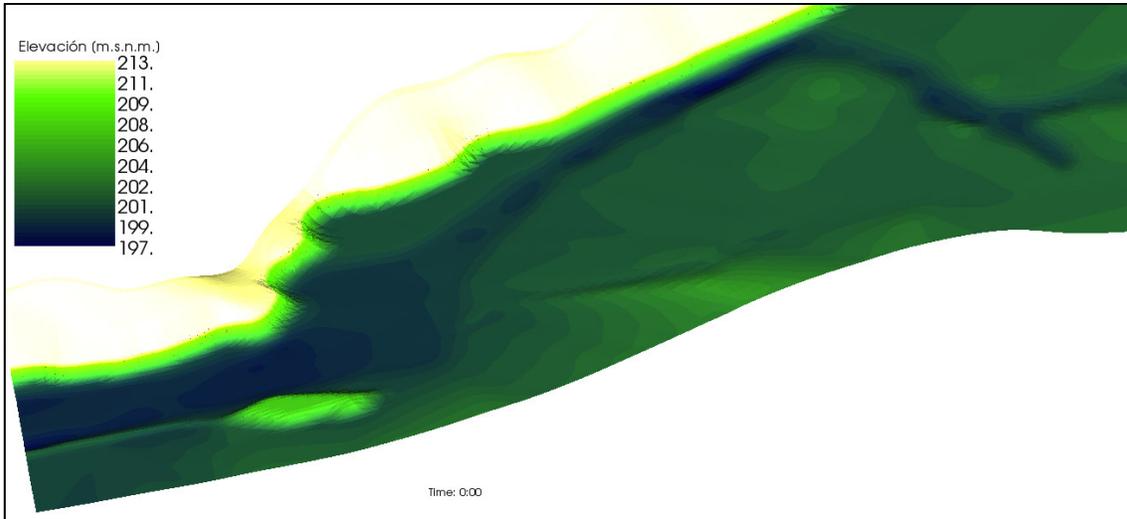


Figura 5.68 Lecho de tramo final en sector de estudio en tiempo = 0 hrs.

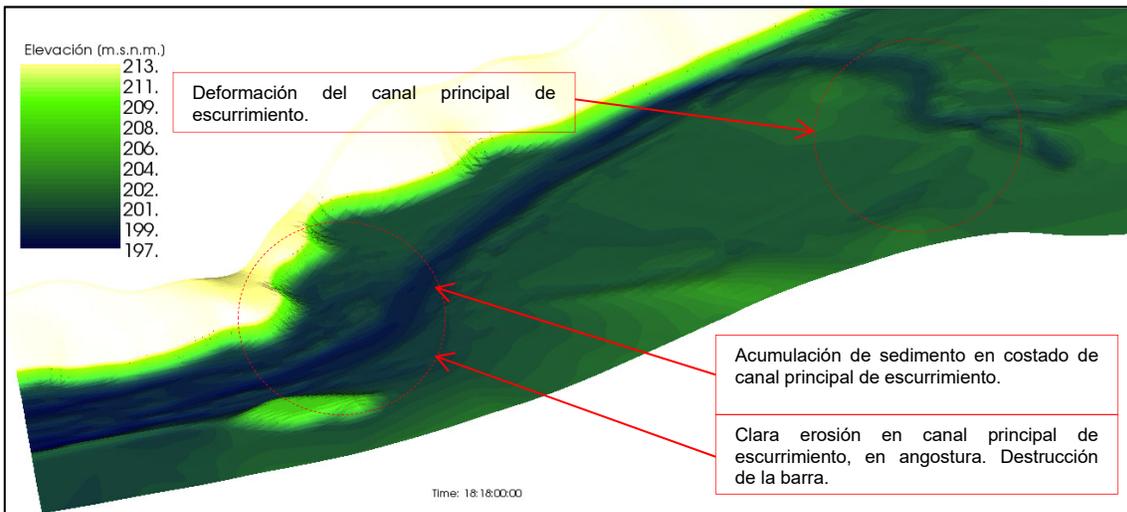


Figura 5.69 Lecho de tramo final en sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,037\%$.

El principal resultado asociado a este tramo de estudio, corresponde a la destrucción de la barra que para el escenario de caudal medio, en todos los casos modelados, se formaba en la angostura. En el escenario de crecida de caudal formativo, cuyo hidrograma tiene un valor máximo de $400 \text{ m}^3/\text{s}$, se tiene que dicha barra ubicada previa a la angostura, es destruida y se genera un canal principal de escurrimiento, tal como se puede observar en la **Figura 5.69**, **Figura 5.70** y **Figura 5.71**, lo que implica independencia del gasto sólido de entrada y por tanto dependencia del hidrograma pasante.

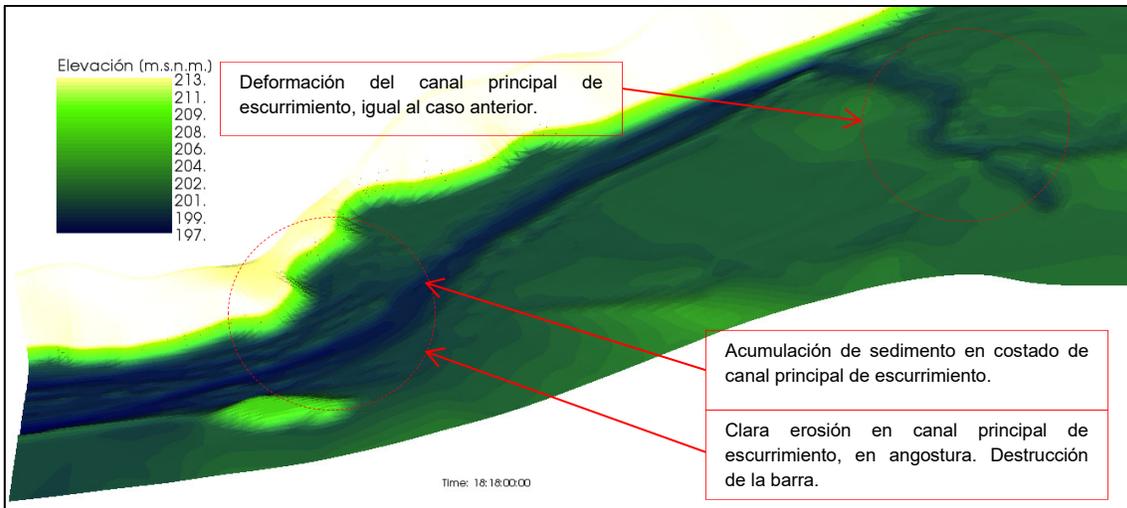


Figura 5.70 Lecho de tramo final en sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,05\%$.

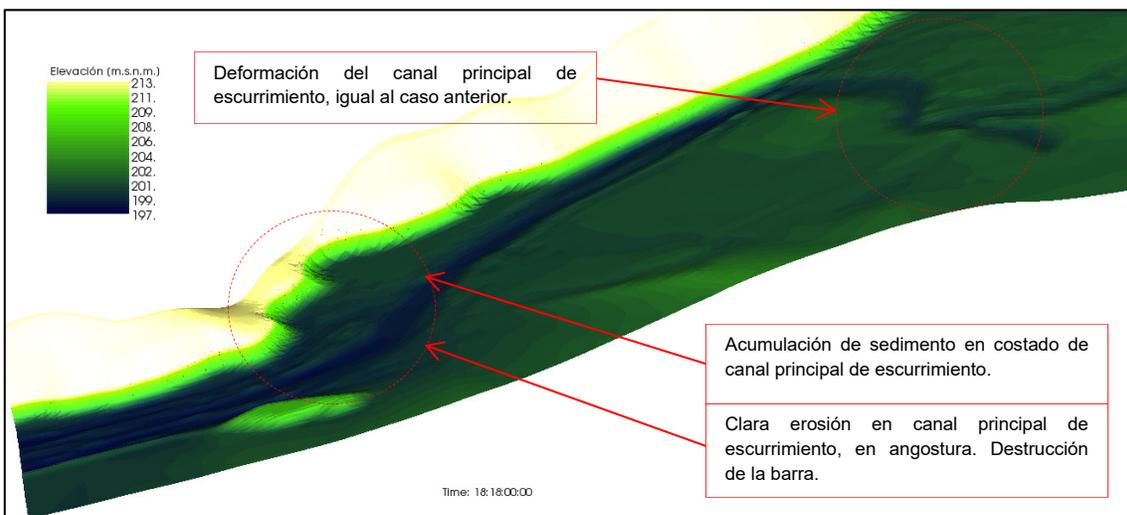


Figura 5.71 Lecho de tramo final en sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,12\%$.

5.4.5. Profundidad de escurrimiento

La profundidad de escurrimiento se mantiene estable en todo el sector de estudio cubriendo incluso las riberas de inundación en sector medio principalmente.

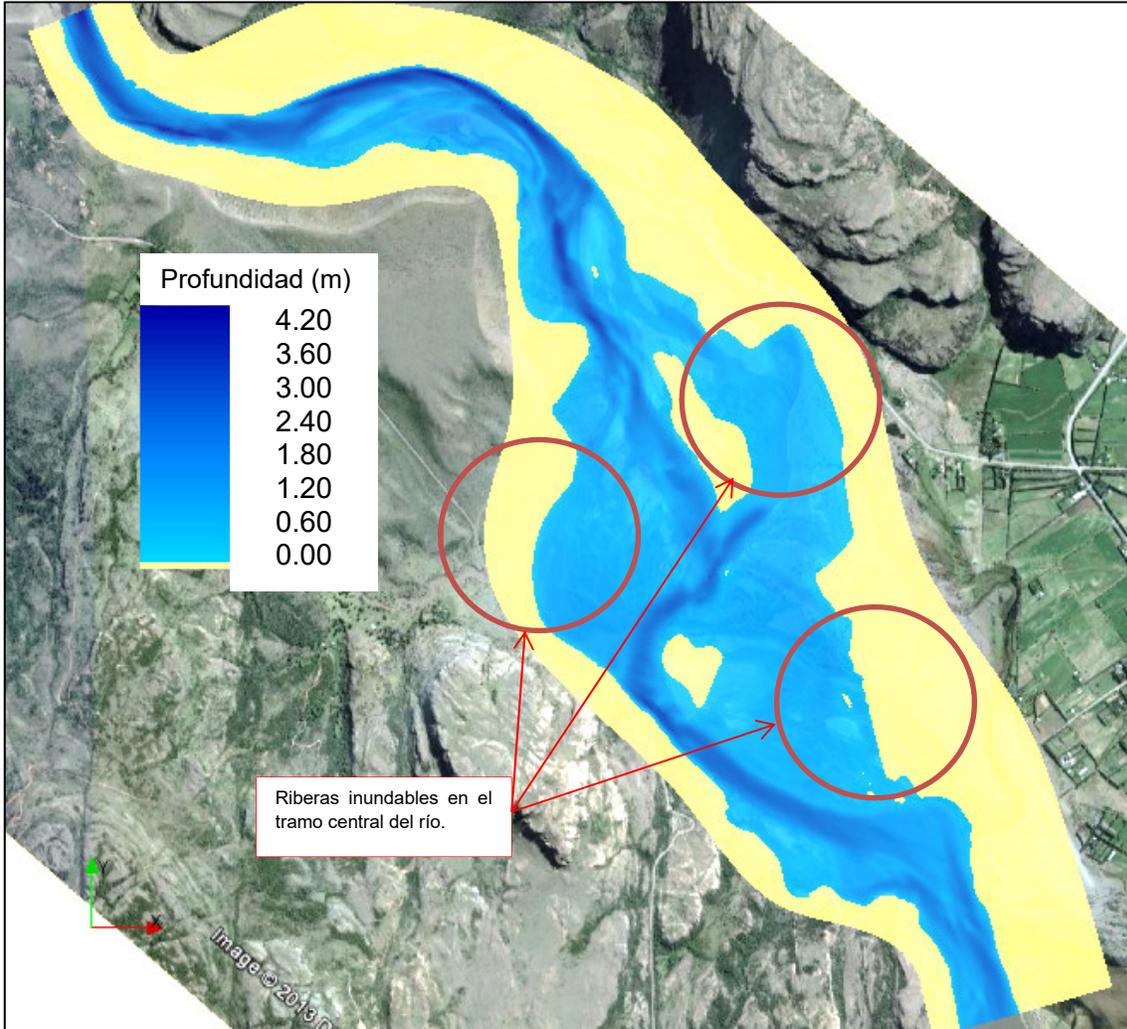


Figura 5.72 Profundidad de escurrimiento en caudal = 400 m³/s.

En las riberas inundables en el centro del sector de estudio, se forma un flujo trenzado producto de la erosión experimentada en la crecida del tramo, producido por el aumento del nivel de agua. Por tanto, este tipo de crecidas influye en la morfo-evolución de las riberas y las afecta en general con depositaciones de material y generación de formas de fondo.

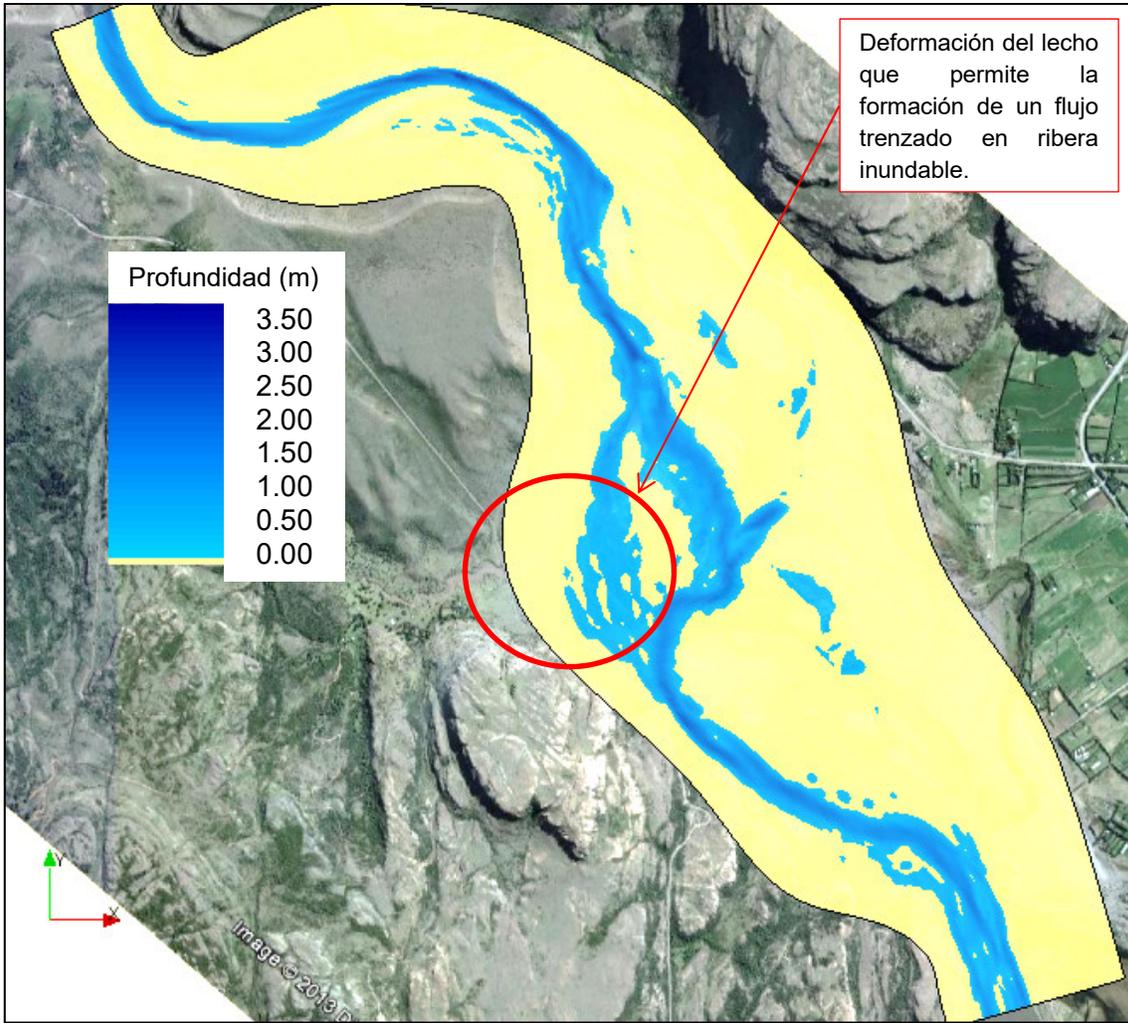


Figura 5.73 Profundidad de escurrimiento en tiempo = 450 hrs y caudal = 72 m³/s.

5.5. Escenario III – $Q_T = 25$ años

Este escenario consideró los parámetros de cálculo común, antes mencionado y el hidrograma de crecida de periodo de retorno de 25 años cuyo caudal máximo es de $1.110 \text{ m}^3/\text{s}$. La idea central de este escenario es analizar la respuesta del lecho frente al paso de una crecida de gran magnitud, con una entrada de gasto sólido de fondo variable, con una pendiente de ajuste de 0,028%, 0,05% y 0,12%.

5.5.1. Hidrograma adoptado

El hidrograma considerado en este escenario corresponde al deducido en el título **Crecida de periodo de retorno 25 años** el cual se muestra en **Figura 5.74**. Se ha considerado un tiempo total de estudio de 450 hrs lo que equivale a 18,75 días.

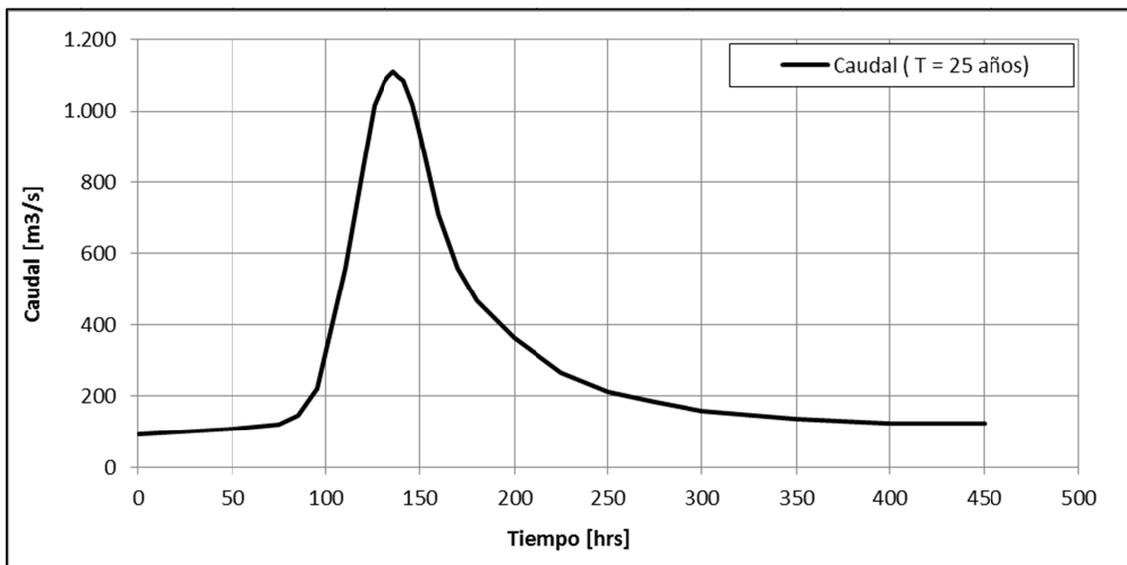


Figura 5.74 Hidrograma de crecida modelada de periodo de retorno $T = 25$ años

Los valores del hidrograma se presentan en **Tabla 5.12**.

Tabla 5.12 Hidrograma de crecida modelada de periodo de retorno T = 25 años.

Tiempo	Caudal	Caudal
hrs	adimensional medio	m ³ /s
0	0,08	93
50	0,10	109
75	0,11	120
85	0,13	145
95	0,20	221
110	0,50	558
120	0,76	842
126	0,91	1014
131	0,97	1081
133	0,99	1095
136	1,00	1110
139	0,99	1095
141	0,98	1086
146	0,92	1019
150	0,84	932
160	0,64	709
170	0,50	558
180	0,42	467
200	0,33	362
225	0,24	265
250	0,19	213
275	0,16	183
300	0,14	159
350	0,12	136
400	0,11	125
450	0,11	124

5.5.2. Gasto sólido de fondo de entrada

La **Figura 5.75** muestra la comparación de gasto sólido de fondo en la sección de entrada del sector de estudio resultante de la modelación para cada uno de los escenarios, donde además se muestra la banda con sus valores inferior y superior. En este rango de caudales, no se aprecia coincidencia para todo el tiempo de simulación entre los valores de gasto sólido de fondo calculados con los de la banda de gasto sólido de fondo en ensanche. Se observa cierta correspondencia entre el gasto sólido de fondo para los casos calculados con los límites de la banda entre los tiempos 0 a 100 hrs y luego en el intervalo 250 a 450 hrs, el que coincide con caudales menores a 200 m³/s. Para el intervalo de tiempo 100 a 250 hrs, se produce una clara diferencia en la tendencia de las curvas del gasto sólido de fondo calculado con los límites interior y superior de la banda. Esto se debe a que los caudales en ese intervalo de tiempo superan los 200 m³/s, lo que es posible apreciar en el hidrograma presentado en la **Figura 5.74**. Ante el aumento del caudal en el sector de ensanche, se genera un aumento de la altura de

escurrimiento en el ensanche debido al control hidráulico del vertedero, lo que a su vez conduce al descenso de las velocidades de escurrimiento y por lo tanto un descenso en el gasto sólido de fondo en el ensanche. No resulta relevante que el gasto sólido de fondo calculado no quede contenido en un intervalo de tiempo por los valores inferior y superior de la banda en ensanche, ya que la banda fue pensada de modo de acotar el volumen de sólidos que son transportados por un evento de crecida, dado que tienen condiciones de escurrimiento diferente ante el paso de una misma crecida (se explica con mayor detalle en subcapítulo 5.5.3).

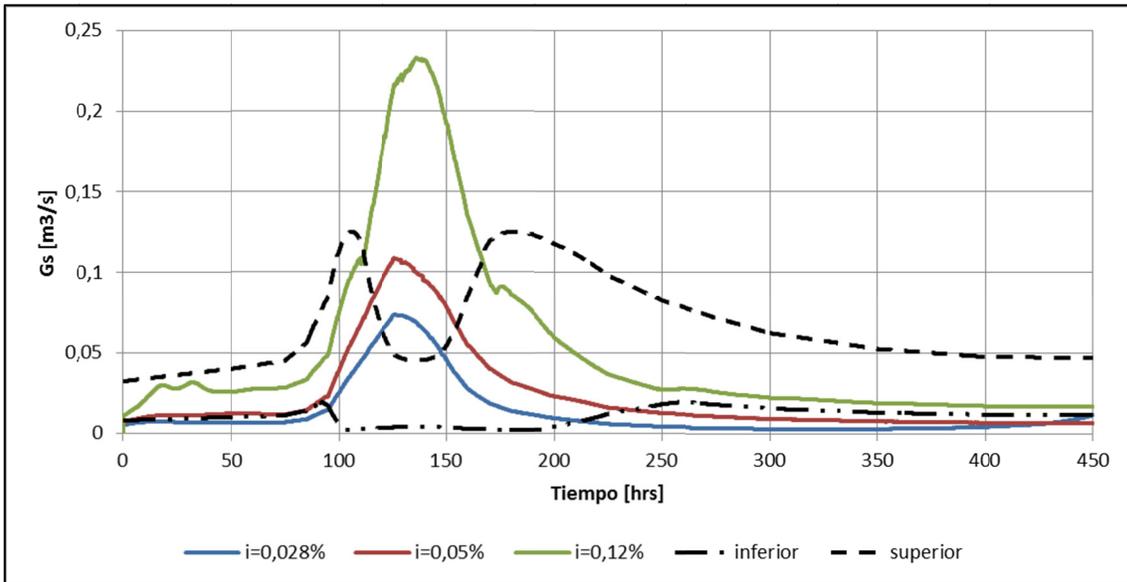


Figura 5.75 Comparativo de gasto sólido de fondo en seccion de entrada.

La Figura 5.76, Figura 5.77 y Figura 5.78 muestran la distribución en la sección transversal de entrada del gasto sólido de fondo, para varios tiempos, el cual no es constante en toda la sección. Se observa claramente la influencia la correlación del caudal con el gasto sólido de fondo.

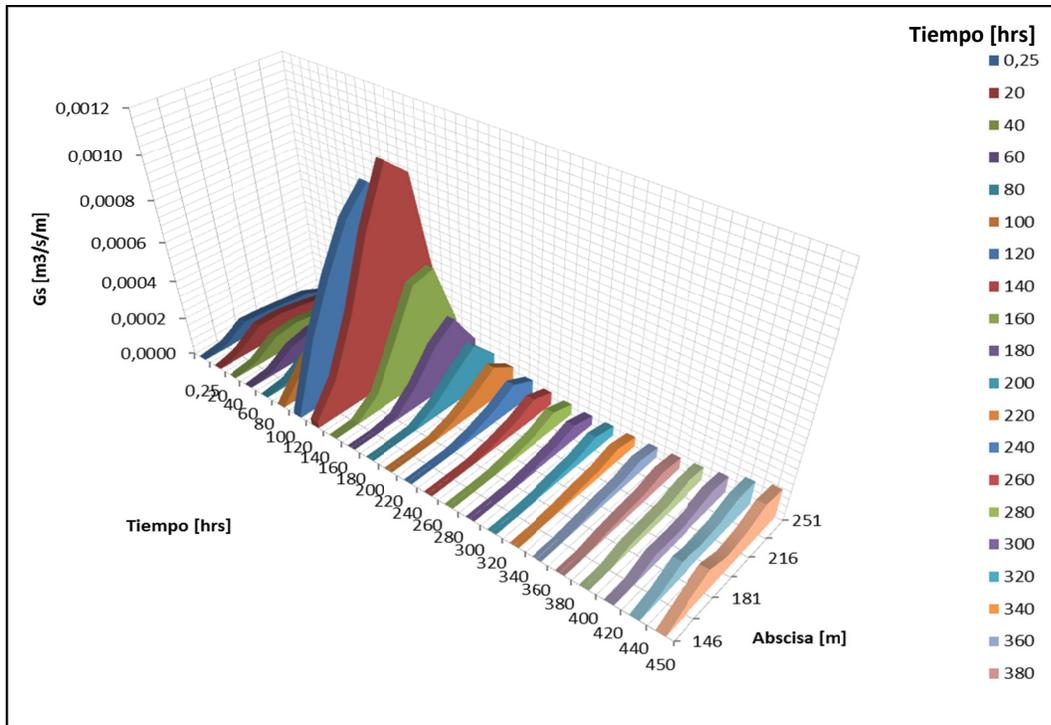


Figura 5.76 Gasto sólido de fondo en sección transversal de entrada – $i = 0,028\%$.

Tabla 5.13 Gasto sólido de fondo en sección transversal de entrada – $i = 0,028\%$.

Abscisa	145,8	163,3	180,8	198,2	215,7	233,2	250,7		
Tiempo	Gs Sección 24	Gs Sección 27	Gs Sección 30	Gs Sección 33	Gs Sección 36	Gs Sección 39	Gs Sección 42	Gs Total	Caudal
hrs	m³/m/s	m³/s	m³/s						
0,25	0	1,89E-05	8,20E-05	7,56E-05	6,23E-05	4,86E-05	0,00E+00	5,02E-03	93
20	0	3,09E-05	1,08E-04	1,10E-04	9,24E-05	6,83E-05	3,33E-07	7,15E-03	99
40	0	2,06E-05	9,23E-05	1,08E-04	9,23E-05	6,04E-05	0,00E+00	6,53E-03	106
60	0	1,80E-05	8,70E-05	1,15E-04	1,07E-04	6,60E-05	3,38E-09	6,87E-03	113
80	0	1,84E-05	8,83E-05	1,31E-04	1,33E-04	8,06E-05	2,70E-07	7,88E-03	133
100	0	1,34E-04	2,67E-04	3,57E-04	3,82E-04	2,95E-04	4,06E-05	2,54E-02	333
120	1,91E-05	3,52E-04	6,00E-04	8,11E-04	9,28E-04	8,05E-04	2,42E-04	6,34E-02	842
140	3,23E-05	1,89E-04	4,55E-04	7,98E-04	1,05E-03	9,55E-04	3,55E-04	6,37E-02	1091
160	0	5,59E-06	8,76E-05	2,97E-04	5,21E-04	5,46E-04	2,20E-04	2,74E-02	709
180	0	0,00E+00	1,56E-05	1,14E-04	2,54E-04	3,31E-04	1,55E-04	1,38E-02	467
200	0	0,00E+00	5,97E-06	6,49E-05	1,58E-04	2,41E-04	1,23E-04	9,28E-03	362
220	0	0,00E+00	2,57E-06	3,96E-05	1,00E-04	1,74E-04	1,01E-04	6,41E-03	284
240	0	0,00E+00	1,65E-06	2,83E-05	7,04E-05	1,33E-04	7,92E-05	4,77E-03	234
260	0	0,00E+00	1,65E-06	2,39E-05	5,46E-05	1,07E-04	6,84E-05	3,88E-03	201
280	0	0,00E+00	2,15E-06	2,29E-05	4,66E-05	9,26E-05	5,79E-05	3,38E-03	178
300	0	0,00E+00	2,81E-06	2,18E-05	4,03E-05	8,07E-05	5,04E-05	2,99E-03	159
320	0	0,00E+00	5,06E-06	2,42E-05	3,94E-05	7,69E-05	5,20E-05	3,00E-03	150
340	0	0,00E+00	8,15E-06	2,65E-05	3,85E-05	7,29E-05	5,12E-05	3,00E-03	141
360	0	0,00E+00	1,33E-05	3,01E-05	3,96E-05	7,23E-05	5,48E-05	3,19E-03	134
380	0	0,00E+00	2,25E-05	3,56E-05	4,41E-05	7,56E-05	6,15E-05	3,65E-03	129
400	0	3,59E-07	3,54E-05	4,25E-05	5,03E-05	8,22E-05	7,13E-05	4,31E-03	125
420	0	5,25E-06	5,67E-05	5,37E-05	6,24E-05	9,65E-05	8,68E-05	5,56E-03	125
440	0	3,45E-05	9,81E-05	7,63E-05	8,86E-05	1,29E-04	1,27E-04	8,57E-03	124
450	0	7,54E-05	1,35E-04	9,51E-05	1,15E-04	1,68E-04	1,54E-04	1,16E-02	124

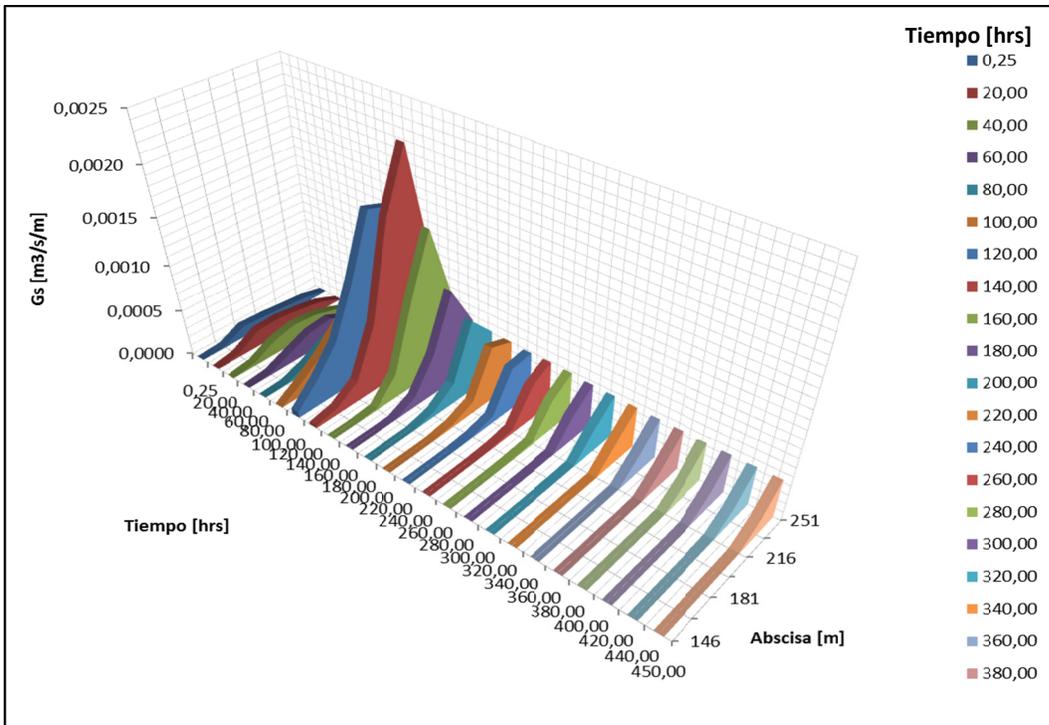


Figura 5.77 Gasto sólido de fondo en sección transversal de entrada – $i = 0,05\%$.

Tabla 5.14 Gasto sólido de fondo en sección transversal de entrada – $i = 0,05\%$.

Abscisa	145,8	163,3	180,8	198,2	215,7	233,2	250,7		
Tiempo	Gs Sección 24	Gs Sección 27	Gs Sección 30	Gs Sección 33	Gs Sección 36	Gs Sección 39	Gs Sección 42	Gs Total	Caudal
hrs	m³/m/s	m³/s	m³/s						
0,25	0	1,61E-05	1,18E-04	1,05E-04	8,16E-05	5,92E-05	0,00E+00	6,65E-03	93
20,00	0	3,98E-05	1,71E-04	1,79E-04	1,44E-04	1,00E-04	5,62E-08	1,11E-02	99
40,00	0	3,29E-05	1,49E-04	2,00E-04	1,77E-04	1,05E-04	3,67E-07	1,16E-02	106
60,00	0	2,28E-05	1,19E-04	2,13E-04	2,34E-04	1,25E-04	8,01E-07	1,25E-02	113
80,00	0	1,16E-05	9,31E-05	2,15E-04	2,78E-04	1,46E-04	6,55E-07	1,30E-02	133
100,00	0	1,41E-04	3,08E-04	5,27E-04	7,09E-04	5,43E-04	5,92E-05	3,95E-02	333
120,00	6,34E-05	2,81E-04	5,51E-04	1,06E-03	1,67E-03	1,59E-03	4,73E-04	9,49E-02	842
140,00	2,60E-05	7,18E-05	2,19E-04	7,17E-04	1,68E-03	2,26E-03	9,20E-04	9,47E-02	1091
180,00	0	0,00E+00	9,34E-07	1,05E-04	4,34E-04	9,89E-04	5,45E-04	3,15E-02	467
200,00	0	0,00E+00	0,00E+00	5,58E-05	2,16E-04	7,76E-04	5,17E-04	2,28E-02	362
220,00	0	0,00E+00	0,00E+00	3,11E-05	1,23E-04	5,89E-04	5,04E-04	1,74E-02	284
240,00	0	0,00E+00	0,00E+00	1,59E-05	7,13E-05	4,59E-04	4,86E-04	1,38E-02	234
260,00	0	0,00E+00	0,00E+00	1,09E-05	4,50E-05	3,75E-04	4,90E-04	1,18E-02	201
280,00	0	0,00E+00	0,00E+00	6,01E-06	2,59E-05	3,26E-04	4,82E-04	1,05E-02	178
300,00	0	0,00E+00	0,00E+00	2,54E-06	1,22E-05	2,77E-04	4,64E-04	9,15E-03	159
320,00	0	0,00E+00	0,00E+00	1,43E-06	7,56E-06	2,56E-04	4,57E-04	8,63E-03	150
340,00	0	0,00E+00	0,00E+00	3,67E-07	4,13E-06	2,32E-04	4,47E-04	8,03E-03	141
360,00	0	0,00E+00	0,00E+00	1,83E-07	3,25E-06	2,08E-04	4,40E-04	7,54E-03	134
380,00	0	0,00E+00	0,00E+00	4,03E-08	3,01E-06	1,95E-04	4,34E-04	7,25E-03	129
400,00	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	3,75E-06	1,74E-04	4,27E-04	6,85E-03	125
420,00	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	5,42E-06	1,68E-04	4,28E-04	6,77E-03	125
440,00	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	6,57E-06	1,61E-04	4,27E-04	6,66E-03	124
450,00	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	7,87E-06	1,61E-04	4,27E-04	6,69E-03	124

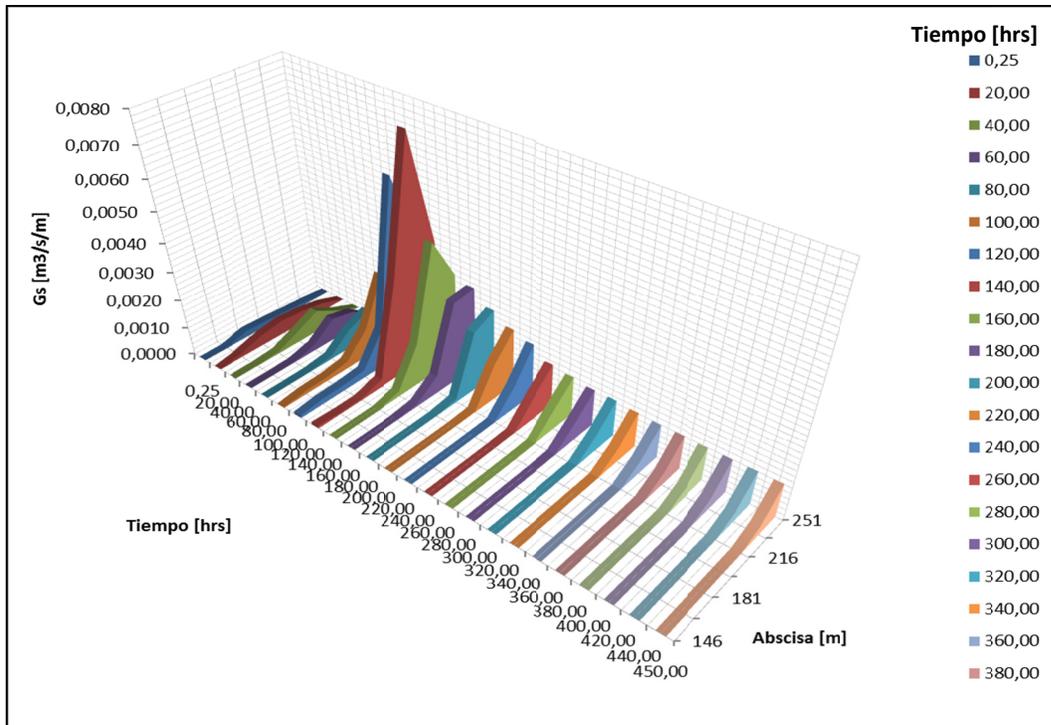


Figura 5.78 Gasto sólido de fondo en sección transversal de entrada – $i = 0,12\%$.

Tabla 5.15 Gasto sólido de fondo en sección transversal de entrada – $i = 0,12\%$.

Abscisa	145,8	163,3	180,8	198,2	215,7	233,2	250,7		
Tiempo	Gs Sección 24	Gs Sección 27	Gs Sección 30	Gs Sección 33	Gs Sección 36	Gs Sección 39	Gs Sección 42	Gs Total	Caudal
hrs	m ³ /m/s	m ³ /s	hrs						
0,00	0	0	0	0	0	0	0	0	93
20,00	0	1,34E-04	3,57E-04	4,78E-04	4,17E-04	2,81E-04	1,05E-05	2,92E-02	99
40,00	0	1,07E-05	6,87E-05	3,88E-04	7,32E-04	3,06E-04	3,09E-06	2,64E-02	106
60,00	0	4,34E-06	2,72E-05	2,10E-04	7,53E-04	5,79E-04	2,86E-06	2,75E-02	113
80,00	0	5,40E-06	1,52E-05	1,09E-04	6,62E-04	9,66E-04	1,67E-05	3,09E-02	133
100,00	0	1,21E-04	1,41E-04	2,46E-04	9,63E-04	2,57E-03	5,48E-04	7,56E-02	333
120,00	9,29E-05	1,88E-04	2,00E-04	2,70E-04	1,32E-03	6,04E-03	3,68E-03	1,73E-01	842
140,00	9,34E-05	5,01E-05	5,24E-05	2,79E-04	3,29E-03	7,59E-03	3,85E-03	2,31E-01	1091
160,00	0	0,00E+00	0,00E+00	1,81E-04	1,43E-03	4,48E-03	3,03E-03	1,33E-01	709
180,00	0	0,00E+00	0,00E+00	8,98E-05	6,03E-04	2,79E-03	2,85E-03	8,58E-02	467
200,00	0	0,00E+00	0,00E+00	5,38E-06	1,09E-04	2,07E-03	2,41E-03	5,91E-02	362
220,00	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	4,37E-05	1,25E-03	2,05E-03	4,04E-02	284
240,00	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1,49E-05	7,96E-04	1,85E-03	3,03E-02	234
260,00	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	2,35E-05	8,19E-04	1,48E-03	2,76E-02	201
280,00	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1,65E-05	7,19E-04	1,38E-03	2,49E-02	178
300,00	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1,09E-05	6,17E-04	1,29E-03	2,22E-02	159
320,00	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	9,51E-06	5,60E-04	1,29E-03	2,12E-02	150
340,00	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	7,08E-06	4,98E-04	1,24E-03	1,96E-02	141
360,00	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	6,71E-06	4,65E-04	1,20E-03	1,87E-02	134
380,00	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	5,30E-06	4,19E-04	1,20E-03	1,79E-02	129
400,00	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	4,59E-06	3,83E-04	1,19E-03	1,72E-02	125
420,00	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	4,83E-06	3,68E-04	1,20E-03	1,70E-02	125
440,00	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	4,53E-06	3,54E-04	1,21E-03	1,69E-02	124
450,00	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	4,50E-06	3,49E-04	1,21E-03	1,68E-02	124

5.5.3. Curva de gasto sólido de fondo en función del caudal

En términos del gasto sólido, la **Figura 5.79** muestra que todos los casos no quedan contenidos dentro de la banda previamente definida, esto ocurre en el intervalo limitado por los caudales 90 m³/s y 230 m³/s. El gasto sólido de fondo calculado queda contenido por la banda, en el intervalo de caudales definidos por los 230 m³/s y 610 m³/s. Finalmente, desde el caudal 610 m³/s en adelante, el gasto sólido de fondo calculado supera el gasto sólido de fondo definido por el límite superior de la banda. Esto se debe al comportamiento que tiene el gasto sólido de fondo en función del caudal en el sector de ensanche, que se expone la **Figura 5.10**, donde la influencia del vertedero regula el flujo en el ensanche y por tanto el gasto sólido de fondo. Sin embargo, al considerar el volumen como variable, que corresponde a la integral en el tiempo del gasto sólido de fondo (calculado para cada caso y los límites superior e inferior), se observa que todos los casos quedan contenidos en términos de volumen por la banda definida por el límite superior e inferior, lo cual se presenta en la **Tabla 5.16**.

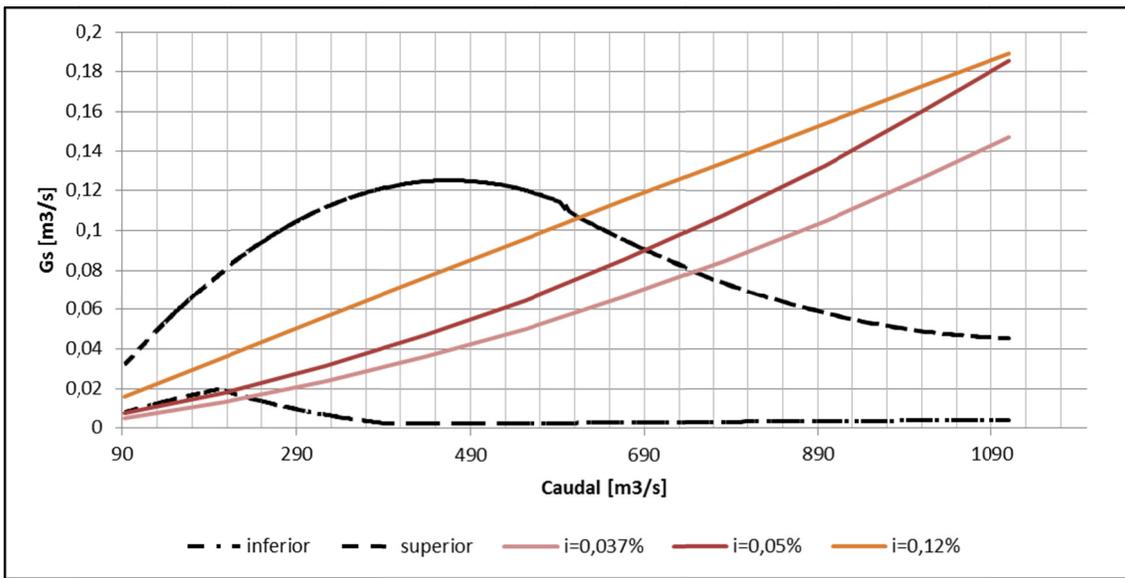


Figura 5.79 Comparativo de gasto sólido de fondo – Estimados en ensanche y calculados en seccion de entrada del sector de estudio.

Tabla 5.16 Volumen que ingresa al sector de estudio según caso y volumen correspondiente al límite superior e inferior.

i = 0,028%	i = 0,05%	i = 0,12%	Inferior	Superior
m ³				
20.796	36.544	82.646	17.189	107.603

Nota: El cálculo de estos volúmenes corresponden a integrar las curvas de la **Figura 5.75**.

Las **Figura 5.52**, **Figura 5.53** y **Figura 5.54** muestran la curva de gasto sólido de entrada al sector de estudio calculado y la curva promedio de gasto sólido de fondo, asociada al hidrograma considerado, donde se observa el fenómeno de histéresis asociado al gasto sólido, pues para un caudal existen dos valores de gasto sólido, uno en la fase creciente del hidrograma y el otro en la fase decreciente de la crecida.

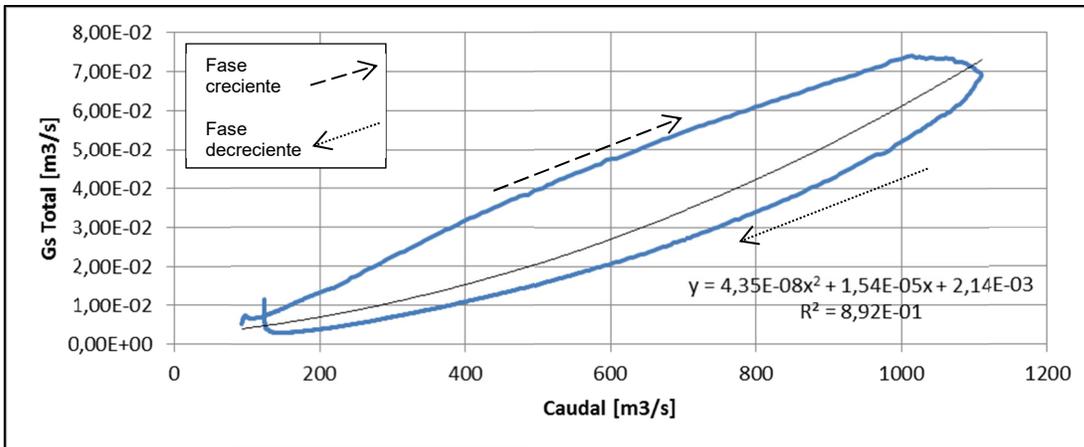


Figura 5.80 Gasto sólido de fondo en función del caudal – $i=0,028\%$.

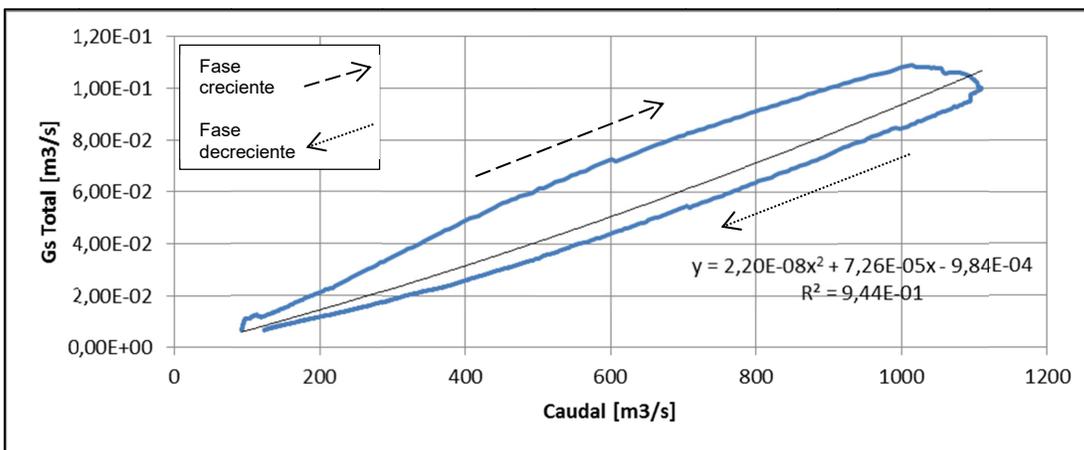


Figura 5.81 Gasto sólido de fondo en función del caudal – $i=0,05\%$.

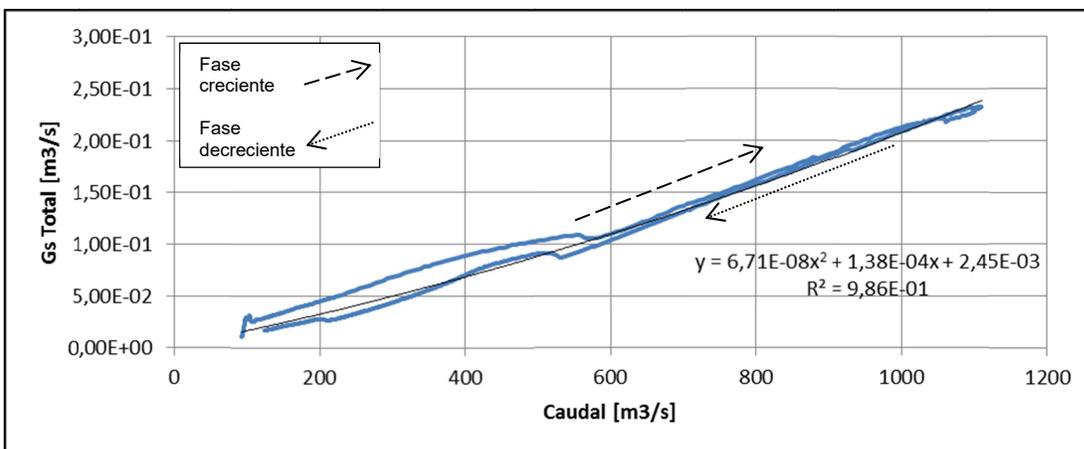


Figura 5.82 Gasto sólido de fondo en función del caudal – $i=0,12\%$.

5.5.4. Variación total del lecho

El sector de estudio experimenta en promedio una variación de -0,11 m, -0,089 m y 0,012 m respectivamente, en un área afectada igual a 3.785.756 m². La influencia del gasto sólido de fondo de entrada en la modelación aumenta su influencia a unos 1.500 m, aunque en los metros siguientes se aprecian diferencias que corresponden a la precisión del cómputo, más que a razones físicas.

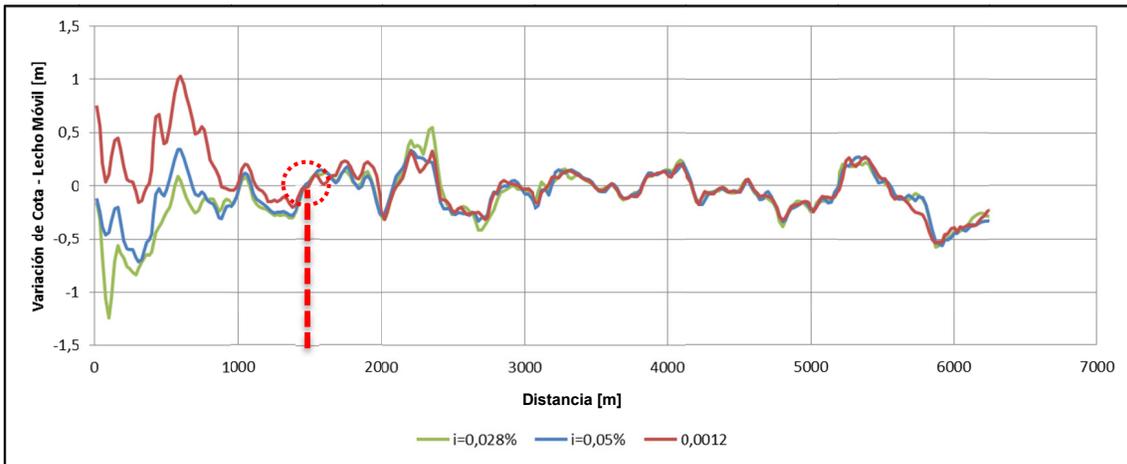


Figura 5.83 Promedio transversal de variación de cota de lecho en función de la distancia logitudinal según escenario.

En la **Figura 5.84** se muestra el ancho de la sección transversal de escurrimiento, donde se aprecia que poseen valores en un rango de 100 hasta 1450 m de ancho aproximado, por lo cual la variación de cota (**Figura 5.83**) no es capaz por si sola de entregar la variación del volumen total en el área de estudio.

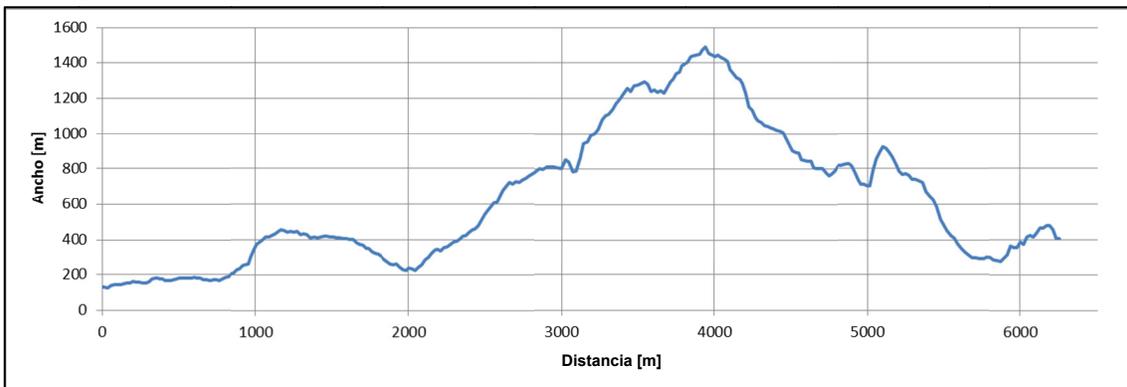


Figura 5.84 Ancho medio de sección afecto a escurrimiento.

La **Figura 5.85** muestra que la variación del volumen decae moderadamente en todos los casos. Sin embargo, a partir de la distancia 1.500 m el comportamiento es idéntico, debido a que la diferencia entre casos simplemente viene dada por los diferentes gastos sólidos de fondo de entrada considerados. Lo más destacable es que el caso de pendiente $i = 0,12\%$ experimenta una variación nula hacia la distancia 5.800 m y luego decae con mayor intensidad

en el tramo final. Esto demuestra que para este hidrograma, al existir un gasto sólido de fondo de entrada mayor, el lecho experimenta deposición en una mayor extensión de su longitud.

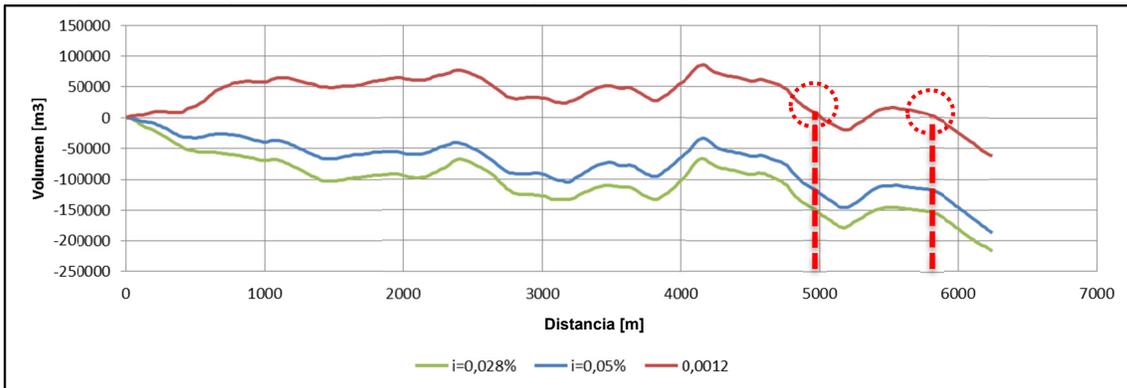


Figura 5.85 Variación de volumen acumulado en función de la distancia de los escenarios.

Similar al escenario anterior, ocurre un acomodo del nivel del lecho pues la batimetría inicial no corresponde a la de equilibrio ante el paso del mismo hidrograma. Sin embargo, los cambios son notoriamente menores en magnitud y extensión, salvo para la entrada en el caso de pendiente $i=0,12\%$, donde la deposición tiene gran magnitud.

La **Figura 5.86** muestra que el sector de estudio no experimenta variaciones notorias generalizadas en casi toda su extensión. Los primeros 1.000 m son fuertemente influenciados por el gasto sólido de entrada y experimenta agradación para los casos de menor pendiente ($i=0,028\%$ e $i=0,05\%$) y deposición en el caso de pendiente $i=0,12\%$. El tramo final para cada caso ocurre la degradación del lecho de fondo.

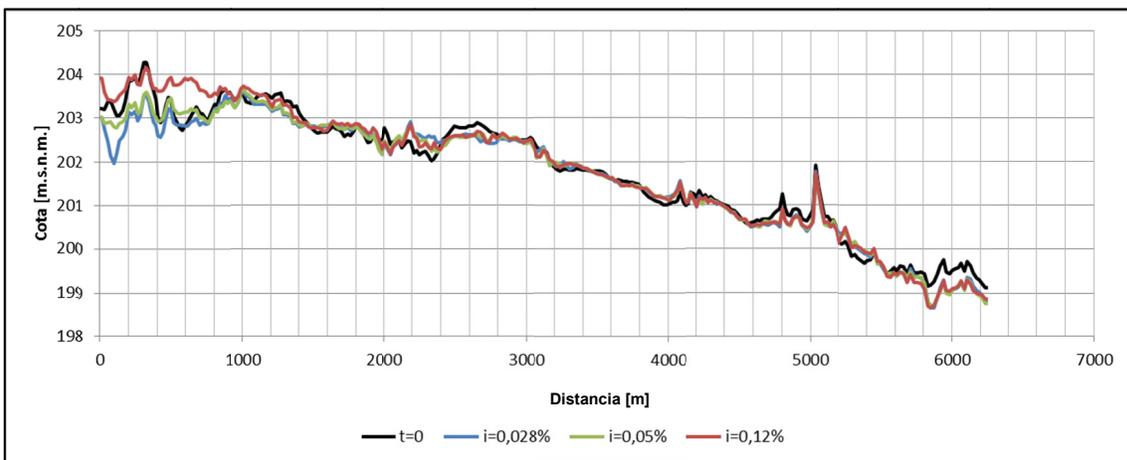


Figura 5.86 Elevación media de sección transversal afecta a escurrimiento.

Se observa a diferencia del escenario anterior de crecida formativa, que la erosión no es tan generalizada y se tiene una tendencia a la acumulación en terminos cualitativos.

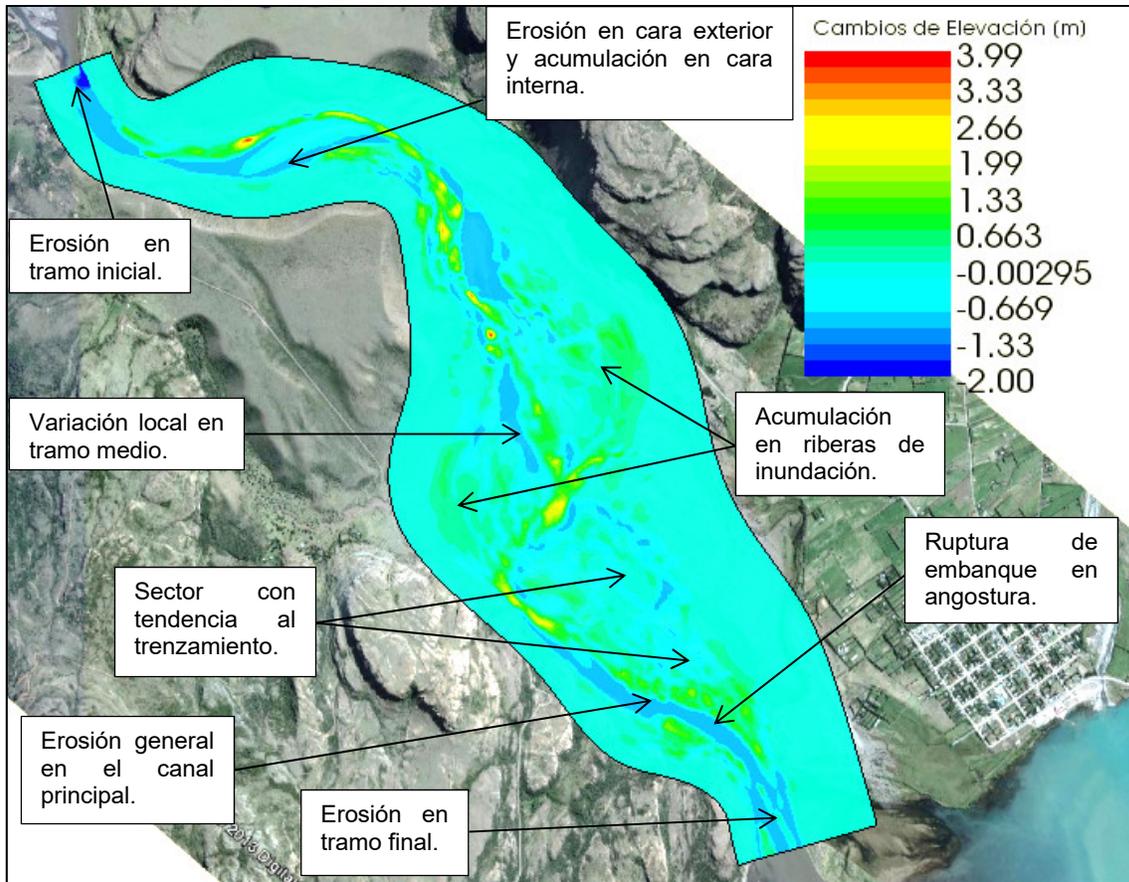


Figura 5.87 Variación de lecho en sector de estudio – $i=0,028\%$.

La **Figura 5.87** muestra la evolución de las riberas en mayor proporción que cualquier caso del escenario de crecida formativa, ello implica que estas crecidas cuyo caudal máximo es del orden de $1.100 \text{ m}^3/\text{s}$ intervienen en la dinámica de las riberas y en la evolución de estas, las cuales experimentan agradación.

Es más perceptible la ruptura de la barra central en la angostura, tal como en la crecida formativa y la erosión generalizada del canal principal de escurrimiento.

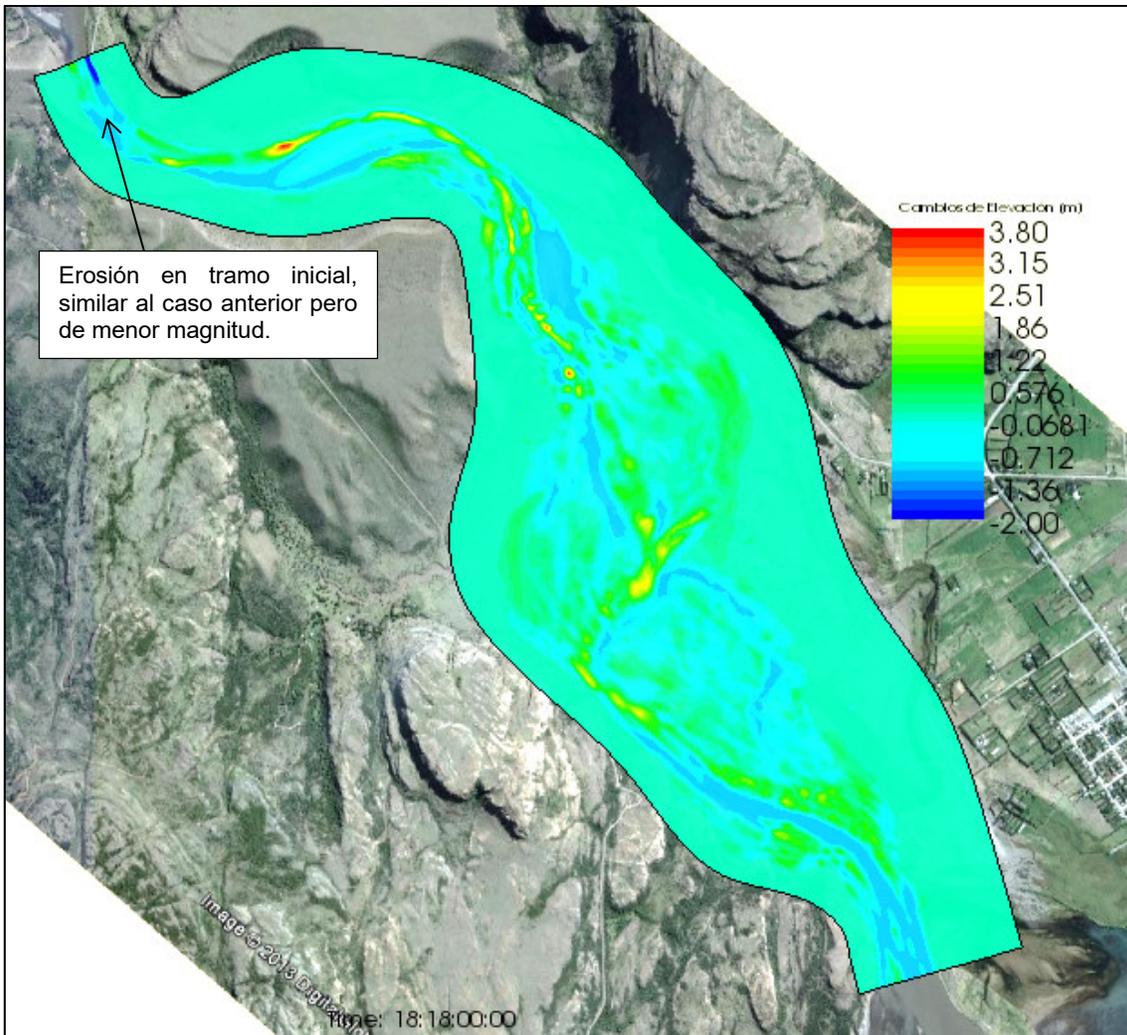


Figura 5.88 Variación de lecho en sector de estudio – $i=0,05\%$.

La **Figura 5.88** muestra similar comportamiento del lecho comparado al caso anterior, salvo en los primeros 1.000 m, donde el nivel de erosión es menor.

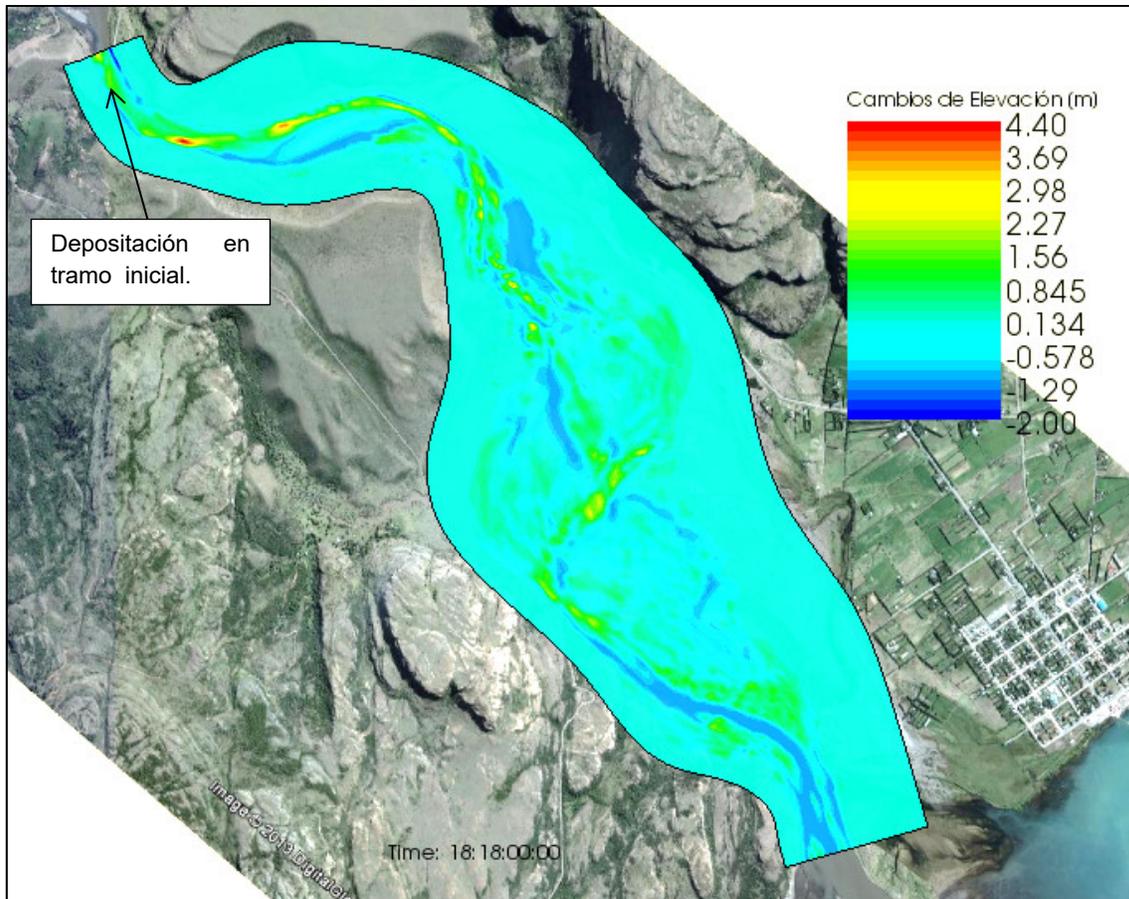


Figura 5.89 Variación de lecho en sector de estudio – $i=0,012\%$.

La **Figura 5.89** en casi toda su extensión muestra similar comportamiento del lecho al compararlo con el caso anterior, salvo en los primeros 1.000 m, donde el comportamiento varía ocurriendo una notable depositación de material.

La **Figura 5.90** muestra el lecho en el tiempo inicial para todos los casos, mientras que la **Figura 5.91**, **Figura 5.92** y **Figura 5.93** muestran para el tiempo 450 hrs el lecho para cada caso. De modo de detallar de mejor manera los fenómenos que ocurren en el lecho, se presentan la **Figura 5.94**, **Figura 5.95**, **Figura 5.96** y **Figura 5.97** que muestran el tramo inicial del sector de estudio para el tiempo inicial y final para cada caso de estudio. La **Figura 5.98**, **Figura 5.99**, **Figura 5.100** y **Figura 5.101** muestran el tramo final del sector de estudio para el tiempo inicial y final para cada caso de estudio respectivamente. Las líneas de contorno de elevación de cada figura presentada, difieren 40 cm entre sí.

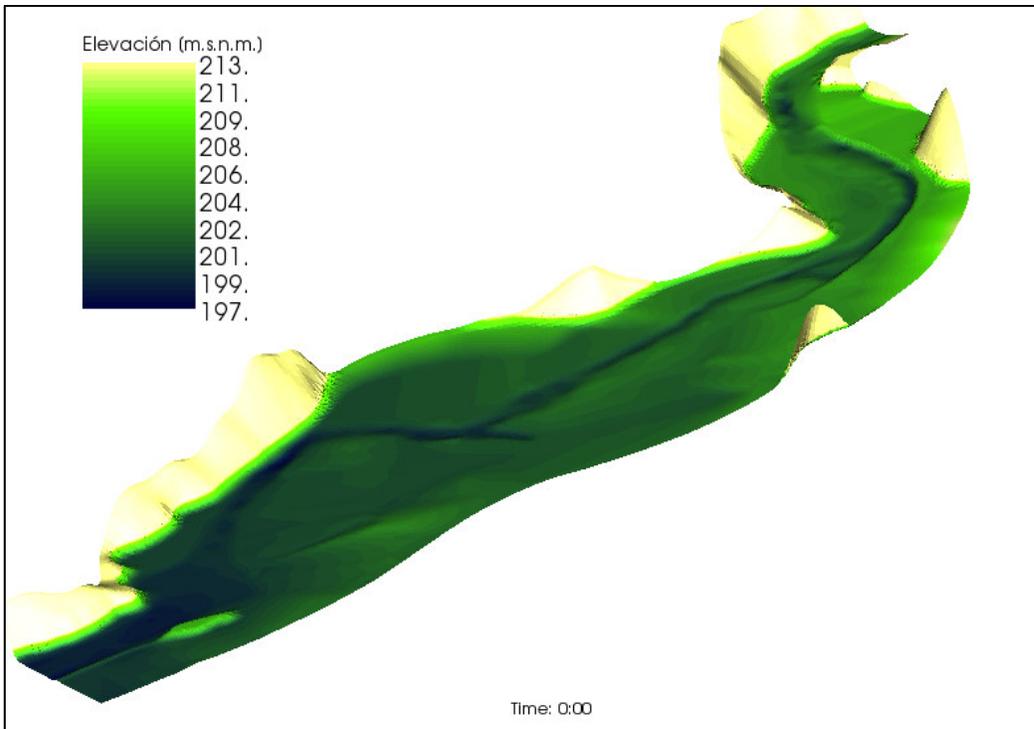


Figura 5.90 Lecho del sector de estudio en tiempo = 0 hrs.

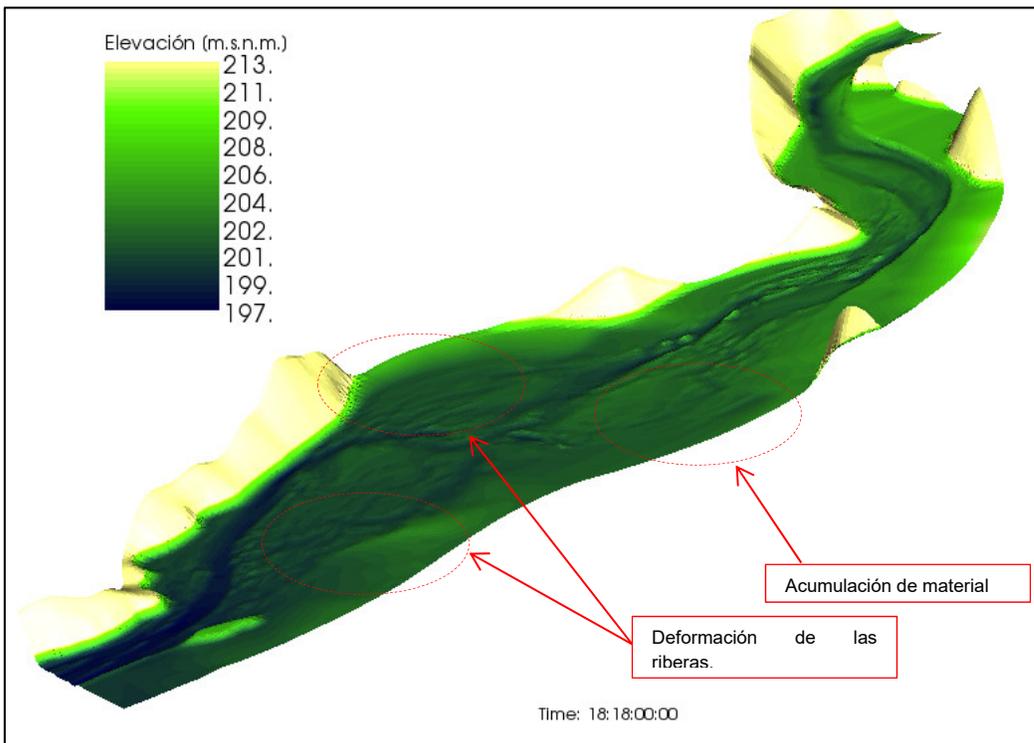


Figura 5.91 Lecho del sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,028\%$.

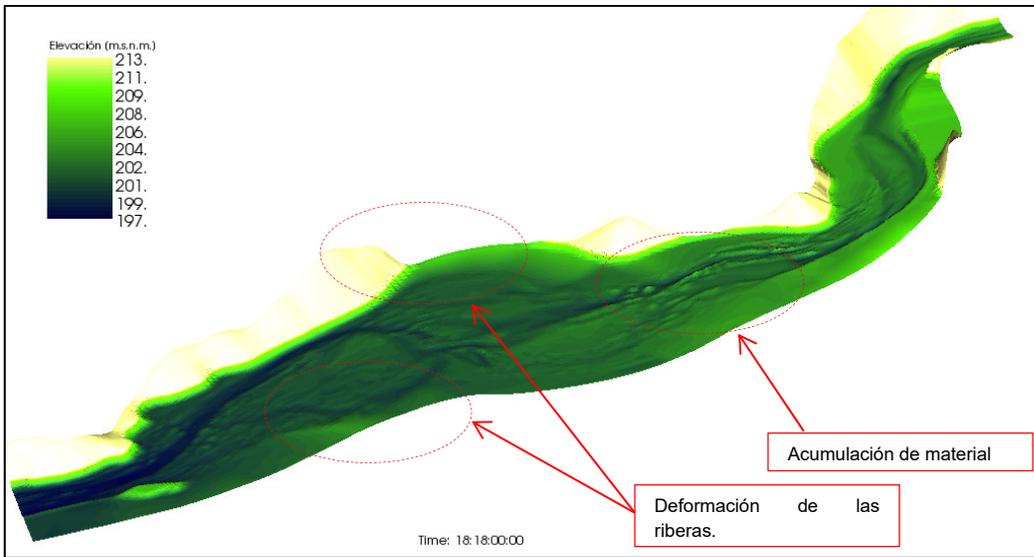


Figura 5.92 Lecho del sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,05\%$.

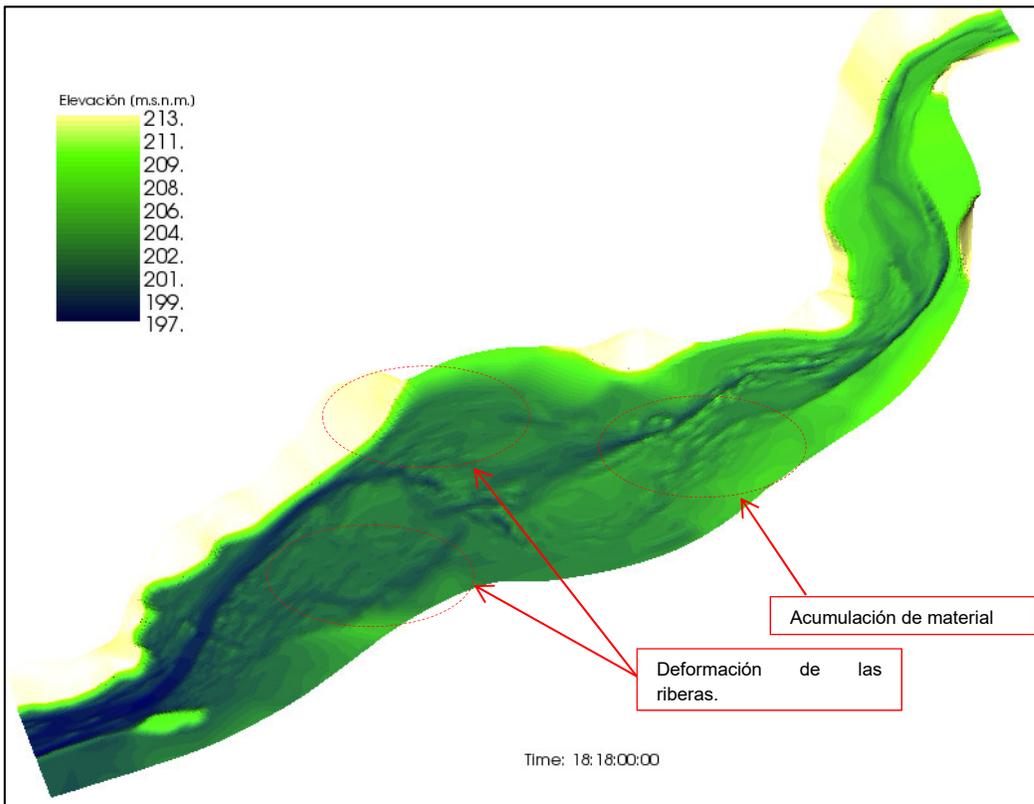


Figura 5.93 Lecho del sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,12\%$.

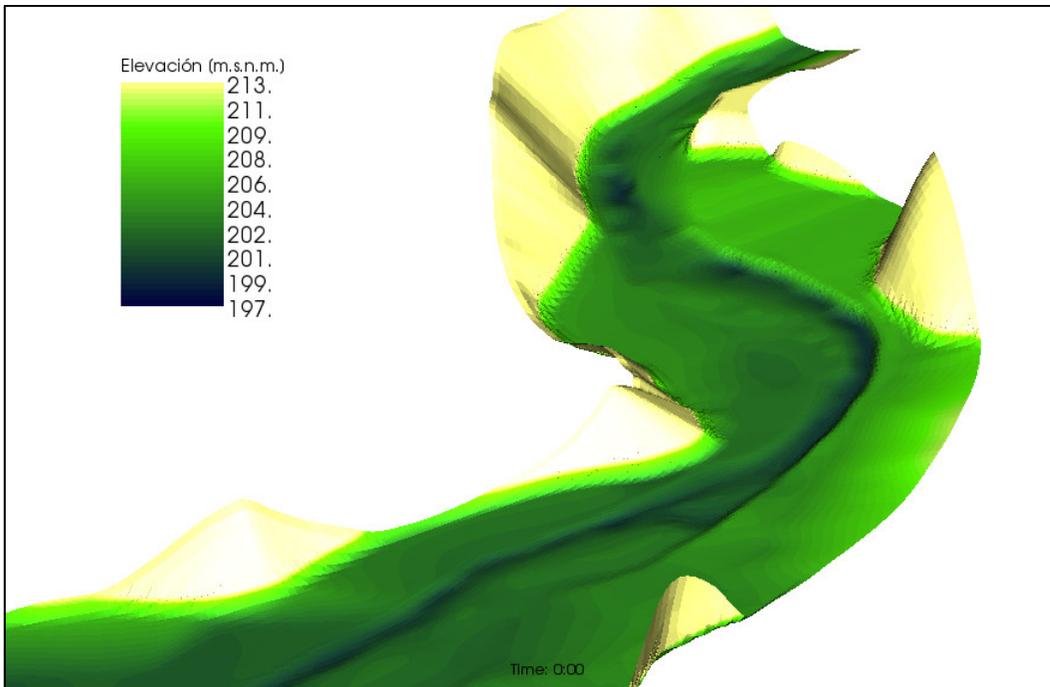


Figura 5.94 Lecho de tramo de entrada en sector de estudio en tiempo = 0 hrs.

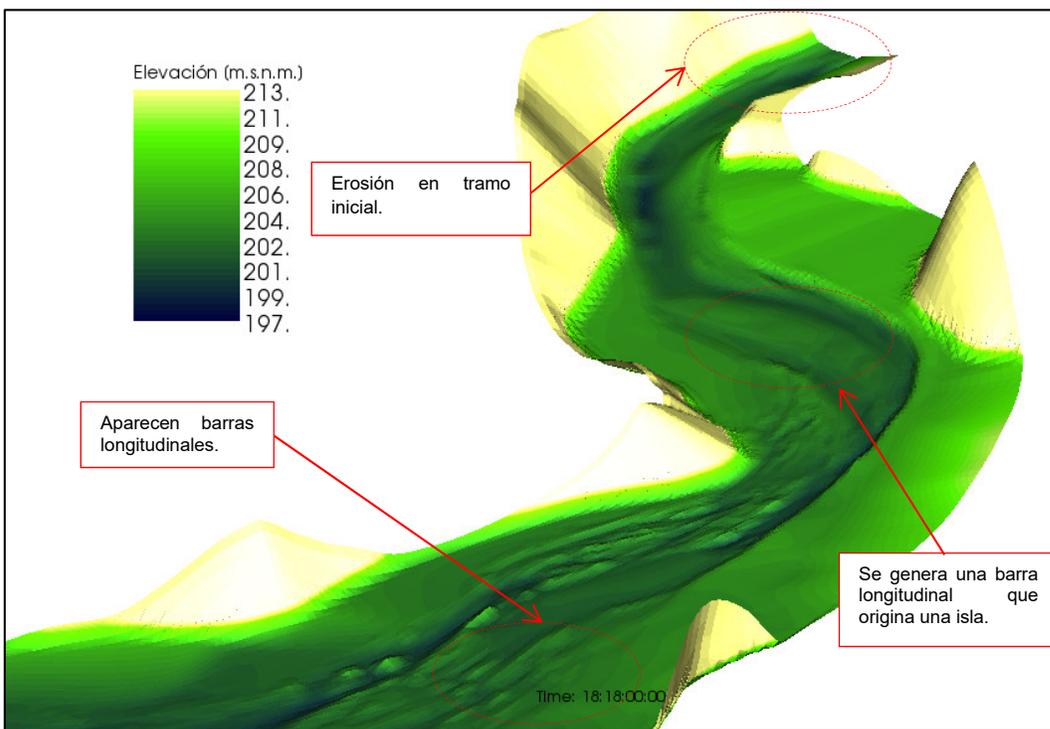


Figura 5.95 Lecho de tramo de entrada en sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,028\%$.

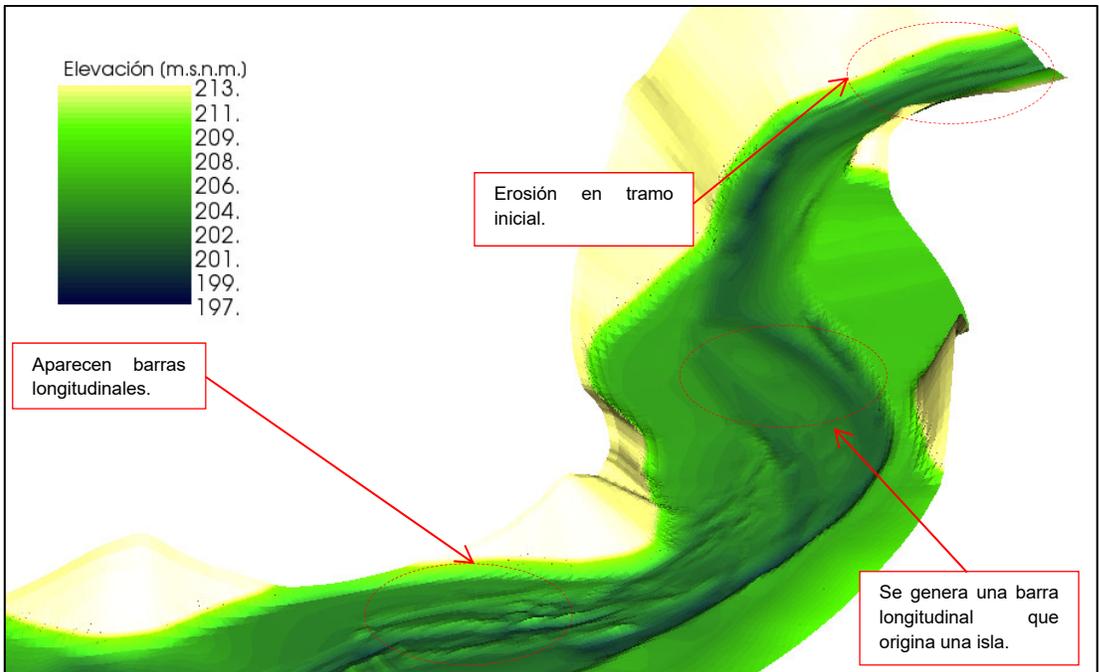


Figura 5.96 Lecho de tramo de entrada en sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,05\%$.

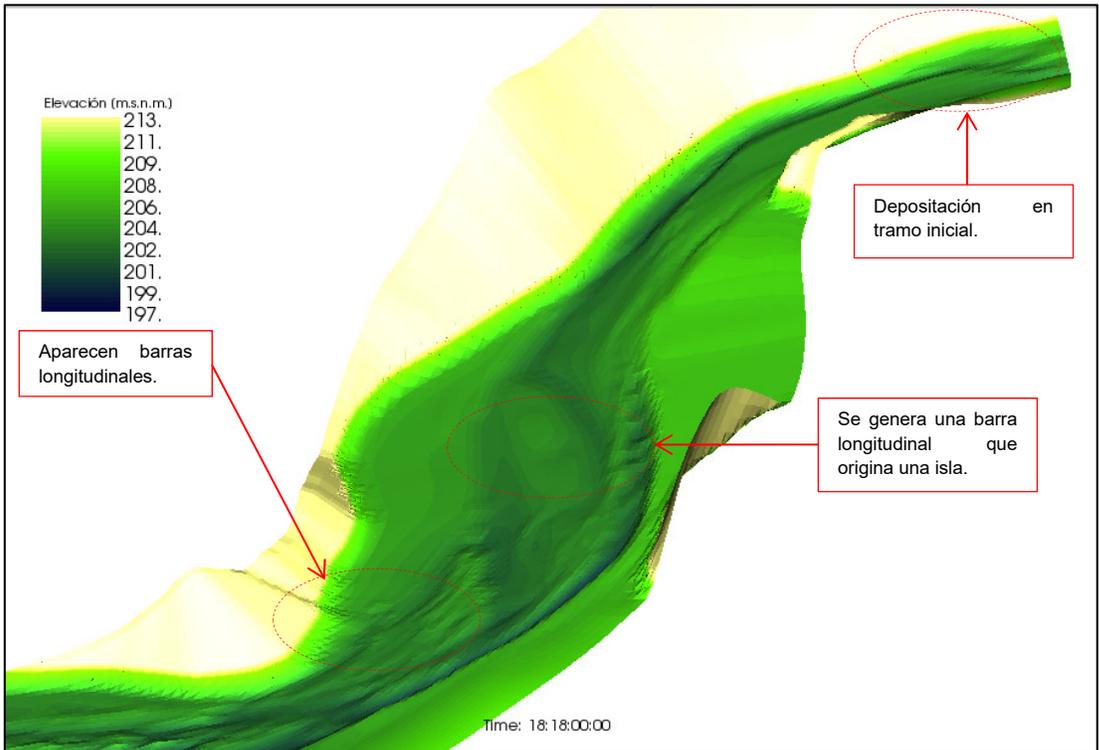


Figura 5.97 Lecho de tramo de entrada en sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,12\%$.

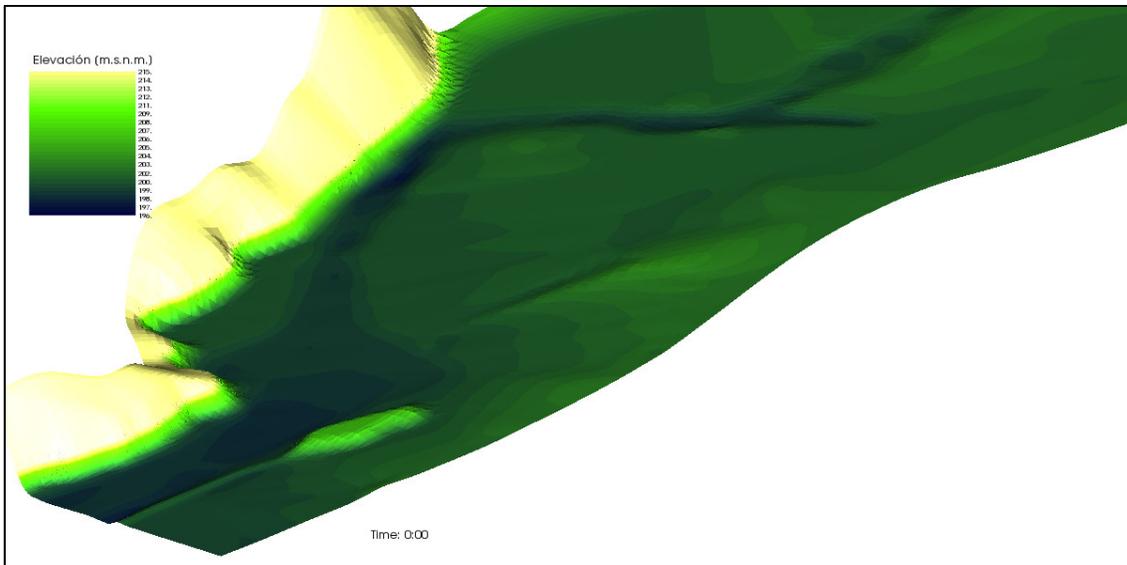


Figura 5.98 Lecho de tramo final en sector de estudio en tiempo = 0 hrs.

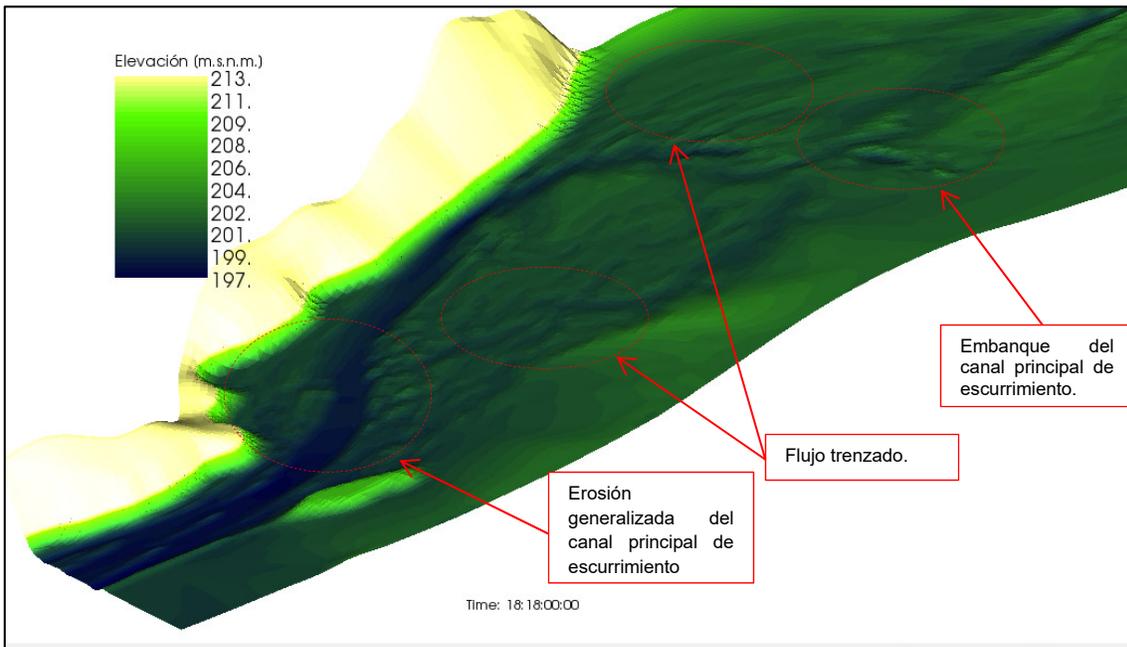


Figura 5.99 Lecho de tramo final en sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,028\%$.

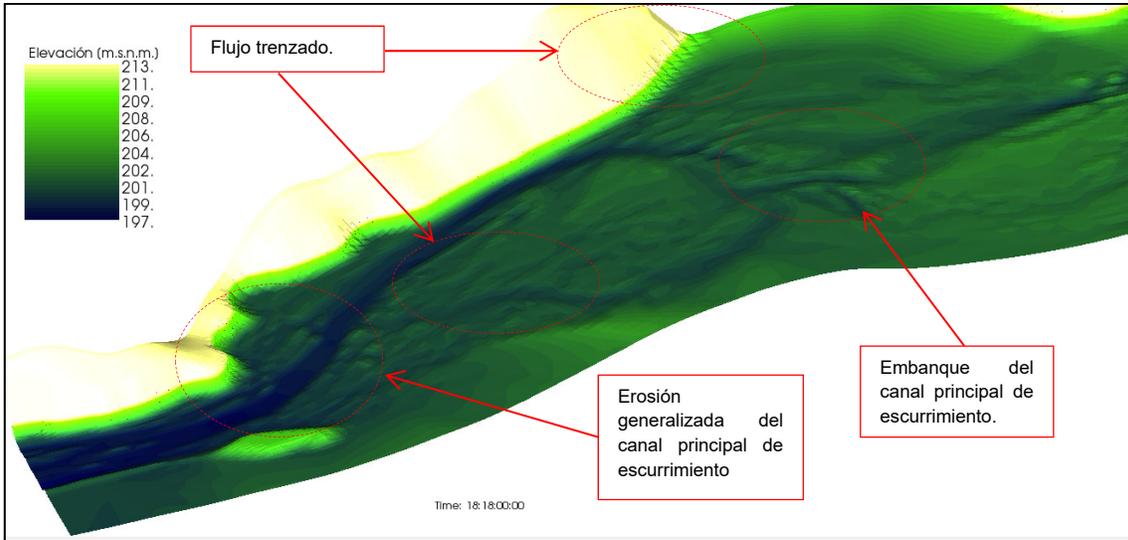


Figura 5.100 Lecho de tramo final en sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,05\%$.

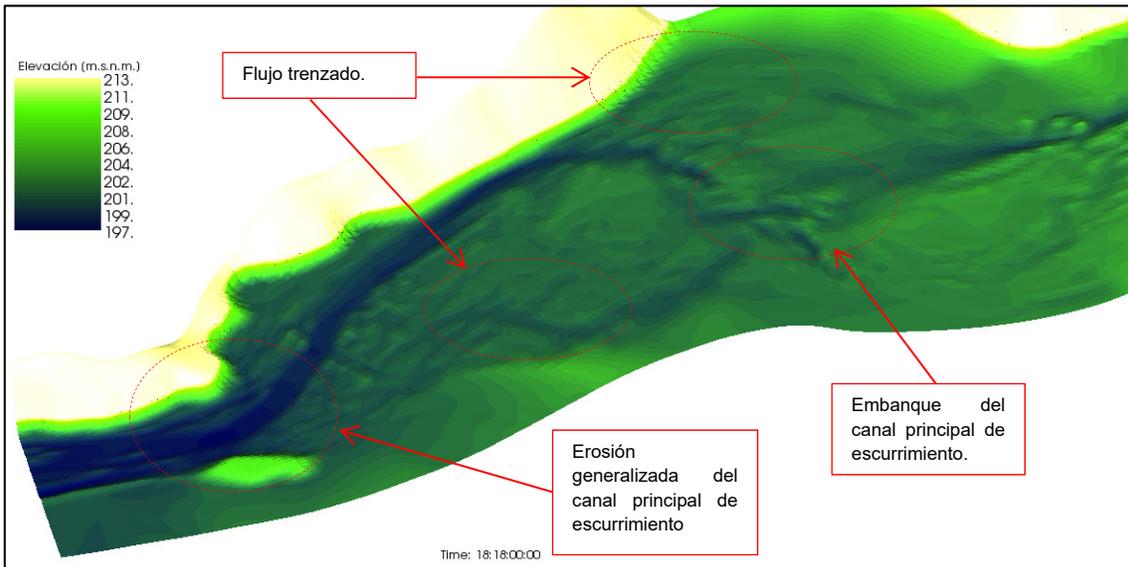


Figura 5.101 Lecho de tramo final en sector de estudio en tiempo = 450 hrs – $i=0,12\%$.

5.5.5. Profundidad de escurrimiento

Tal como muestra la **Figura 5.102**, la profundidad de escurrimiento aumenta y el agua cubre una gran porción del tramo medio del sector de estudio afectando incluso el borde del mismo.

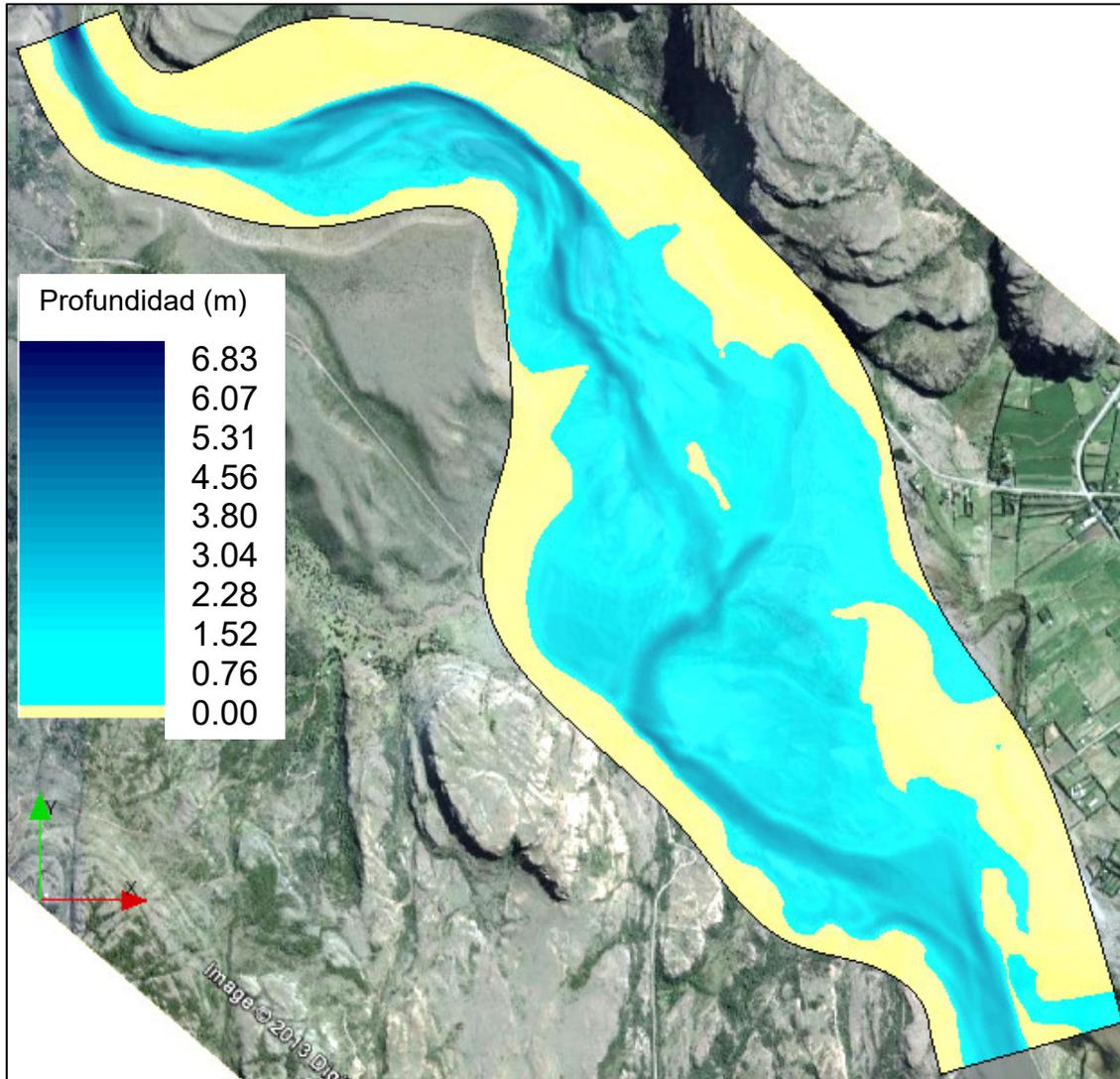


Figura 5.102 Profundidad de escurrimiento en caudal = 1.100 m³/s.

En las riberas inundables ocurre la generación de formas de fondos identificables como un flujo trenzado, producto de la erosión experimentada en la crecida del tramo, así como por el aumento del nivel de agua.

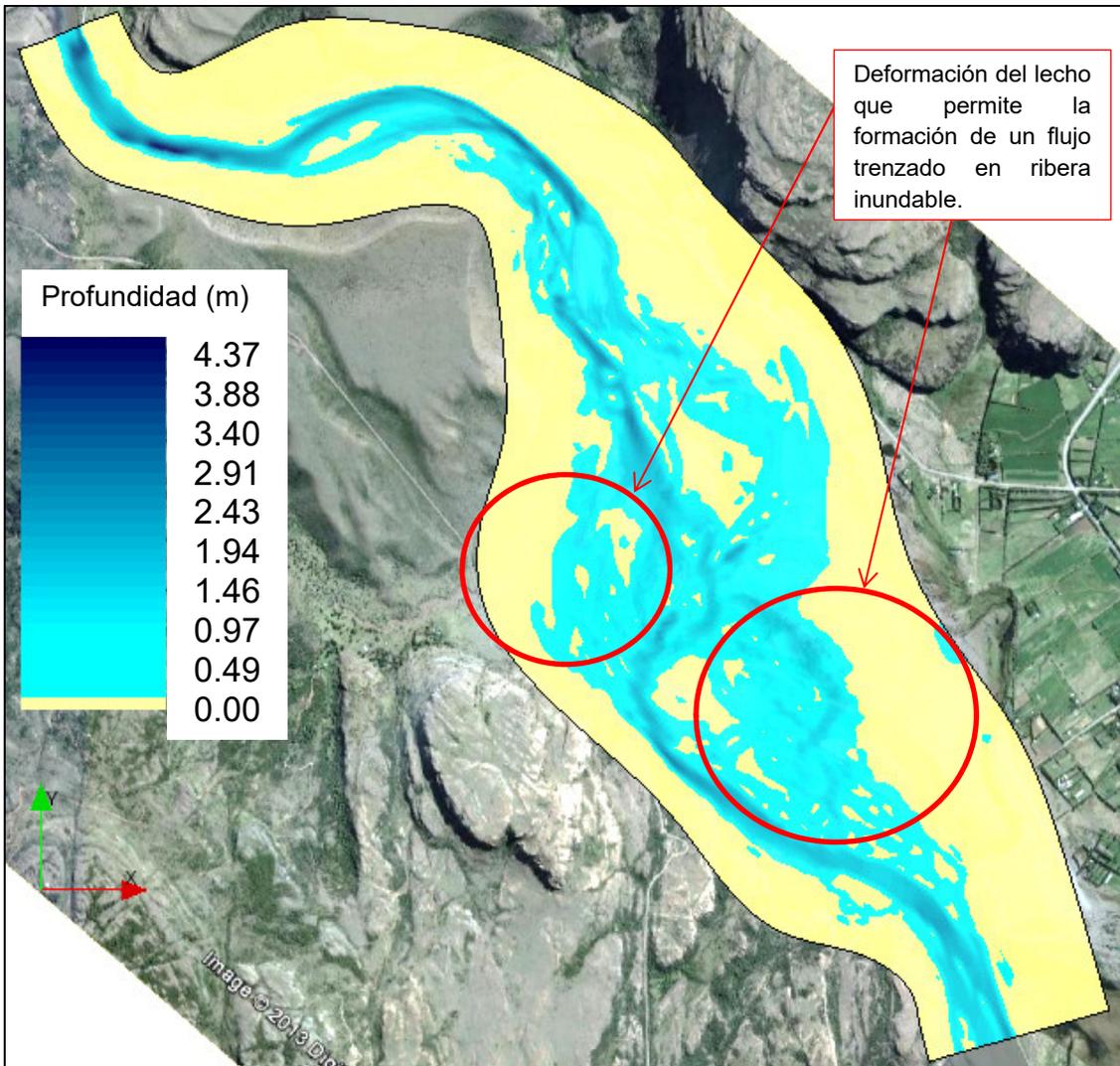


Figura 5.103 Profundidad de escurrimiento en tiempo = 450 hrs y caudal = 124 m³/s.

El caudal terminal de la modelación (**Figura 5.103**) corresponde a 124 m³/s y si se compara con el escenario de caudal medio igual a 145 m³/s se observa la gran acción modeladora de las crecidas.

5.6. Gasto sólido de fondo de entrada

La depositación de material volcánico en la cuenca producto de la erupción volcánica, de aproximadamente 2.595 km² fue cubierta en promedio con una capa de 50 cm no uniformemente distribuido. Luego, al considerar las diferentes curvas de gasto sólido de fondo calculadas en función del caudal, se puede hacer una estimación del tiempo en el cual seguirá ocurriendo el transporte del material volcánico o en cuanto tiempo ocurrirá una remoción total del material disponible en la cuenca. Evidentemente, se trata de una estimación en términos promedio, ya que el fenómeno por factores anexos al transporte del río decrecerá en el tiempo, ya sea por acción de la vegetación o consolidación del mismo material.

Se tomarán como referencia el gasto sólido de fondo calculado en el escenario de crecida de caudal formativo en conjunto con la curva de duración para caudales medios mensuales deducida en el **subcapítulo 3.3 Antecedentes hidrológicos**.

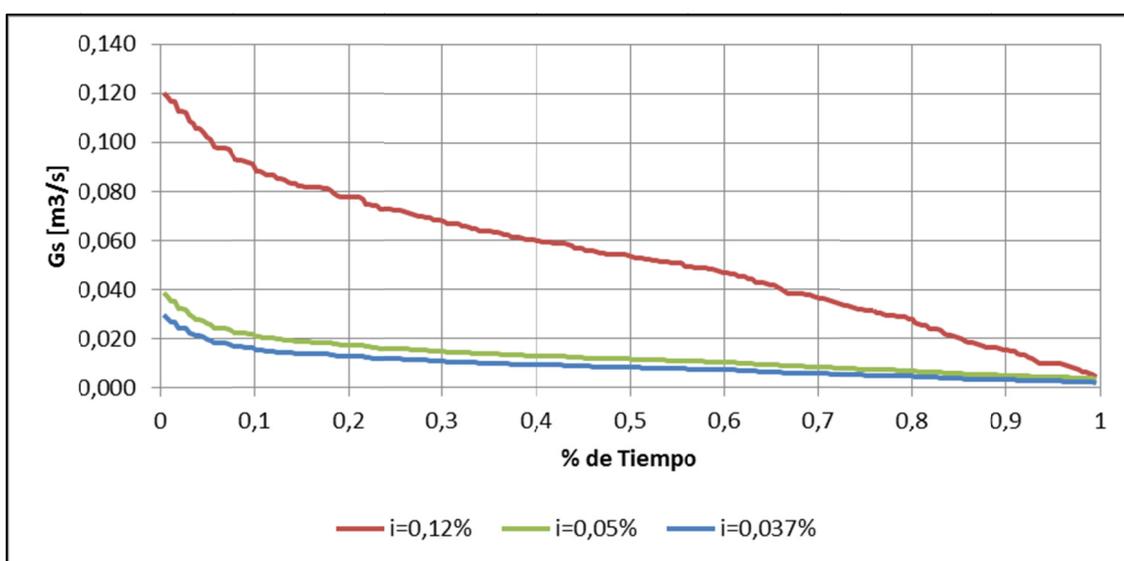


Figura 5.104 Curva de gasto sólido de fondo asociada a la curva de duración de los caudales medios mensuales.

Tabla 5.17 Estimación de duración del fenómeno de remoción del material volcánico.

	i=0,037%	i=0,05%	i=0,12%	
Gs medio	0,009	0,012	0,053	m ³ /s
Gs medio	282.559	393.557	1.676.842	m ³ /año
Espesor de capa estimado	5	5	5	cm
Área de cuenca	2.595	2.595	2.595	km ²
Volumen disponible	129.750.000	129.750.000	129.750.000	m ³
Tiempo duración	459	330	77	años

Por tanto, lo que se obtiene es que la remoción del material volcánico demora aproximadamente unos 77 años en el caso de mayor transporte, ello implica que aún quedan unos 53 años para que persista la remoción del material, si y solo si se asume que la capa

disponible es equivalente a 10% de la capa original (es decir considerando 5 cm en vez de los 50 cm).

Dado que el material estará en años venideros, menos disponible para su transporte hacia el río, el gasto sólido de fondo disminuirá, pero ello es difícil de evaluar, pues se desconocen mayores antecedentes de aquel fenómeno, sin embargo es posible suponer que la duración o más bien prolongación del mismo, persistirá en años siguientes.

6. DISCUSIÓN

El principal interés del presente trabajo se relaciona con la evolución del lecho del río Ibáñez en el sector de estudio como respuesta a diferentes eventos de caudal. El objetivo es entender la dinámica del lecho y su evolución, las que dependen de las características que posee el sedimento que constituye el lecho. En particular, este sedimento fue originado en el evento volcánico más reciente, posee una menor densidad a la usual (1,87 ton/m³) y su tamaño corresponde principalmente a arenas. Se anticipa que este sedimento se mantendrá presente en el lecho por muchos años, mientras la dinámica del río evoluciona hacia una nueva condición.

Los aforos desarrollados por la DGA, muestran variaciones cíclicas de la sección de control, que indican que el lecho estaría evolucionando de esta manera. Estos ciclos corresponderían a etapas de erosión o lavado del lecho, seguido de una etapa de depositación, en ambos casos ocurriendo de manera generalizada en toda el área de estudio no homogéneamente. La frecuencia temporal de estos ciclos sería del orden de un mes.

Las simulaciones indican que este material estaría disponible por un periodo de aproximadamente 77 años, durante los cuales estaría ocurriendo estos ciclos de erosión y depositación. En consecuencia, estos ciclos, durante este periodo de tiempo, corresponderían a un patrón de comportamiento. Pasado este tiempo la dinámica del río debería responder de manera diferente, dependiendo de otros factores y variables.

En aquel sentido, las características de sedimentos, batimetría y caudales, se tienen bien definidas. Sin embargo, la condición de borde asociada al gasto sólido de fondo de entrada y el espesor de la capa susceptible al movimiento inicial se definió en base a supuestos.

Para minimizar la incertidumbre en los resultados que pudiese generar el gasto sólido de fondo de entrada, se realizan casos de estudio en torno a una banda de valores la cual se encuentran fundamentadas en restricciones físicas. Dicha banda mostro finalmente en cada simulación realizada, que para un tiempo de simulación dado, sólo influencia los metros iniciales.

Otro tópico al cual se debe atender es al análisis del gasto de fondo de sedimentos de menor densidad, pues si bien se ha considerado la utilización de MP&M y existe un respaldo en torno a su validez, es preciso recordar que en problemas de transporte de sedimento, la dispersión es elevada y es necesario un análisis aún más profundo.

Así mismo, la bibliografía que aborde temáticas del transporte con material de menor densidad es escasa y salvo el caso de Low (1989), quien muestra que para material uniforme, existen buenas aproximaciones para estimar el transporte de sedimento de fondo, no existen muchas publicaciones al respecto (incluso MP&M en 1948 aborda el tema a grandes rasgos). Sin embargo, en caso de que la granulometría sea extendida, surge la problemática de poseer una relación de gasto para dicho material.

6.1. Escenario de caudal medio

Lo más relevante que deja como resultado este escenario es la formación de una barra en el sector de la angostura previo al final del sector de estudio. Esta formación peralta el nivel de aguas generando acumulación de material al persistir caudales del orden del caudal medio o

menores. Ello conduce a suponer una situación de recuperación de la capa susceptible al movimiento ante caudales menores a la media.

6.2. Escenario de caudal formativo

El caudal formativo definido desde un punto de vista hidrológico resulto adecuado para efectos de la modelación. Si se hubiese adoptado un caudal ligeramente menor o mayor, los resultados hubiesen sido similares. Por tanto, apostar a la frecuencia de crecidas de este tipo, obtenidas a partir de hidrogramas reales, resulta ser una adecuada aproximación a la idea de caudal formativo del río Ibáñez.

Dicho esto, el escenario de mayor interés resulta ser éste debido a la gran frecuencia de ocurrencia dentro del año. Los resultados muestran que la mayor actividad erosiva ocurre en el canal principal de escurrimiento lo cual provoca que se uniformice la pendiente de fondo más suave. La capa susceptible al movimiento en muchos sectores es completamente arrastrada, en sectores más hondos ocurre depositación y se generan barras laterales en el tramo superior y medio.

En gran parte de las riberas inundables en el tramo medio ocurre un flujo trenzado, correspondiendo a lo que se aprecia actualmente. Pero, aun cuando estas crecidas tienen una gran capacidad modeladora, existen formas en el lecho que no las explica y se atribuyen por tanto a crecidas aún mayores.

6.3. Escenario de caudal de periodo de retorno 25 años

Crecidas de esta envergadura, según el análisis de frecuencia, del orden de los 1.000 m³/s ocurrirían con una frecuencia de 1 cada 10 años. Cada 5 años se tendrían caudales del orden de los 850 m³/s y un escenario de crecida de 1.100 m³/s cada 25 años. Las crecidas máximas anuales siempre tienen un máximo superior a los 600 m³/s. No necesariamente ocurre una en el año, sino más bien varias, como se muestra en los registros hidrológicos. Los resultados de la modelación de este escenario resultan ser de gran interés pues son los responsables en la evolución de la totalidad de las riberas de inundación. El efecto más significativo es la erosión en el canal principal de escurrimiento, la inundación de riberas, la generación de formas de fondo y acumulación de sedimento en riberas.

En el sentido del gasto sólido de fondo, este no se comporta similar a lo que ocurre en el ensanche, ello plantea una interrogante en torno al tramo intermedio entre ensanche y sector de estudio. Al aumentar el caudal decae el gasto sólido de fondo en el ensanche mientras que en el sector de estudio, el gasto sólido aumenta conforme al caudal. Como existe una distancia considerable en términos de la escala del modelo (varios km), se deduce que el tramo intermedio es afectado por una erosión al proveer más material del que le está llegando. Ello implicaría que ese sector se debe recuperar posteriormente, pero a costa de la disminución del gasto sólido de entrada en el sector de estudio.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones

El estudio de la morfodinámica de ríos es usual para casos donde el sedimento está constituido por arenas y gravas con una densidad muy similar a $2,65 \text{ ton/m}^3$. En tanto, estudios similares para casos que consideren como sedimento de fondo material volcánico o piedras pómez, cuya densidad es menor (en este caso $1,87 \text{ ton/m}^3$) son inexistentes en el país.

Considerando que eventos eruptivos de este tipo son frecuentes en el país y generan grandes transformaciones en la morfología de una cuenca, resulta de sumo interés su comprensión pues los efectos derivados de la acumulación de material pueden extenderse hasta décadas. En tal sentido, el agente que controla la dinámica del lecho resulta ser la hidrología del río, la que determina los ciclos de erosión y depositación que la caracterizan.

La fase erosiva del ciclo se asocia a la ocurrencia de crecidas de gran magnitud, mientras que la recuperación de la capa de material volcánico sucede ante la ocurrencia de caudales menores al medio.

Los resultados del modelo indican que la fase erosiva y de depositación afectan con mayor intensidad el canal principal de escurrimiento. Mientras que efectos de depositación en ribera sólo ocurren ante el paso de hidrogramas de gran magnitud, tales como las crecidas consideradas.

Al considerar los objetivos específicos como tareas requeridas para la implementación del modelo para cada escenario, es posible concluir que:

- Se determinaron características del sedimento, en tanto granulometría como densidad, la cual resultó ser de características más uniformes y con densidades menores a las usuales. Ello se explica debido a su naturaleza frágil ya que están expuestas a un enorme desgaste en el desarrollo de los 88 km de río.
- El ingreso de un nuevo material (piedra pómez) ha generado un coeficiente de Manning más bajo, ello implica una menor fricción lo que genera menores alturas y mayores velocidades de escurrimiento.
- Se analizó y considero la relación de gasto sólido de fondo de MP&M, la cual responde adecuadamente para los fines solicitados.
- La introducción del concepto de caudal formativo y su determinación, fue acertada y resulta consistente con los resultados del escenario. Sin embargo, no explica todas las deformaciones que ocurren en las riberas, ya que este caudal no logra inundar la totalidad de las riberas y por lo tanto se infiere que caudales aún mayores explican las deformaciones que ocurren en la totalidad de las riberas.
- Por la extensión del río una batimetría detallada es costosa. Para los fines de modelar los distintos escenarios, resulta adecuada la batimetría facilitada por la DOH.

En relación a los resultados de la modelación de cada escenario, es posible concluir:

- Los escenarios modelados generados logran reproducir la evolución de variados fenómenos que se observan en el río.
- No existe tendencia al embancamiento generalizado lo que permite descartar riesgo de inundación producto del peralte del flujo. Ello pues la cantidad de sedimento que entra al sector de estudio disminuirá en los próximos años, producto del lavado de la cuenca.
- El escenario de caudal medio no logra destruir la barra ubicada en la angostura. Aguas arriba de aquella forma de fondo (entre la distancia 0 a la 5.500 m) se produce depositación de material lo cual no es más que la regeneración de la capa susceptible al movimiento en el canal principal de escurrimiento no afectando a las riberas inundables.
- El caudal formativo definido muestra una gran capacidad erosiva en el canal principal de escurrimiento, siendo capaz de destruir la barra ubicada en la angostura y transformando parcialmente parte de la ribera inundable.
- La crecida de periodo de retorno igual a 25 años, provoca un efecto erosivo sobre el canal principal de escurrimiento de mayor magnitud que la crecida formativa, donde parte del sedimento es movilizado hacia las riberas. A diferencia del escenario de caudal formativo, una crecida de esta magnitud explica muchas de las formas de fondo observables en las riberas del río actualmente.
- La acumulación de material en las riberas inundables y formas de fondo posibles de asociar a flujo trenzado ocurren ante el paso de crecidas con caudales entre 400 a 1.000 m³/s.

El software iRIC provee una herramienta muy versátil para la ingeniería. Su uso permite pasar de cálculos puntuales en el espacio y tiempo a un continuo, permitiendo simular escenarios de mucha extensión tanto espacial como temporal. Sin embargo para el actual estudio presento una limitación en relación a la posibilidad de introducir una función de gasto sólido de fondo de entrada (que fue subsanada mediante el enfoque de ajustar la pendiente de entrada), las cuales se espera en el futuro y producto del uso del mismo, incorpore más alternativas que permitan cubrir más casos de estudio pues se trata de un software en constante evolución.

7.2. Recomendaciones

Para la implementación de los escenarios, es importante contar con antecedentes tales como batimetría, características de sedimentos e hidrología. En la actualidad resulta complejo por diversos factores contar con dicha información a nivel académico. Salvo que se incurra en costos que puedan ser asumidos por alguna entidad que le interese una modelación de estas características.

Por tanto se recomienda disponer de al menos una caracterización granulométrica para este tipo de sedimentos (piedra pómez) y la realización de una serie de calicatas donde cada una represente un tramo del sector de estudio con características similares en tanto anchos de

escurrimiento y las características del suelo que se observen superficialmente, de modo que permitan definir adecuadamente el espesor de la capa susceptible al movimiento.

En las mediciones del gasto sólido de fondo, se incorporó una cámara tipo GoPro al equipo, la cual graba el proceso de captura. Tienen bajo peso y son muy versátiles. Con ella se obtuvieron imágenes que permitieron descartar o aceptar muestras (en caso contrario el muestreo se hace a ciegas). Debido al bajo costo y dado que permiten discriminar si una muestra es bien capturada, se recomienda su utilización.

DGA dispone de una estación de aforo basada en el principio de medición de Nivel-Caudal. Esto significa que asocian un nivel de escurrimiento a un caudal. Es posible de calibrar apropiadamente si la sección es estable. Como resultado de la modelación, uno de los sectores con mayor dinámica resultó ser precisamente el lugar de emplazamiento de la estación. La recomendación consiste en una revisión de este aspecto, pues la movilidad del lecho provoca variaciones en el nivel de escurrimiento, lo que induce medidas erróneas de caudal.

8. BIBLIOGRAFÍA

- Benson, M. y Thomas, D. (2010). A definition of dominant discharge. *International Association of Scientific Hydrology. Bulletin*, 11(2), 76–80. <http://doi.org/10.1080/02626666609493460>
- Buffington, J. y Montgomery, D. (1999). Effects of Hydraulic Roughness on Surface Textures of Gravel-bed Rivers. *Water Resources Research*, 35(11), 3507–3521. <http://doi.org/10.1029/1999WR900138>
- Castillo, L., Vide, J. P., y Marín, M. D. (2009). Coeficientes de Resistencia, Transporte de Sedimentos y Caudal Dominante en Regiones Semiáridas. En *I Jornada de Ingeniería del Agua, Capítulo Español Asociación Internacional Ingeniería e Investigación Hidráulica - CEDEX*.
- Chanson, H. (2004). 10 Sediment transport mechanisms 1. Bed-load transport. En *The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction* (2ª ed., pp. 188–203). Oxford, UK: Elsevier Butterworth-Heinemann.
- Chow, V., Maidment, D., y Mays, L. (1994). *Hidrología Aplicada*. (M. Suárez, Ed.) (1ª ed.). Bogota: McGRAW-HILL INTERAMERICANA S.A.
- Diplas, P., Kuhnle, R., Gray, J., Glysson, D., y Edwards, T. (2008). Sediment Transport Measurements. En *Sediment Transport Measurements* (pp. 305–352).
- Farias, H. (2005). Análisis del Concepto de Caudal Dominante en Ríos Aluviales y Evaluación de Metodologías de Cálculo. En *Segundo Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos, Neuquen, Argentina* (Vol. 3, pp. 2–4).
- Fisher, H. B. (1973). Longitudinal Dispersion and Turbulent Mixing in Open-Channel Flow. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 5, 59–78.
- García, M., Laursen, E., Michel, C., y Buffington, J. (2000). The Legend Of A. F. Shields. *Journal of Hydraulic Engineering*, 126(9), 718–723. [http://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9429\(2000\)126:9\(718\)](http://doi.org/10.1061/(asce)0733-9429(2000)126:9(718))
- Gobo, K. (2014). *Development of Gilbert-type deltas: sedimentological case studies from the Plio-Pleistocene of Corinth Rift, Greece*. University of Bergen.
- Instituto Nacional de Normalización. (1977). *NCh 165.Of77 - Aridos para morteros y hormigones - Tamizado y determinación de la granulometría*. Santiago, Chile.
- Itakura, T., y Kishi, T. (1980). Open Channel Flow with Suspended Sediments. *Proc. of ASCE, HY8*, 1325–1343.
- Keulegan, G. H. (1938). Laws of turbulent flow in open channel. *Journal of Research of the National Bureau of Standards*, 21, 707–741.
- Lane, E. W., y Kalinske, A. A. (1941). Engineering calculation of suspended sediment. *Eos Trans. A.G.U.*, 22(3), 603–607.
- LEOPOLD, L. B., WOLMAN, M. G., and MILLER, J. P. (1964). *Fluvial processes in geomorphology*. (W. H. F. and Co., Ed.). San Francisco.
- Low, H. (1989). Effect of Sediment Density on Bed-Load Transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(1), 124–138.

- Meyer-Peter, E., y Müller, R. (1948). Formulas for Bed-Load Transport. *International Association for Hydraulic Structures Research - Zweite Tagung - Second meeting - Deuxième réunion*.
- Ministerio del Interior Oficina Nacional de Emergencia Departamento de Protección Civil. (1996). Volcan Hudson Características y Efectos.
- Niemeyer, H., Skarmeta, J., Fuenzalida, R., y Espinoza, A. (1984). Hojas Península de Taitao y Puerto Aisén: Región de Aisén del General Carlos Ibáñez del Campo, Pag 60-61, escala 1:500.000. IIG, Carta Geológica de Chile. Servicio Nacional de Geología y Minería.
- ODOT. (2014). CHAPTER 8 - CHANNELS Appendix A - Hydraulic roughness (Manning's n) Values of Conduits and Channels. En *OREGON DEPARTMENT OF TRANSPORTATION HIGHWAY DIVISION - HYDRAULICS DESIGN MANUAL* (p. 8–A–10).
- PRISMA Ingeniería. (2003). Diseño de Obras Fluviales del río Ibáñez, Puerto Ingeniero Ibáñez, XI Región.
- Quiroz, D. y Bruce, Z. (2010). Geología del Área Puerto Ingeniero Ibáñez-Villa Cerro Castillo, Región Aisén del General Carlos Ibáñez del Campo, Pag 48, mapa escala 1: 100.000, Carta Geológica de Chile, Serie Geología Básica 124. Servicio Nacional de Geología y Minería.
- Richards, K. S. (1982). *Rivers: Form and processes in alluvial channels*. (Methuen, Ed.). London, UK.
- Scalabrino, B., Lagabriele, Y., Malavieille, J., Dominguez, S., Melnick, D., Espinoza, F., Suarez, M., y Rossello, E. (2010). *A morphotectonic analysis of Central Patagonian Cordillera: Negative inversion of the Andean belt over a buried spreading center*.
- SERNAGEOMIN. (2011). Ficha Volcán Hudson. Recuperado a partir de <http://www.sernageomin.cl/volcan.php?ild=14>
- Shimizu, Y., y Takebayashi, H. (2014). *iRIC Software Nays2DH Solver Manual*.
- Tamburrino, A., y Niño, Y. (2013). Propiedades de los sedimentos. En *CI6105-CI71J Transporte Hidraulico de Sólidos* (pp. 1–12).
- Villón, M. (2012). HidroEsta, software para cálculos hidrológicos y estadísticos aplicados a la Hidrología. *Revista digital Matemática, Educación e Internet*, 12(2).
- Wilcock, P. R. (1996). Estimating Local Bed Shear Stress from Velocity Observations. *Water Resources Research*, 32(11), 3361–3366.
- Wilson, T. M., Cole, J. W., Stewart, C., Cronin, S. J., & Johnston, D. M. (2010). Ash storms: impacts of wind-remobilised volcanic ash on rural communities and agriculture following the 1991 Hudson eruption, southern Patagonia, Chile. *Bulletin of Volcanology*, 73(3), 223–239. <http://doi.org/10.1007/s00445-010-0396-1>