



UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS DE LA SOCAVACIÓN EN RÍOS CON ESCURRIMIENTO SUB Y
SUPERCRÍTICO: CASO DEL RÍO LLUTA**

POR

Javier Ignacio Riquelme Romero

Memoria de Título presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Concepción para
optar al título de Ingeniero Civil

Profesor Guía
Oscar Link Lazo

Agosto 2022
Concepción (Chile)

© 2022 Javier Ignacio Riquelme Romero

© 2022 Javier Ignacio Riquelme Romero

Se autoriza la reproducción total o parcial, con fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, incluyendo la cita bibliográfica del documento.

DEDICATORIA

A mi familia, en especial a mi madre y a mi padre por apoyarme, guiarme y hacer posible que llegara hasta el final de esta etapa; a mi pareja Tamara, por su apoyo y cariño incondicional; a mis amigos, por su preocupación y compañía durante mi etapa universitaria, en especial a Daniela, Ignacio y José; y a mis amigos de infancia por entregarme fuerza y motivación en momentos adversos.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradezco a la Agencia Nacional de Investigación y Desarrollo, ANID, por el financiamiento otorgado a través del proyecto Fondecyt Regular Nr. 1221341: Scour at Bridge Piers in Supercritical Flows.

Agradezco a los ingenieros Jaime Cotroneo y Felipe Negrete, miembros del Instituto Nacional de Hidráulica que facilitaron la información hidráulica para poder realizar el trabajo y por integrar la comisión evaluadora.

Agradezco a mi profesor guía Oscar Link por su apoyo y disposición; y a la profesora Maricarmen Guerra, quien formó parte de la comisión evaluadora de este trabajo.

Y finalmente, un agradecimiento a Gustavo Herrera, con quien trabajamos con dedicación y respeto para lograr finalizar este trabajo.

RESUMEN

La socavación general del lecho de un río es producto de un desbalance entre la capacidad del transporte de sedimentos y el suministro de sedimentos ante alteraciones o cambios de la dinámica fluvial. Conocer la profundidad de socavación es relevante en dos ámbitos; el primero de ello es desarrollar correctamente diseños de obras hidráulicas evitando la sobre estimación de recursos al construir o sub estimar recursos para evitar el colapso de las estructuras y el segundo ámbito es conocer el comportamiento y tener mayor información del río en un extenso periodo de tiempo.

El objetivo de este trabajo fue analizar la socavación general del río Lluta que tiene régimen supercrítico, considerando la geometría del cauce y sus caudales para el periodo comprendido entre 2001 a 2021. Para el análisis automático se desarrolló un *script* en Matlab que hace el cálculo de la erosión generalizada y la depositación de sedimentos propuesta por Link *et al.* (2020). Se comparó las metodologías de cálculo encontradas en la literatura para estimar la erosión, siendo estas empíricas o semiempíricas y aplicables en régimen permanente donde variables como el historial de caudales, tipo de escurrimiento y duración de la crecida no consideran explícitamente en las ecuaciones existentes. Introducir este tipo de variables en el cálculo ayudaría a tener estimaciones más cercanas a la física del problema.

La metodología de Maza y García Flores (1978) es la que tiene mejor aproximación a las mediciones disponibles, mientras que la metodología de Laursen (1963) tiene mejor aproximación sin considerar la depositación de sedimentos con una diferencia de 19 cm con el valor medido por el Instituto Nacional de Hidráulica en 2019.

ABSTRACT

The general scour of a riverbed results an imbalance between the capacity of sediment transport and sediment supply in the face of alterations or changes in river dynamics. Knowing the scour depth is relevant for two reasons; the first one is to correctly develop hydraulic works designs avoiding the over estimation of resources when building or under estimating resources to avoid the collapse of the structures and the second reason is to know the behavior and have more information of the river in an extended period of time.

The objective of this work was to analyze the general scour of the Lluta River, which has a supercritical regime, considering the geometry of the riverbed and its flowratess for the 2001 to 2021 period. For the automatic analysis, a Matlab script was developed to calculate the generalized erosion and sediment deposition proposed by Link *et al.* (2020). The calculation methodologies found in the literature for estimating erosion were compared, being these empirical or semi-empirical and applicable in permanent regime where variables such as flow history, runoff type and flood duration are not explicitly considered in the existing equations. Introducing this type of variables in the calculation would help to have estimates closer to the physics of the problem.

The methodology of Maza and Garcia Flores (1978) shows the best approximation to the available measurements, while the methodology of Laursen (1963) shows a better approximation without considering sediment deposition, predicting 19 cm difference when compared to the value measured by the National Hydraulics Institute in 2019.

.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1 Motivación	1
1.2 Objetivos	1
1.2.1 Objetivo general	1
1.2.2 Objetivos específicos.....	1
1.3 Metodología	2
1.4 Principales resultados y conclusiones	2
1.5 Organización del documento.....	2
CAPÍTULO 2: EROSIÓN GENERAL.....	4
2.1 Introducción	4
2.2 Concepto.....	4
2.3 Estimación de erosión generalizada	5
2.3.1 Teoría del régimen	6
2.3.2 Teoría de velocidad crítica	6
2.4 Caso no estacionario.....	7
2.5 Conclusión.....	9
CAPÍTULO 3: MÉTODOS.....	10
3.1 Introducción	10
3.2 Metodologías de cálculo de erosión generalizada.....	10
3.2.1 Lacey (1930)	10
3.2.2 Blench (1969).....	12
3.2.3 Laursen (1963)	12
3.2.4 Maza Álvarez y Echeverría Alfaro (1973).....	13
3.2.5 Maza y García Flores (1978).....	13
3.2.6 Neil (1980)	13

3.2.7	Lischtvan-Lebediev (1984)	14
3.3	Cálculo no estacionario	16
3.4	Caso de verificación del cálculo de erosión general	18
3.5	Caso de estudio.....	20
3.5.1	Antecedentes	20
3.6	Antecedentes topográficos	21
3.7	Antecedentes fluviométricos	24
3.7.1	Análisis hidrológico	24
3.7.2	Análisis de caudales	24
3.7.3	Curva variación estacional	25
3.7.4	Curva de duración	26
3.8	Antecedentes sedimentológicos	27
3.9	Curvas de gasto	29
3.9.1	Lane y Carlson (1953).....	29
3.9.2	Cowan (1956).....	29
3.9.3	Número de Manning.....	30
3.9.4	Resultados de Números de Manning.....	31
3.9.5	Caudal a sección llena.....	31
3.10	Modelación.....	35
3.11	Estimación de parámetros y evaluación de desempeño	36
3.12	Conclusiones	36
CAPÍTULO 4: RESULTADOS		37
4.1	Introducción	37
4.2	Resultados del modelo no estacionario de erosión generalizada y sedimentación	37
4.3	Análisis de sensibilidad.....	40
4.4	Análisis de resultados.....	43
4.5	Conclusiones	44

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.....	45
REFERENCIAS	47
ANEXO 1.1: Contribución a los Objetivos de Desarrollo Sostenible	51
ANEXO 3.1: Caudal a sección llena.....	52
ANEXO 3.2: Curvas de gasto	53

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Valores del factor de sección.	11
Tabla 3.2. Coeficientes de relación genérica.....	16
Tabla 3.3 Características generales del puente Chacalluta y el río Lluta (INH, 2019).	21
Tabla 3.4 Caudales máximos extraordinarios para diferentes periodos de retorno.	25
Tabla 3.5 Diámetros característicos y variables importantes de la curva granulométrica.	28
Tabla 3.6. Coeficientes de condiciones del cauce, Cowan (1956).	30
Tabla 3.7. Resultados de números de Manning con las metodologías.....	31
Tabla 3.8. Caudal bankfull para cada uno de los números de Manning estimados.	32
Tabla 3.9. Resultados obtenidos para $n = 0.064$	33
Tabla 4.1. Resumen de resultados para las metodologías propuestas.	40
Tabla 4.2. Resultados para cada parámetro ξ utilizado, $n=0.064$	41
Tabla 4.3. Resultados para cada parámetro ξ utilizado, $n=0.025$	42
Tabla 4.4. Resultados para cada parámetro ξ utilizado, $n=0.025$	43

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Balanza de Lane.....	4
Figura 2.2 Hidrograma y sedimentograma desfasados temporalmente en una crecida imaginaria(a) y los mismos diagramas en crecidas en los que se tienen medidas (b).	8
Figura 3.1 Esquema metodología de Neil (1980).	13
Figura 3.2 Perfil transversal en Sohag, río Nilo.....	19
Figura 3.3 Perfil transversal en Bani-Sweif, río Nilo.....	19
Figura 3.4 Ubicación de la zona de estudio.	21
Figura 3.5. Disposición en planta de los perfiles transversales levantados en río Lluta.	22
Figura 3.6. Perfiles transversales del río Lluta en la zona de estudio. (a) Perfil 1, (b) Perfil 2, (c) Perfil 3, (d) Perfil 4 y (e) Perfil 5.	23
Figura 3.7. Hidrograma de caudales diarios desde 2001 a 2021.....	24
Figura 3.8. Curva de variación estacional del río Lluta para las probabilidades de excedencia 20%,50%, 60%, 70%, 80% y 90%.	26
Figura 3.9 Curva de duración del río Lluta.	27
Figura 3.10 Curva granulométrica de la muestra socavada del río Lluta.....	27
Figura 3.11 Distribución porcentual de frecuencias granulométricas del río Lluta.	28
Figura 3.12. Río Lluta en Puente Chacalluta, 8 de noviembre de 2019.....	31
Fuente: INH (2021)	31
Figura 3.13. Eje hidráulico calculado perfil transversal del Puente Chacalluta para $n=0.064$	32
Figura 3.14. Curva de gasto de altura para $n=0.064$	34
Figura 3.15. Curva de gasto de velocidad para $n=0.064$	34
Figura 3.16. Curva de gasto de ancho para $n=0.064$ y $Q \leq 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$	35
Figura 3.17. Curva de gasto de ancho para $n=0.064$ y $Q > 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$	35

Figura 4.1. Estimación de erosión generalizada para cada metodología propuesta, $n=0.064$	38
Figura 4.2. Estimación de erosión generalizada para cada metodología propuesta, $n=0.025$	38
Figura 4.3. Estimación de erosión generalizada para cada metodología propuesta, $n=0.012$	39
Figura 4.4. Análisis de sensibilidad del parámetro ξ para $n=0.064$	41
Figura 4.5. Análisis de sensibilidad del parámetro ξ para $n=0.025$	42
Figura 4.6. Análisis de sensibilidad del parámetro ξ para $n=0.012$	43
Figura A.3.1. Eje hidráulico calculado perfil transversal del Puente Chacalluta para $n=0.025$	52
Figura A.3.2. Eje hidráulico calculado perfil transversal del Puente Chacalluta para $n=0.012$	52
Figura A.3.3. Curva de gasto de altura para $n=0.025$	53
Figura A.3.4. Curva de gasto de velocidad para $n=0.025$	53
Figura A.3.5. Curva de gasto de ancho para $n=0.025$ y $Q \leq 2.76 \text{ m}^3/\text{s}$	54
Figura A.3.6. Curva de gasto de ancho para $n=0.025$ y $Q > 2.76 \text{ m}^3/\text{s}$	54
Figura A.3.7. Curva de gasto de altura para $n=0.012$	55
Figura A.3.8. Curva de gasto de velocidad para $n=0.012$	55
Figura A.3.9. Curva de gasto de ancho para $n=0.025$ y $Q \leq 5.5 \text{ m}^3/\text{s}$	56
Figura A.3.10. Curva de gasto de ancho para $n=0.025$ y $Q > 5.5 \text{ m}^3/\text{s}$	56

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

La socavación general en el lecho de un cauce ocurre producto de un desbalance entre la capacidad del transporte de sedimentos que posee un río y la disponibilidad de material, en respuesta a alteraciones del cauce o por la propia dinámica fluvial.

Determinar la profundidad de socavación general es relevante en ingeniería de ríos para lograr un buen diseño de obras hidráulicas como puentes.

En la literatura existen varias metodologías para calcular la erosión general, siendo todas empíricas o semiempíricas y aplicables en condiciones de régimen permanente. El historial de caudales, tipo de escurrimiento (sub y supercrítico) y duración de la crecida no se consideran explícitamente en las ecuaciones existentes. Introducir este tipo de variables en el cálculo ayudaría a una estimación más cercana a la física del problema.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

El objetivo principal de este trabajo es analizar la socavación en el río Lluta.

1.2.2 Objetivos específicos

- Analizar comparativamente las fórmulas existentes para calcular la erosión general.
- Formular una metodología de cálculo no estacionaria para la erosión general y la sedimentación.
- Aplicar la metodología propuesta y evaluar su desempeño.

1.3 Metodología

El método aplicado en esta investigación consistió en la programación de un modelo en Matlab para calcular la socavación general y la depositación de sedimentos en el río Lluta. En primer lugar, se realizó la revisión bibliográfica, luego se recopiló información de caudales diarios a través del banco de datos de la Dirección General de Aguas (DGA) e información granulométrica, y otras variables hidráulicas relevantes que fueron proporcionadas por el Instituto Nacional de Hidráulica (INH).

Se realizó el tratamiento de datos, y la realización de un modelo hidráulico 1D en el *software* Hec-Ras 6.2, de tal manera de obtener las ecuaciones de gasto de la geometría del cauce y aplicar la metodología propuesta.

1.4 Principales resultados y conclusiones

Se compararon los resultados obtenidos con las distintas metodologías de cálculo con mediciones reales realizadas por el Instituto Nacional de Hidráulica (INH), resultando que el método Maza y García Flores (1978) es el que tiene mejores aproximaciones considerando la depositación de sedimentos, mientras que el método de Laursen (1963) es el que tiene mejores aproximaciones sin considerar la depositación de sedimentos. A priori, la metodología utilizada durante la investigación tiene buenos resultados en la aproximación de la socavación general y depositación de sedimentos, donde se podría aplicar a una gran gama de ríos de Chile para poder predecir y/o prevenir consecuencias en obras civiles durante eventos de crecidas extraordinarias.

1.5 Organización del documento

El presente documento está organizado en cinco capítulos. El primer capítulo presenta la motivación del problema junto a su objetivo general y sus objetivos específicos. El segundo capítulo presenta una breve descripción de la revisión bibliográfica de los distintos métodos de cálculo para estimar la socavación general en ríos, el método de depositación de sedimentos utilizado y experiencias previas en dichos cálculos. El tercer capítulo describe con mayor grado de detalle cada uno de las metodologías de cálculo para la estimación de la socavación general y depositación de sedimentos del río y la descripción del sitio de estudio. El cuarto capítulo presenta las estimaciones de la socavación

general y depositación de sedimentos en el río de estudio, la comparación de dichos cálculos con mediciones reales y análisis de sensibilidad del parámetro de depositación de sedimentos. El capítulo cinco presenta las conclusiones y comentarios de esta investigación.

CAPÍTULO 2: EROSIÓN GENERAL

2.1 Introducción

En este capítulo se presentan antecedentes relevantes sobre la erosión generalizada, el fondo teórico, conceptos y experiencias previas en la aplicación de métodos de cálculo.

2.2 Concepto

Los sistemas fluviales tienden al equilibrio morfológico. De manera cualitativa Lane (1955) y como se muestra en la figura 2.1, plantea la existencia de un equilibrio entre el caudal de sedimentos (q_s) y el tipo de sedimentos (D) con el caudal líquido (q) y la pendiente del cauce (i), por lo que, si uno de estos parámetros varía, se producirán cambios en las variables restantes para mantener este equilibrio.

En este caso, si aumenta el caudal líquido habrá un déficit de sedimentos y se producirá erosión general, por otra parte, si aumenta el caudal sólido generará un exceso de sedimentos y por consecuencia, acreción.

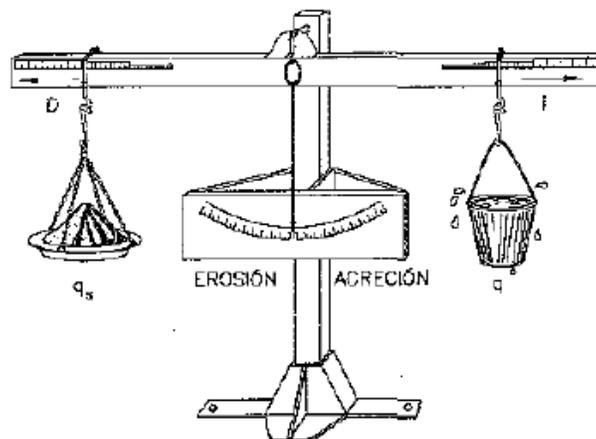


Figura 2.1 Balanza de Lane.

Fuente: Martin-Vide (2002); Lane (1955).

Las alteraciones pueden ser de origen geomorfológico, hidrológico, hidráulico o sedimentológico y provocados de manera natural por la dinámica fluvial o por acción antrópica como extracción de áridos y construcción de obras hidráulicas (Toapaxi *et al.*, 2015).

La socavación de un puente se puede clasificar según su causa en socavación general, socavación por contracción y socavación local. La socavación general puede ocurrir como erosión a largo o corto plazo. Coleman y Melville (2001) sostienen que la erosión general a largo plazo tiene una escala de tiempo normalmente del orden de varios años o más e incluye degradación progresiva, mientras que la erosión general a corto plazo se desarrolla durante una o varias crecidas poco espaciadas en el tiempo.

La socavación general a largo plazo es causada por desastres naturales (por ejemplo, el levantamiento del lecho de un cauce debido a terremotos o al descenso del lecho producto de crecidas extremas) o por cambios graduales causados por el hombre en el suministro de sedimentos a un río (Lane, 1995; Su y Lu, 2016). Son procesos que duran años, en algunos casos hasta décadas e incluye degradación progresiva y erosión de las orillas (Coleman y Melville, 2001).

La erosión generalizada de corto plazo se produce por un desequilibrio del transporte de sedimentos durante el desarrollo de una o varias crecidas poco espaciadas en el tiempo, donde se produce una máxima erosión que se atenúa debido a la depositación en la recesión de la crecida. Los factores que controlan la erosión general son los sedimentos, el suministro de sedimentos aguas arriba, duración de la crecida, cambios en la sección transversal del flujo y cambios en la descarga (Bettess, 2002). A esta escala de tiempo y producto de la suspensión del lecho, aumenta el riesgo de colapso de obras hidráulicas (Schreider *et al.*, 2001).

2.3 Estimación de erosión generalizada

Los métodos existentes para estimar la profundidad de erosión se basan principalmente en ecuaciones empíricas y semiempíricas. Las expresiones empíricas se basan en la teoría del régimen y las semiempíricas en el equilibrio entre la velocidad del flujo y la velocidad crítica.

Diversos autores han desarrollado expresiones para determinar la socavación. Schreider *et al.* (2001) realizaron una revisión de la aplicabilidad del método semiempírico Lischvan-Lebediev (1984) y una comparación con diversos métodos semiempíricos. Coleman y Melville (2001), analizó casos de estudio aplicando una metodología que superpone las estimaciones de erosión (generalizada, local y por contracción), considerando distintas formulaciones para el cálculo considerando una única crecida registrada, utilizando datos geométricos del cauce y el puente y el diámetro de los sedimentos.

A continuación, se presenta una descripción de la teoría del régimen y de la velocidad crítica con sus respectivas metodologías de erosión generalizada más conocidas.

2.3.1 Teoría del régimen

La teoría del régimen fue propuesta por Kenedy en 1895 a partir de observaciones y mediciones de canales no revestidos donde obtuvo que la velocidad del flujo de un cauce con dimensiones estables depende estrictamente de la profundidad de equilibrio de los canales.

Lacey entre 1929 y 1933 continuó con el análisis de Kenedy recabando información de distintas variables hidráulicas como el radio hidráulico, pendientes de fondo, perímetros mojado y descargas de una gran gama de canales que se creían que estaban en régimen. Así se obtuvieron las primeras ecuaciones para tener una orientación cuantitativa de la teoría.

El término régimen se emplea para definir el estado de equilibrio en que se encuentra un canal que presente una situación de equilibrio entre su ancho, profundidad y pendiente con el caudal líquido y sólido (Maza Álvarez y García Flores, 1996).

Los métodos más conocidos para el cálculo de la socavación general son los propuestos por Lacey (1930) y Blench (1969).

2.3.2 Teoría de velocidad crítica

La velocidad crítica se define como la velocidad necesaria para comenzar el movimiento de los sedimentos, utilizando como principales variables el diámetro de las partículas, caudal, profundidad

y ancho del cauce. Esta teoría se basa en el supuesto que la socavación ocurre cuando la velocidad media del flujo y la velocidad crítica se igualan, donde suele alcanzarse la máxima profundidad. Melville y Coleman (2000) mencionan que estos métodos suelen ser conservadores pues canales que transportan sedimentos en algunos casos se encuentran estables y no erosionan, ya que los canales se encuentran en equilibrio con el suministro de sedimentos, tal como lo establece la balanza de Lane.

Los métodos que estiman la socavación general a partir de esta teoría son: Laursen (1963), Maza Álvarez y Echeverría Alfaro (1973), Maza y García Flores (1978), Neil (1980) y Lischtván-Lebediev (1984).

En el siguiente capítulo se analizarán comparativamente las ecuaciones que utilizan el concepto de teoría del régimen y de velocidad crítica mencionados anteriormente.

Comparaciones entre las fórmulas más utilizadas han sido realizadas por Bettess (2002) y Lauchlan y May (2002), donde se indica que los cálculos no son del todo confiables, no especifican casos en los que existe más de un canal o la crecida abarca la planicie de inundación y no se consideran aspectos de la dinámica fluvial como la variación de la profundidad o la erosión lateral cuando se desarrolla la crecida. Las fórmulas basadas en la teoría de la velocidad crítica, tienden a sobreestimar la socavación porque el tiempo de la crecida no es suficientemente largo para alcanzar la velocidad de equilibrio y con ello la profundidad máxima que se plantea en estas ecuaciones, además, luego del peak de la crecida se rellena parte del material removido del fondo, aumentando el nivel del lecho y encontrando un nuevo equilibrio. En cambio, los métodos basados en la teoría del régimen tienden a sub estimar la socavación.

Schreider et al (2001) y Farías et al (2008), aplicaron las fórmulas Laursen (1963), Blench (1969), Maza y Echeverría Alfaro (1973), Maza y García Flores (1978) y Lischtván-Lebediev (1984) e indican que está última es la que se mejor aproxima a las mediciones realizadas en ríos de llanura.

2.4 Caso no estacionario

La figura 2.2 muestra que el transporte de sedimentos tiene un desfase con respecto al hidrograma, teniendo un descenso más lento, generando erosión durante el aumento de caudal debido a un déficit

de sedimentos y sedimentación luego del peak producto del superávit. También se han registrado el caso contrario, donde se produce sedimentación y luego socavación (Martín-Vide, 2002), esto es posible por la disponibilidad de sedimentos después de un periodo sin crecidas. Un estudio realizado por Dai y Lu (2010) en el río Yangtze evidenció que en eventos con mayor periodo de retorno había mayor disponibilidad de sedimentos en el flujo, generando más depositación en el lecho y la planicie de inundación que en años sin grandes crecidas.

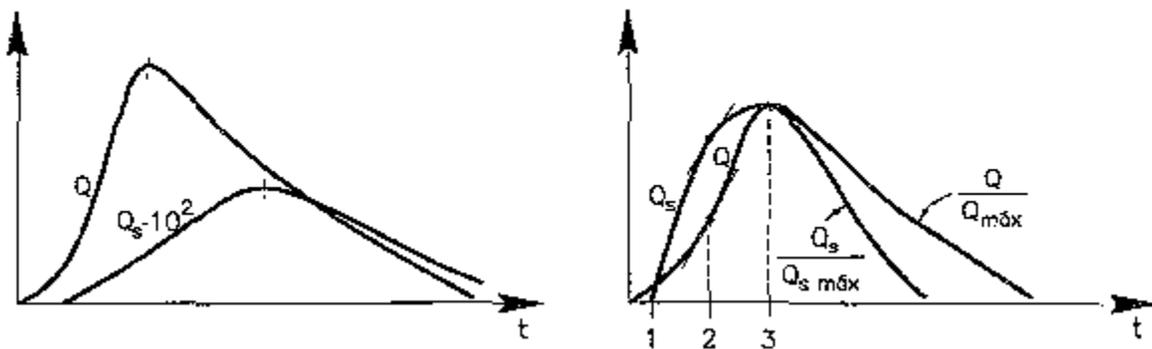


Figura 2.2 Hidrograma y sedimentograma desfasados temporalmente en una crecida imaginaria(a) y los mismos diagramas en crecidas en los que se tienen medidas (b).

Fuente: Martín-Vide (2002)

Su y Lu (2013) propusieron una técnica de colocación de columnas de ladrillo numerados en el lecho de los ríos para medir la profundidad de socavación y la altura depositada durante una crecida determinada. Otra publicación de los mismos autores (Su y Lu, 2016) estudia la erosión generalizada a corto plazo durante una crecida determinada, donde compara el transporte de sedimentos y la socavación del lecho de los ríos Choshui y Dachia en Taiwan, evidenciando que el lecho del río descendía 6 m durante una crecida y que luego la sedimentación elevó el nivel del fondo hasta 1.6 m sobre el nivel original. Además, proponen una ecuación que relaciona parámetros como la profundidad del cauce, el diámetro medio de las partículas, la viscosidad, la densidad del agua y de sólidos, y también parámetros del hidrograma como el caudal el tiempo al peak.

Martín-Vide *et al.* (2019) estudió la erosión transitoria del río Pilcomayo en Bolivia, donde estimó la erosión generalizada y la sedimentación en un perfil del río, utilizando datos de una serie de tiempo de años. En el estudio se utilizan ecuaciones a partir de la conservación de la masa, concluyendo que

el flujo y la carga de sedimentos puede ser uno de los factores que contribuyen a la socavación transitoria

2.5 Conclusión

Se presentó las fórmulas de cálculo, las experiencias previas respecto al uso de los métodos y como se ha considerado el régimen hidráulico y la estacionalidad del flujo, siendo la estacionalidad uno de las variables relevantes a incluir en el cálculo

CAPÍTULO 3: MÉTODOS

3.1 Introducción

Este capítulo presenta los métodos utilizados para el análisis de la erosión generalizada y la depositación en el tiempo, así como las características de la zona de estudio.

3.2 Metodologías de cálculo de erosión generalizada

En la literatura se encuentra disponible un gran número de relaciones empíricas para estimar la erosión generalizada. A continuación, se presentan las ecuaciones de Lacey (1930), Laursen (1963), Blench (1969), Maza Álvarez y Echeverría Alfaro (1973), Maza y García Flores (1978), Neil (1980) y Lischtvan-Lebediev (1984) para estimar la profundidad de erosión generalizada. Todos los métodos consideran caudal constante para su aplicabilidad.

3.2.1 Lacey (1930)

La fórmula de Lacey (1930) se basa en la teoría del régimen y en observaciones realizadas por Lindley (1919) en canales ubicados en India. Entrega una ecuación para evaluar el estado estable luego de ocurrir la erosión.

Para ríos en lechos aluviales, se tiene la siguiente expresión.

$$h_s = 1.34 \left(\frac{q}{1.76d_{50}^{0.5}} \right)^{1/3} \quad (3.1)$$

donde h_s es la profundidad de erosión generalizada en m, q es el caudal unitario en m^2/s , d_{50} es el diámetro medio de las partículas más representativas en el fondo del lecho del río en m.

Para el caso de ríos semialuviales, con márgenes definidos por lechos erosionables se tiene la siguiente ecuación, que es válida para río con un ancho de cauce muy grande comparado con la profundidad del agua.

$$h_s = \frac{1.213Q^{0.63}}{f^{0.33}W^{0.6}} \quad (3.2)$$

Donde **Q** es el caudal de diseño en m³/s, **W** es el ancho superficial del cauce en m y **f** es el coeficiente de sedimentación de Lacey.

El factor de sedimento de Lacey, **f**, está dada por la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Valores del factor de sección.

Material	Clase de material	Diámetro medio de la partícula (mm)	f
Limo	Muy fino	0.052	0.4
	Fino 1	0.081	0.5
	Fino 2	0.12	0.6
	Fino 3	0.158	0.7
	Medio	0.233	0.85
	Normal	0.323	1
Arena Fina	Media	0.505	1.25
	Gruesa	0.725	1.5
Arena más gruesa	Fina	0.988	1.75
	Media	1.290	2
	Gruesa	2.422	2.75
Grava	Media	7.280	4.75
	Pesada	26.1	9
Canto rodado	Pequeño	50.1	12
	Medio	72.5	15
	Grande	188.8	24

3.2.2 Blench (1969)

La fórmula de Blench (1969) se basa en la teoría del régimen para plantear el método, diferenciando entre suelos cohesivos y no cohesivos.

Para suelos no cohesivos, se propone la siguiente ecuación.

$$h_s = \left(\frac{q}{4.28d^{0.25}(1 + 0.012C)} \right)^{0.67} \quad (3.3)$$

donde **d** es el diámetro de las partículas más representativas del fondo del lecho del río en m y **C** es una constante cuyo valor usualmente es 4.8 (Alcides *et al.*, 2018).

Para suelos cohesivos, se tiene la siguiente expresión.

$$h_s = \left(\frac{q}{4.28d^{0.25}} \right)^{0.67} \quad (3.4)$$

3.2.3 Laursen (1963)

La fórmula de Laursen (1963) es válida en condiciones de aguas claras y en partículas de lechos no cohesivos ($d > 0.075$ mm). La socavación en una zona angosta llega al equilibrio cuando la tensión de corte que está actuando alcanza un valor crítico de resistencia del material erosionable.

$$h_s = \left(\frac{q}{6.32d^{0.33}} \right)^{0.857} \quad (3.5)$$

3.2.4 Maza Álvarez y Echeverría Alfaro (1973)

Este método es válido para sedimentos de tamaño menor a 6 mm, principalmente arenas y gravas:

$$h_s = 0.365 \left(\frac{q}{d^{0.2}} \right)^{0.784} \quad (3.6)$$

3.2.5 Maza y García Flores (1978)

La deducción de este método se basa en la relación de la expresión adimensional de la velocidad media y velocidad crítica en cauces no cohesivos e hidrodinámicamente rugosos. Se tiene la siguiente expresión que calcula la profundidad de socavación en el lecho.

$$h_s = \left(\frac{q}{6.05d^{0.35}} \right)^{0.87} \quad (3.7)$$

3.2.6 Neil (1980)

Como se muestra en la figura 3.1, la sección socavada debe realizarse considerando de manera explícita su geometría, en caso contrario, el cálculo resulta aproximado, por ello se debe dividir la sección en franjas o subsecciones para posteriormente determinar la altura máxima que iguala a la altura crítica de arrastre.

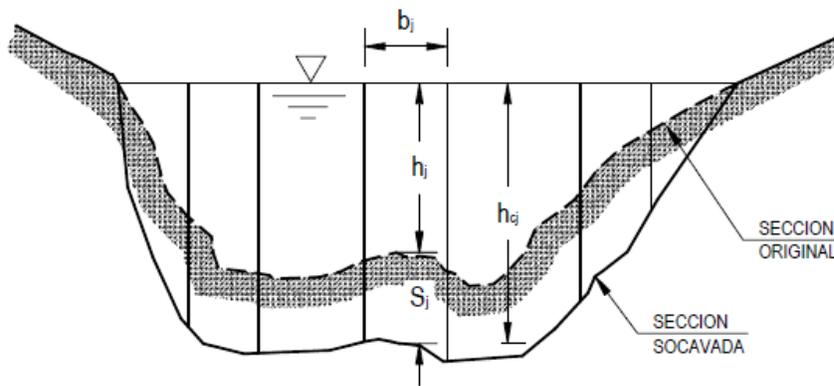


Figura 3.1 Esquema metodología de Neil (1980).

Fuente: Manual de Carreteras Volumen N°3.

Para el caso de sedimentos Finos

$$h_{cj} \ln \frac{12h_{cj}}{k_s} = \frac{q_j}{0.787\sqrt{gd}} \quad (3.8)$$

donde h_{cj} es la altura de escurrimiento para la condición de arrastre crítico en la franja j en m, k_s es la aspereza o rugosidad determinante de la pérdida de carga, q_j es el caudal unitario con respecto al ancho de una sección j y g es la aceleración de gravedad en m/s^2 .

Según el Manual de Carretera Volumen N°3 (2012), se utiliza $k_s = D_{65}$ y $d=D_{50}$, mientras que para sedimentos gruesos de granulometría extendida que presenta tendencia a acorazamiento, se utiliza $d = D_{84}, D_{90}$ o D_{95} .

donde $D_{50}, D_{65}, D_{84}, D_{90}$ y D_{95} es el diámetro máximo de partícula correspondiente al 50 %, 65 %, 84 %, 90 % y 95 % más fino de la curva granulométrica respectivamente.

Para el caso de sedimentos finos

$$h_{cj} = \left(\frac{q_j}{1.81 * \sqrt{gd}^{0.33}} \right)^{0.855} \quad (3.9)$$

La expresión que calcula la profundidad de socavación de la franja j , está definida por:

$$S_j = h_{cj} - h_j \quad (3.10)$$

donde S_j es la profundidad de socavación en la sección j de ancho b_j en m y h_j es la altura original sin socavar en m.

3.2.7 Lischtvan-Lebediev (1984)

La hipótesis sobre la que se trabaja considera la distribución uniforme de caudal durante todo el proceso erosivo, que es válido para casos de transporte generalizado y aguas claras. Para evaluar la

velocidad mínima a la que ocurre el movimiento, se considera el diámetro de las partículas (Moreno *et al.*, 1998). La expresión para calcular la profundidad de socavación está dada a continuación.

$$h_s = \left(\frac{\gamma h_{oi}^{5/3}}{4.7d^{0.28}\beta} \right)^{0.71} \quad (3.11)$$

$$\gamma = \frac{Q}{h_m^{5/3} B_e} \quad (3.12)$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln(T) \quad (3.13)$$

donde h_{oi} es la profundidad antes de la erosión en la vertical de la sección i en m, h_m es la profundidad media de la sección antes de la erosión en m, γ es un coeficiente y β es un coeficiente que depende del periodo de retorno (T) que debe ser mayor a 15 años según Schreider *et al.* (2001) y mayor a 2 años según el Manual de Carreteras Volumen N°3 (2018).

La Ecuación 3.11 también se puede expresar en función del caudal por unidad de ancho, donde se considera β igual a 1, el cual se corresponde a un periodo de retorno de 115 años aproximadamente (Schreider *et al.*, 2001).

$$h_s = \left(\frac{q}{4.7d^{0.28}} \right)^{0.71} \quad (3.14)$$

Lauchlan y May (2002) resumieron todas las fórmulas presentadas en la Ecuación (3.15), cuyos coeficientes se presentan en la tabla 3.2.

$$h_s = c_0 \left(\frac{q}{c_1 d_{50}^{c_2}} \right)^{c_3} \quad (3.15)$$

Tabla 3.2. Coeficientes de relación genérica.

Ecuación	c_0	c_1	c_2	c_3
Lacey (1930)	1.34	1.76	0.5	1/3
Blench (1939)	1	4.28	0.25	0.67
Laursen (1963)	1	6.32	0.33	0.857
Maza y Echeverría (1973)	0.365	1	0.2	0.784
Maza y García (1978)	1	6.05	0.35	0.87
Neil (1980)	1	8.869	0.33	1
Lischtvan -Lebediev (1984)	1	4.7	0.28	0.71

Ante los antecedentes de las metodologías de cálculo, se utilizan para régimen permanente, considerando el caudal y sus propiedades geométricas como el ancho, la velocidad y la altura de escurrimiento constantes, sin embargo, se propone una metodología que considere que estas variables no sean constantes, para ello, se debe considerar estadísticas fluviométricas para un periodo de tiempo y estimar las curvas de gasto para cada una de las variables geométricas del cauce. Se espera que con esta metodología se pueda conocer el comportamiento del lecho de un río durante un periodo de tiempo.

3.3 Cálculo no estacionario

En la práctica el cálculo de la erosión generalizada se hace mediante las formulaciones mostradas en el capítulo anterior considerando solo el caudal de diseño, excluyendo variables como la duración de la crecida, la variación de la cantidad de sedimentos y la depositación. La forma de incluirlas es posible gracias a modelos numéricos en una, dos y tres dimensiones como los incluidos en HEC-RAS y SRH-1D desarrollados por el U.S Army Corps of Engineers y Bereau of Reclamation respectivamente, que requieren de datos fluviométricos, granulométricos y batimétricos que no siempre están disponibles. Sumado la dificultad de calibrar y validar estos modelos que tienen un costo computacional alto, especialmente si se tiene en cuenta que se necesita información de años para poder realizar esta tarea.

El poder calcular la erosión generalizada de una manera estacionaria entrega la posibilidad de evaluar el comportamiento del lecho durante el desarrollo y recesión de una crecida además de la evaluación

a largo plazo, pudiendo evaluar la erosión máxima durante el evento y la depositación posterior. Considerar este aspecto puede resultar útil para diseñar de una forma físicamente basada respecto a la condición propia del río y no sobre estimar o subestimar la erosión, que se traduce en una inversión mayor o un diseño deficiente. Teniendo todos los antecedentes en cuenta nace la pregunta, ¿Funcionarían las ecuaciones descritas en una formulación no estacionaria?

Hasta el momento, el cálculo de la depositación se ha hecho solo en el cálculo de la erosión local, cuya expresión fue desarrollada por Pizarro *et al.* (2021).

La dinámica de relleno de la fosa de socavación provocada por la erosión local desarrollada por Link *et al.* (2020) y está dada matemáticamente por:

$$z_{d[i]} = \begin{cases} 0, & \xi g_{s[i-1,j]}^* \leq g_{s[i,j]}^* \\ \frac{\alpha}{\rho_s(1-p)} \sum_{j=1}^n \left(\frac{\xi g_{s[i-1,j]}^* - g_{s[i,j]}^*}{z_{i-1}} \right) \Delta t, & \xi g_{s[i-1,j]}^* > g_{s[i,j]}^* \end{cases} \quad (3.16)$$

donde $z_{d[i]}$ es la profundidad de relleno de la fosa de socavación, j e i son contadores para el tamaño del sedimento en la curva granulométrica e instante discreto de tiempo, respectivamente, p es la porosidad, g^* es la capacidad del flujo de transportar sedimentos que se estima a través de la formulación del transporte fraccional propuesta por Dey (2014) utilizando los datos sedimentológicos y el transporte de fondo se calcula con Meyer-Peter y Müller (1948), ξg^* es la disponibilidad del sedimento en la fosa de socavación, y α y ξ son parámetros del modelo, donde ξ representa la fracción de sedimentos del instante de tiempo anterior que está disponible en el flujo. Su valor será mayor a 1 cuando hay una mayor cantidad de sedimentos disponibles como en crecidas, mientras que será menor a 1 en caso de haber un déficit.

La forma numérica de calcular el relleno mencionado anteriormente fue desarrollada por Pizarro *et al.* (2021) en Matlab y es la herramienta que se utilizará como base para desarrollar el método.

La formulación para el cálculo no estacionario se realiza calculando la erosión con los métodos descritos en el apartado 3.2 restando el cálculo de la depositación de la ecuación 3.16 para un intervalo de tiempo. Matemáticamente está dada como:

$$h_{t[i]} = h_{s[i]} - z_{d[i]} \quad (3.17)$$

Donde $h_{t[i]}$ es la profundidad total para el intervalo de tiempo i .

3.4 Caso de verificación del cálculo de erosión general

La comprobación del modelo propuesto se hizo comparando los cálculos con mediciones de Abdel – Fattah *et al.* (2004), usando dos perfiles transversales en Sohag y Bani-Sweif sobre el río Nilo en Egipto.

La comprobación consistió en graficar en conjunto las mediciones realizadas por Abdel – Fattah *et al.* (2004), la estimación realizada por Farias *et al.* (2008) utilizando la metodología de Lischtvan – Lebediev (ecuación 3.14) y las estimaciones realizadas con el mismo método, pero en el modelo con el fin de corroborar que lo modelado no tiene error al implementarse.

En las figuras 3.2 y 3.3 se muestra los perfiles transversales en Sohag y Bani-Sweif sobre el río Nilo, Egipto. Se puede observar que el modelo formula correctamente la ecuación de Lishtvan – Lebediev (1984) ya que lo calculado con el modelo en Matlab se superpone en la gráfica con lo hecho por Farias *et al.* (2008), sin embargo, Abdel – Fattah *et al.* (2004) menciona que el comportamiento predictivo de las formulaciones van mejorando aguas abajo, donde el perfil transversal en Bani-Sweif presenta un mejor comportamiento, eso es explicado a partir de que las primeras secciones se ven influenciadas por la operación de la presa de Aswan, Egipto donde se presenta un déficit de sedimentos que son retenidos por el embalse produciendo el efecto de aguas claras aguas debajo de la presa.

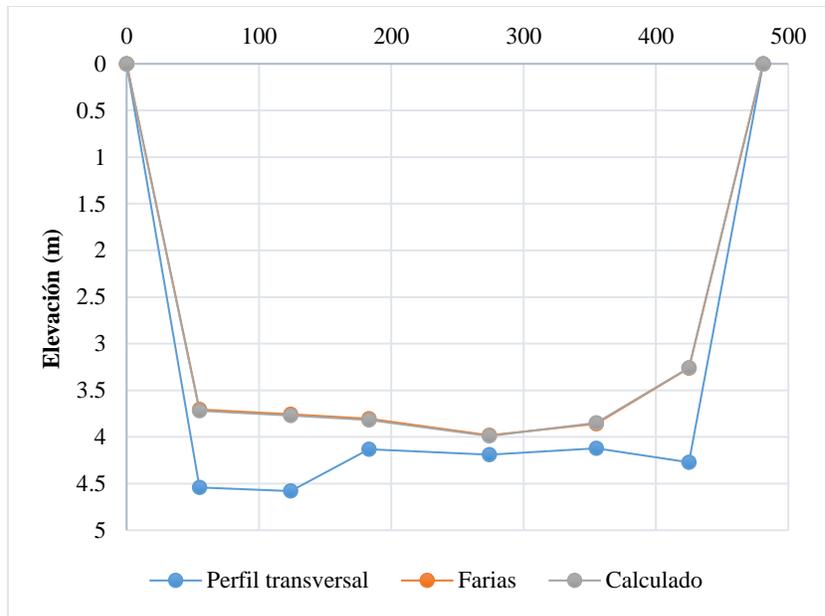


Figura 3.2 Perfil transversal en Sohag, río Nilo.

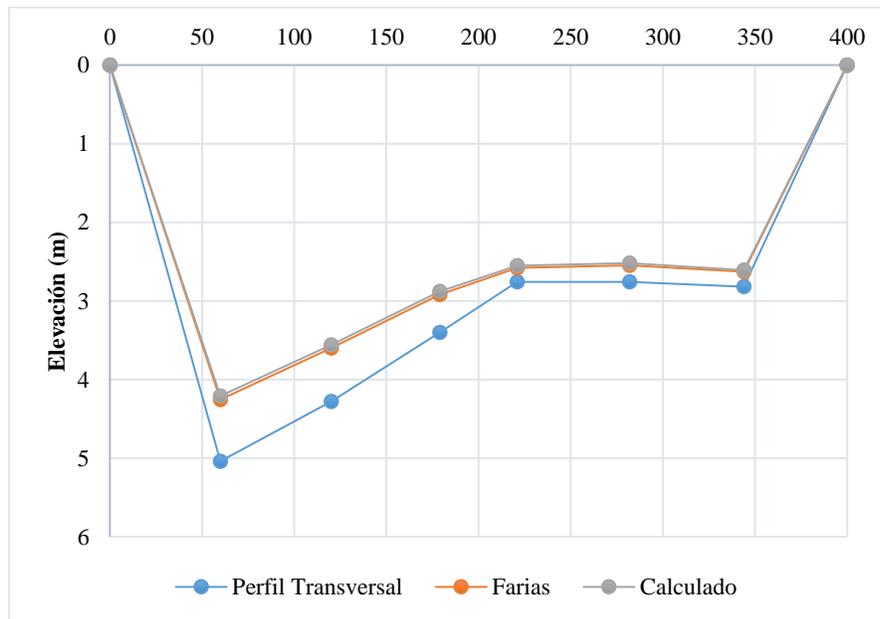


Figura 3.3 Perfil transversal en Bani-Sweif, río Nilo.

3.5 Caso de estudio

3.5.1 Antecedentes

El río Lluta se encuentra ubicado en el extremo norte de Chile, XV Región de Arica y Parinacota, se extiende entre los paralelos 18° y 18°30' latitud sur y meridianos 70°20' – 69°22' longitud oeste (Dirección General de Hidráulica, DGA, 2004).

El clima es de tipo desértico en todas sus variantes a través de su cauce, es decir, desértico costero, desértico de inferior o normal y desértico de altura. La característica principal de este clima es la escasez de precipitaciones (DGA, 2004).

El puente Chacalluta está ubicado en la cuenca del río Lluta cuya superficie es de 3.438 km² emplazado en la comuna de Arica en Chile, esta cuenca es del tipo exorreica y se clasifica como preandina (DGA, 2004).

En la zona de estudio, el río Lluta presenta un escurrimiento supercrítico, debido a la pendiente de 2.42%, el río es medianamente meandroso y el lecho está compuesto principalmente por gravas y bolones y, arena en bajas proporciones (Instituto Nacional de Hidráulica, INH, 2021).

El puente fue construido en 2001, luego del colapso en febrero del mismo año producto del invierno altiplánico. El puente nuevo está compuesto por dos estribos verticales y una cepa central de forma oblonga con base de fundación. El puente tiene una longitud de 80 metros, y un ancho de 20 metros. Se ubica una planta de extracción de árido 300 metros aguas abajo desde la ubicación del Puente Chacalluta. Es el único puente carretero de la zona, permitiendo la conexión vial entre Arica y el límite con Perú y, a su vez, con el Aeropuerto Internacional Chacalluta (INH, 2021).

En la figura 3.4 se muestra la ubicación de la zona de estudio.

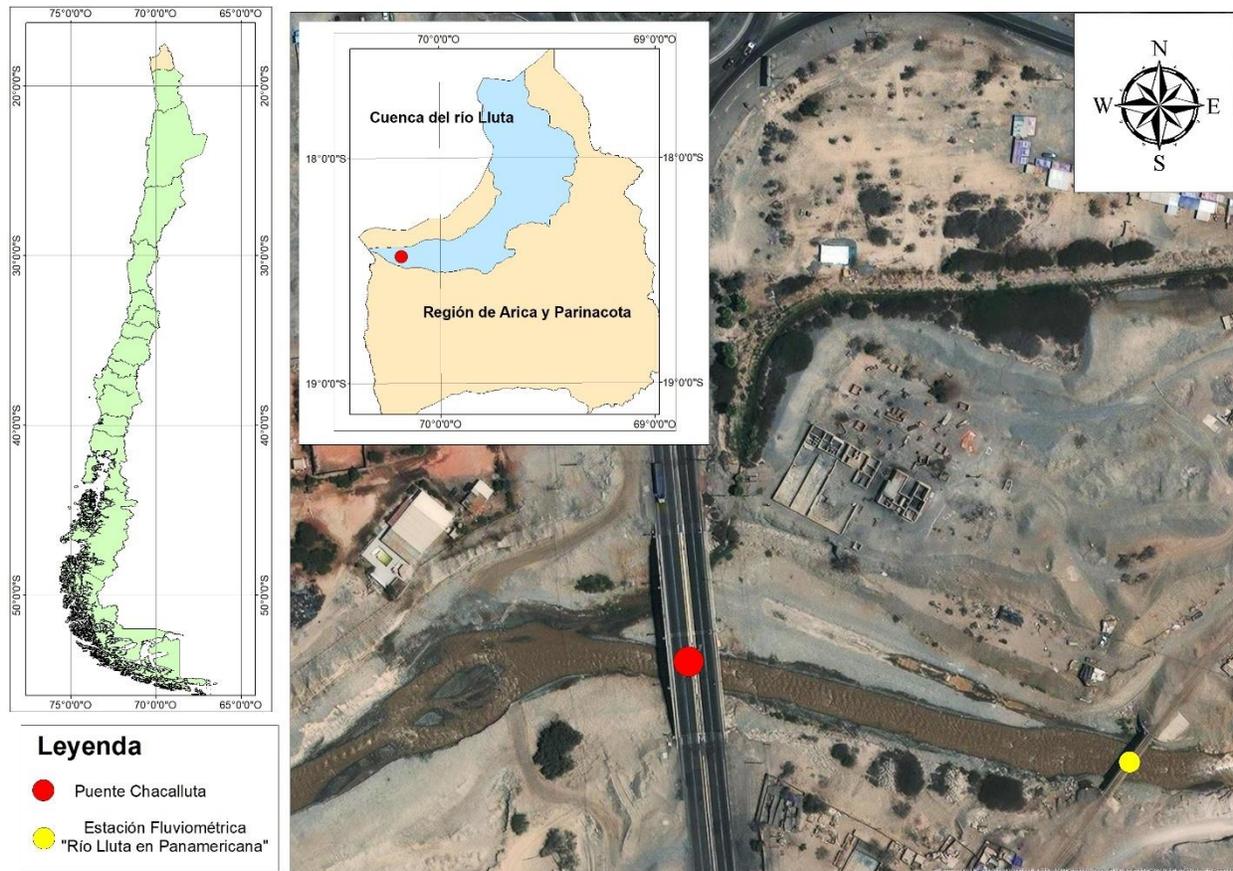


Figura 3.4 Ubicación de la zona de estudio.

Tabla 3.3 Características generales del puente Chacalluta y el río Lluta (INH, 2019).

Pendiente del río (%)	2.42
Caudal medio anual (m ³ /s)	2.03
Caudal asociado a T=5 años (m ³ /s)	34.30
Caudal asociado a T=100 años (m ³ /s)	112.81
Caudal asociado a T=200 años (m ³ /s)	139.87
Composición del lecho	Uniforme
Área de la cuenca (km ²)	3.438

3.6 Antecedentes topográficos

El Instituto Nacional de Hidráulica realizó un levantamiento topográfico en las cercanías del puente Chacalluta sobre el río Lluta, en una campaña realizada entre el 5 y 8 de noviembre del año 2019, la

disposición en la ubicación de los perfiles topográficos levantados se muestra en la figura 3.5. donde se presenta la elevación de cada uno de los perfiles transversales en el río Lluta en la figura 3.6.

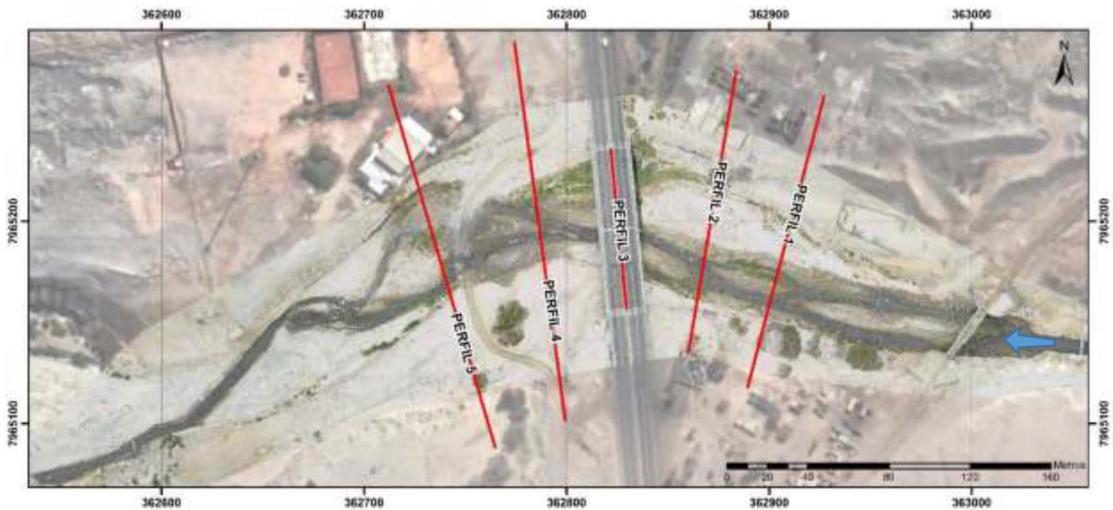
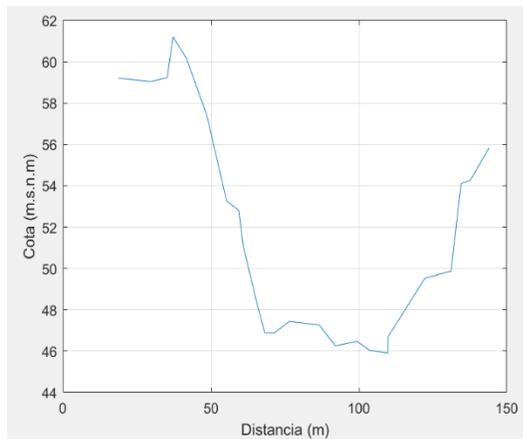
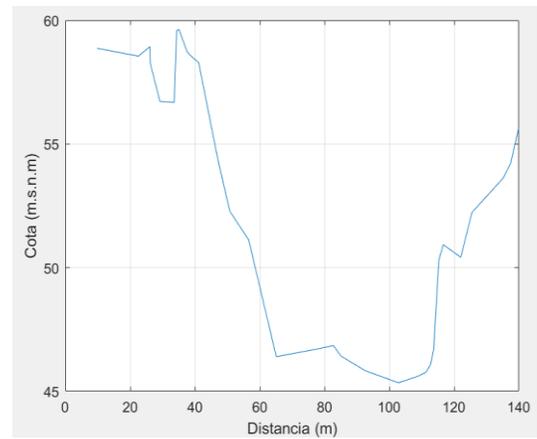


Figura 3.5. Disposición en planta de los perfiles transversales levantados en río Lluta.

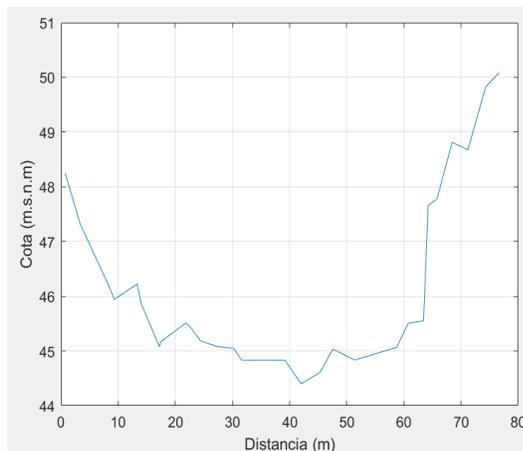
Fuente: INH (2021).



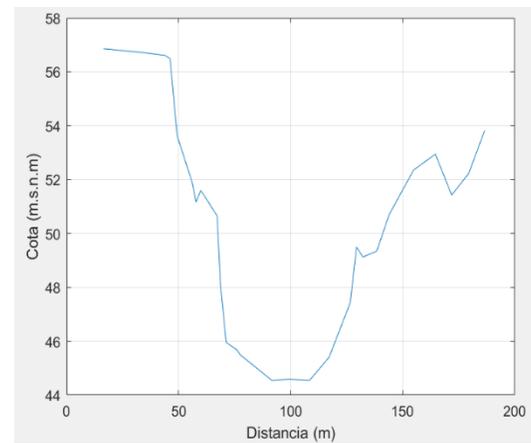
(a)



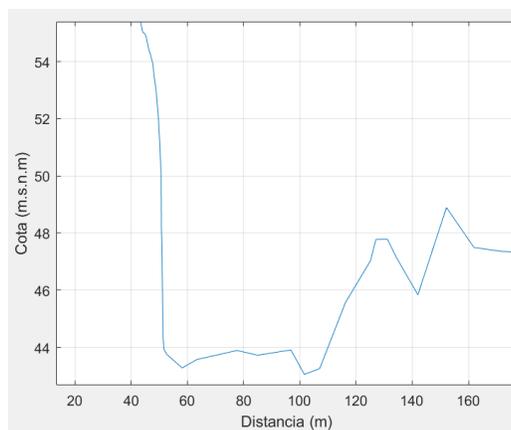
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 3.6. Perfiles transversales del río Lluta en la zona de estudio. (a) Perfil 1, (b) Perfil 2, (c) Perfil 3, (d) Perfil 4 y (e) Perfil 5.

3.7 Antecedentes fluviométricos

La estación fluviométrica “Río Lluta en Panamericana” se encuentra a 200 metros aproximadamente aguas arriba del puente Chacalluta, perteneciente a la red hidrométrica de la Dirección General de Aguas (DGA) que cuenta con información fluviométrica de caudales diarios que comienza el 1 de enero de 1985 hasta el 31 de diciembre de 2021, para el análisis se considera el periodo comprendido entre julio de 2001 hasta el 31 de diciembre de 2021.

3.7.1 Análisis hidrológico

Se realiza un análisis fluviométrico con el objetivo de caracterizar el régimen de caudales de la zona de estudio. Estos datos se utilizaron para obtener el hidrograma de caudales diarios como se muestra en la figura 3.7.

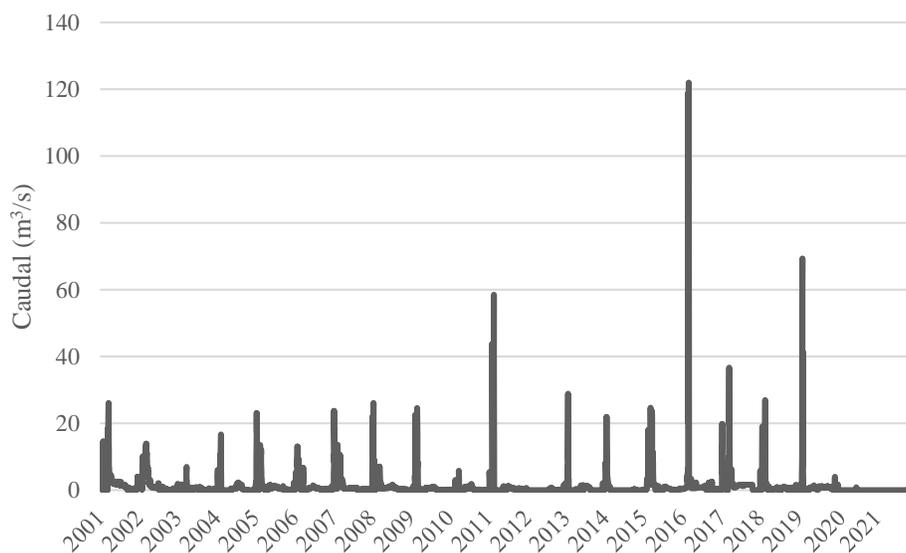


Figura 3.7. Hidrograma de caudales diarios desde 2001 a 2021.

3.7.2 Análisis de caudales

Los caudales correspondientes a cada uno de los periodos de retorno se obtienen a partir del análisis de frecuencias de caudales máximos instantáneos usando los datos recopilados desde la Dirección General de aguas (DGA). El análisis de frecuencia se realiza usando el método de máximos anuales.

El método de máximos anuales, las crecidas se individualizan en el registro continuo de caudales y se extraen los valores de los caudales máximos instantáneos con los datos disponibles de un año, posteriormente, se realiza un análisis probabilístico mediante el ajuste de distribución asumiendo que los valores son independientes y provienen de una misma distribución.

El ajuste de distribuciones a los datos disponibles, se usa el *software* Easyfit 5.5, que permite ajustar automáticamente varios tipos de distribuciones a la muestra y escoger el que mejor se ajuste de acuerdo con un análisis gráfico y a las pruebas estadísticas Chi-cuadrado y Kolmogorov-Smirnov.

La distribución de probabilidades *Generalized Extreme Value* se ajusta en mejor medida a los datos disponibles, debido que tenía el estadístico Kolmogorov-Smirnov más bajo y representa mejor a la serie de datos.

Se determinan los caudales para diferentes periodos de retorno según la tabla 3.4.

Tabla 3.4 Caudales máximos extraordinarios para diferentes periodos de retorno.

T(retorno)	Caudal (m³/s)
2	17.8
5	43.6
50	110.5
100	129.3
200	147.1
500	168.9

De la tabla anterior, se puede indicar que la crecida de febrero de 2016 corresponde a una centenaria.

3.7.3 Curva variación estacional

Para determinar la curva de variación estacional se obtienen los caudales medios mensuales desde 1985 hasta 2021 con los datos disponibles de la Dirección General de aguas (DGA) para realizar análisis de frecuencias para ajustar una distribución de probabilidad por medio del *software* Easyfit 5.5.

En la figura 3.8, se muestra la curva de variación estacional para las probabilidades de excedencia de 20%,50%, 60%, 70%, 80% y 90%.

Se puede inferir que los caudales en periodo estival, dependen fuertemente del invierno altioplánico en los meses de enero y febrero y en menor medida en el periodo de invierno para los meses de junio y julio.

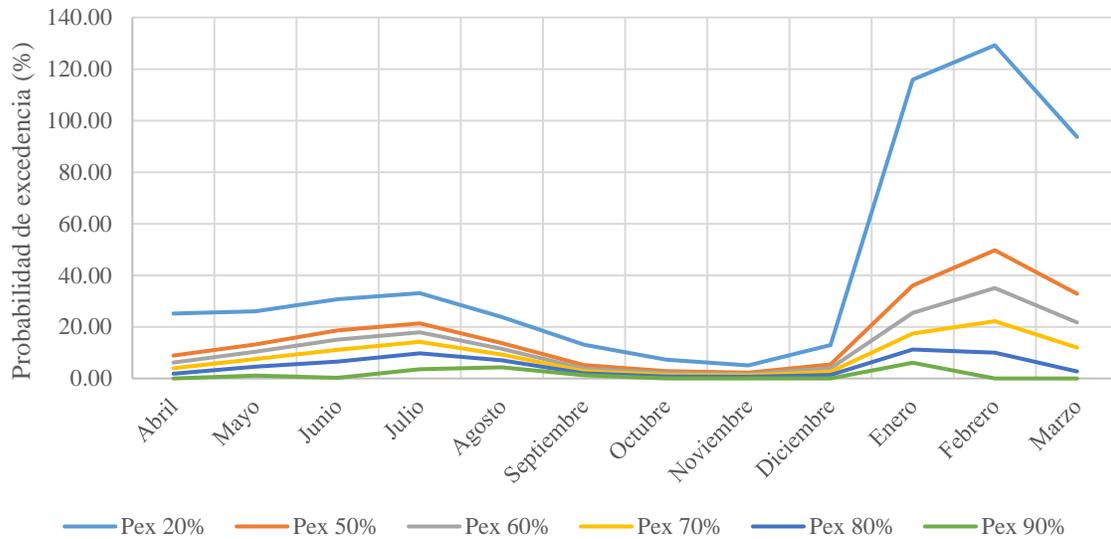


Figura 3.8. Curva de variación estacional del río Lluta para las probabilidades de excedencia 20%,50%, 60%, 70%, 80% y 90%.

3.7.4 Curva de duración

Para determinar la curva de duración se ordenan la serie de caudales mensuales ordenándolos de mayor a menor y se calcula la probabilidad de excedencia como el ranking dividido por el número de datos acumulado de manera de observar la disponibilidad del recurso hídrico.

Se puede destacar que para una probabilidad de excedencia del 85%, el caudal es de 0.48 m³/s. La curva de duración se muestra en la figura 3.9.

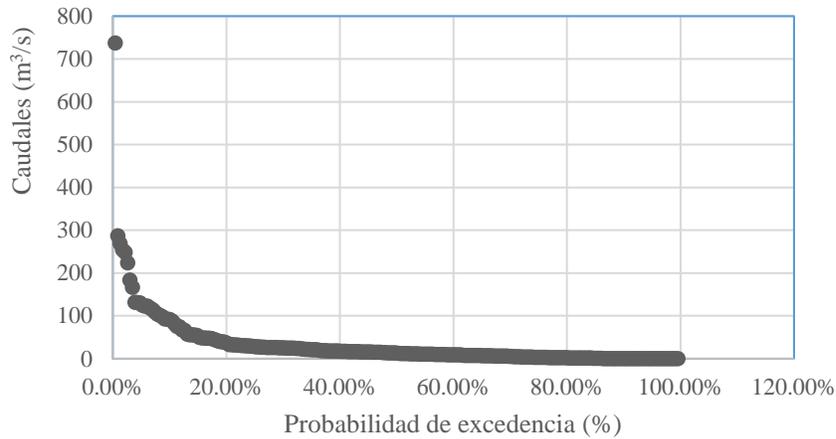


Figura 3.9 Curva de duración del río Lluta.

3.8 Antecedentes sedimentológicos

El Instituto Nacional de Hidráulica (INH) realizó la extracción de muestras granulométricas en terreno, donde extraen muestras en la zona socavada del puente para determinar la composición del lecho (INH, 2021).

El análisis granulométrico determina en la figura 3.10 y 3.11, la curva granulométrica y la distribución porcentual del tamaño de sedimentos en el lecho del río en la zona socavada.

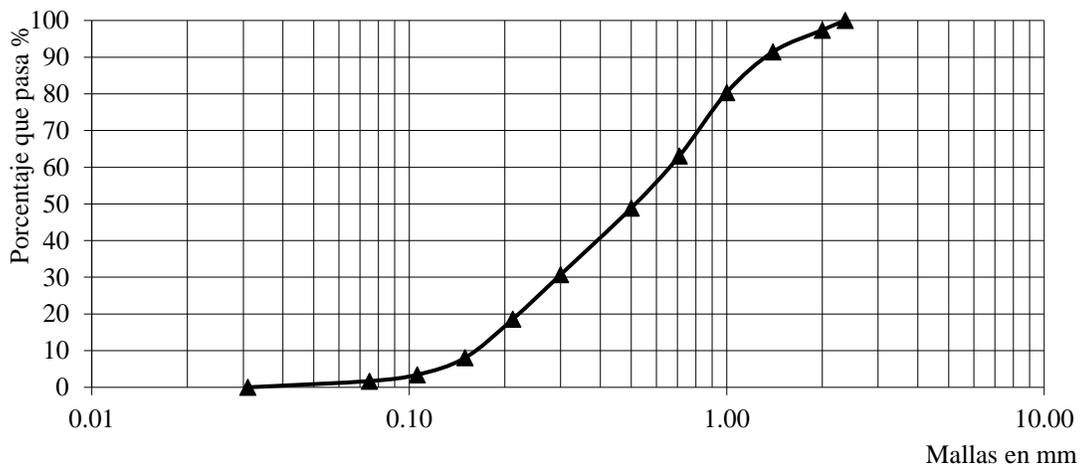


Figura 3.10 Curva granulométrica de la muestra socavada del río Lluta.

Fuente: INH (2021).

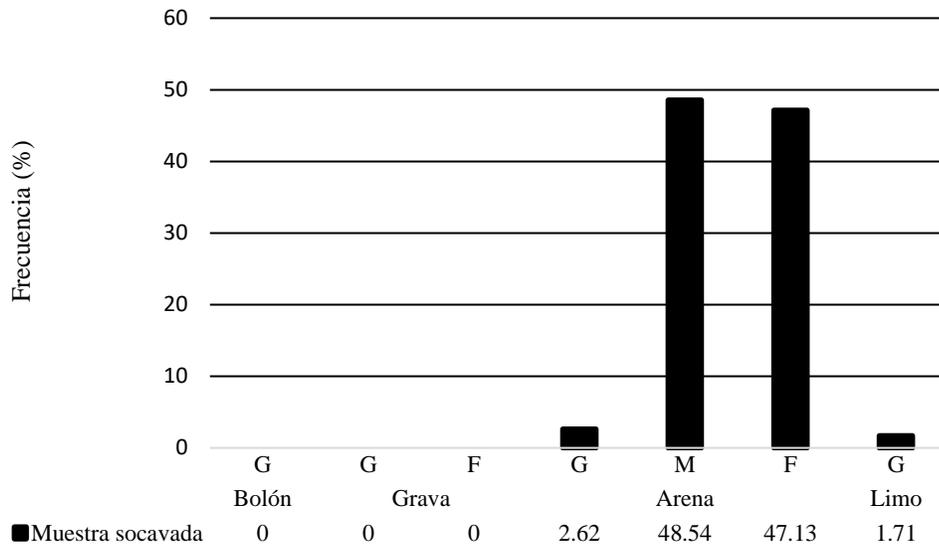


Figura 3.11 Distribución porcentual de frecuencias granulométricas del río Lluta.

Fuente: INH (2021).

Donde F, G y M corresponden a un árido fino, grueso y medio respectivamente.

En la tabla 3.5, se muestran los diámetros característicos D_{90} , D_{84} , D_{50} y D_{10} .

Tabla 3.5 Diámetros característicos y variables importantes de la curva granulométrica.

D_{90} (mm)	1.30
D_{84} (mm)	1.12
D_{50} (mm)	0.51
D_{10} (mm)	0.16
C_u	4.11
δ_g	2.19

De la tabla 3.5, se obtienen los valores del coeficiente de uniformidad (C_u) y desviación estándar (δ_g) para la muestra socavada del río. Donde se puede mencionar que la desviación estandar es menor a 3, por lo que se puede señalar que el lecho del río en la zona de socavación no se encuentra acorazado.

La ecuación 3.18 determina la velocidad a la que comienza el transporte de sedimentos propuesta por Zanke (1977).

$$u_c = 1.4(\sqrt{\rho'gd_s} + 10.5\nu/d_s) \quad (3.18)$$

donde ρ' es la densidad de las partículas en kg/m^3 y ν es la viscosidad del agua en kg/m-s .

Resultado un valor de 0.28 m/s.

3.9 Curvas de gasto

El modelo hidráulico realizado mediante el *software* Hec-Ras 6.2 debido a que no se encontraron mediciones en terreno de alturas de escurrimiento, velocidad y ancho del cauce. Se calibró usando dos números de Manning (n) calculados mediante las ecuaciones de Lane y Carlson (1953) y Cowan (1956). Además, mediante el *software* ImageJ se realizó un escalado de una imagen del río Lluta del 8 de noviembre de 2019, con ello, se obtiene el ancho superficial del cauce para tal fecha y junto al caudal registrado por la DGA, se calibra el número de Manning en el modelo hidráulico 1D.

3.9.1 Lane y Carlson (1953)

Este método se recomienda para lechos de gravas y arenas.

$$n = \frac{D_{75}^{1/6}}{39} \quad (3.19)$$

donde D_{75} es el diámetro 75 en mm.

3.9.2 Cowan (1956)

Este método establece el valor del número de Manning (n) mediante simple inspección dadas las características del río, para ello considera la ecuación 3.20.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)n_5 \quad (3.20)$$

donde los coeficientes que establecen las condiciones del cauce están dados por la tabla 3.6.

Tabla 3.6. Coeficientes de condiciones del cauce, Cowan (1956).

Condiciones del cauce		Valores
Material considerado (n_0)	Tierra	0.030
	Roca cortada	0.025
	Grava fina *	0.024
	Grava gruesa	0.028
Grado de irregularidad (n_1)	Liso	0.000
	Menor *	0.005
	Moderado	0.010
	Severo	0.020
Variaciones de sección transversal (n_2)	Gradual	0.000
	Ocasional *	0.005
	Frecuentemente	0.010 - 0.015
Efecto relativo de obstrucciones (n_3)	Despreciable	0.000
	Menor	0.010 - 0.015
	Apreciable *	0.020 - 0.030
	Severo	0.040 - 0.060
Vegetación (n_4)	Baja *	0.005 - 0.010
	Media	0.010 - 0.020
	Alta	0.025 - 0.050
	Muy alta	0.050 - 0.100
Cantidad de meandros (n_5)	Menor *	1.000
	Apreciable	1.050
	Severa	1.300

* Variables utilizadas para la ecuación de Cowan (1956)

Fuente: Soong *et al.* (2012)

3.9.3 Número de Manning

Se utiliza la figura 3.12 para realizar un tratamiento de imágenes para escalar la imagen del 8 de noviembre de 2019, obteniéndose un ancho del cauce de 3.61 metros, para esa fecha según la DGA había un caudal medio diario de 0.538 m³/s, con ello se realiza una calibración del modelo hidráulico 1D, obteniéndose un número de Manning de 0.012.



Figura 3.12. Río Lluta en Puente Chacalluta, 8 de noviembre de 2019.

Fuente: INH (2021)

3.9.4 Resultados de Números de Manning

A partir de las ecuaciones mencionadas anteriormente, se resumen los resultados en la tabla 3.7.

Tabla 3.7. Resultados de números de Manning con las metodologías.

N° de Manning	Valor
Lane y Carlson (1953)	0.025
Cowan (1956)	0.064
Calibrado	0.012

3.9.5 Caudal a sección llena

El caudal a sección llena o *bankfull* se determina mediante ensayo y error, simulando el eje hidráulico con el modelo 1D para distintos caudales hasta dar con aquel que desborda el cauce.

La figura 3.13 muestra el eje hidráulico calculado en la sección transversal donde está emplazado el puente Chacalluta para un caudal de $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$ para un número de Manning de 0.064.

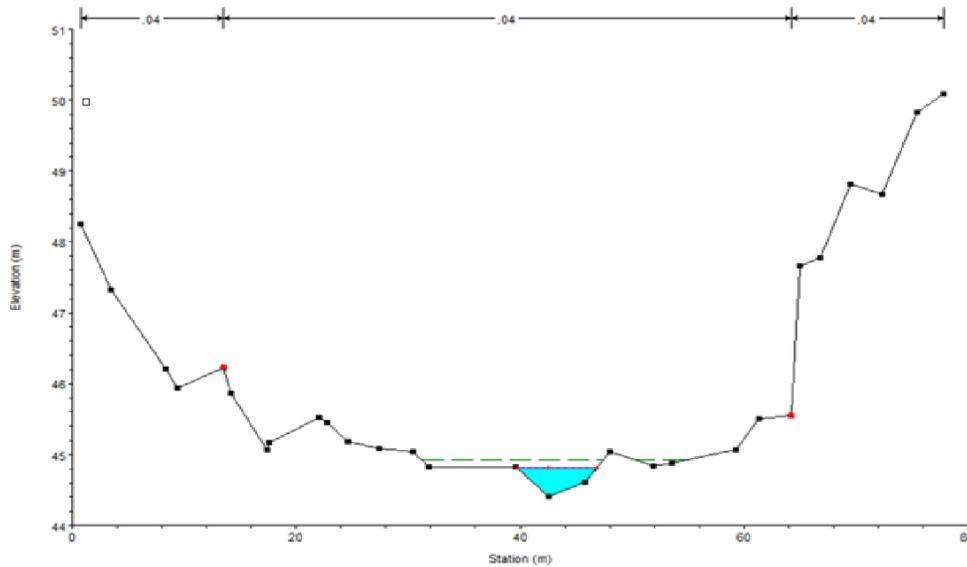


Figura 3.13. Eje hidráulico calculado perfil transversal del Puente Chacalluta para $n=0.064$.

Se observa que el cauce se desborda para un caudal mayor a $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo éste corresponde al caudal *Bankfull*. En la tabla 3.8 se puede observar los resultados de caudal *Bankfull* para cada uno de los números de Manning estimados.

Tabla 3.8. Caudal *bankfull* para cada uno de los números de Manning estimados.

N° de Manning	$Q_{\text{Bankfull}} \text{ (m}^3/\text{s)}$
0.064	2.5
0.025	2.76
0.012	5.5

donde Q_{Bankfull} es el caudal a sección llena en m^3/s .

Los ejes hidráulicos estimados para los números de Manning calculados se encuentran en la sección de Anexos 3.1.

A continuación, se presentan los datos obtenidos de la modelación 1D como se muestra en la tabla 3.9, donde el río Lluta presenta dos comportamientos a partir del caudal *bankfull* para todos los números de Manning estimados. Las funciones de gasto de las características geométricas del río

fueron ajustadas mediante una curva potencial necesarias para el cálculo de erosión con los métodos seleccionados en el capítulo 3.2.

Se presentan las curvas de gasto correspondientes a la altura de escurrimiento, velocidad y ancho del cauce para caudales mayores y menores al caudal *bankfull* en las figuras 3.14, 3.15, 3.16 y 3.17 respectivamente estimadas para un número de Manning de 0.064, las demás curvas de gasto para el resto de números de Manning serán presentadas en el capítulo de Anexos 3.2.

Tabla 3.9. Resultados obtenidos para $n = 0.064$.

Caudal (m³/s)	Cota de agua (m.s.n.m.)	Altura (m)	Velocidad (m/s)	Ancho superficial (m)
122	45.7	1.3	4.74	49.46
119	45.69	1.29	4.69	49.42
87.2	45.59	1.19	4.15	48.97
69.4	45.56	1.16	3.48	48.85
58.5	45.47	1.07	3.34	44.51
43.8	45.44	1.04	2.7	43.33
4.42	44.93	0.53	1.44	21.38
3.58	44.9	0.5	1.38	19.38
3.5	44.9	0.5	1.37	19.16
2.5	44.8	0.4	1.51	7.02
1.99	44.77	0.37	1.44	6.61
1.89	44.76	0.36	1.42	6.51
1.54	44.73	0.33	1.36	6.14
1.34	44.71	0.31	1.32	5.91
1.25	44.7	0.3	1.29	5.8
1.11	44.68	0.28	1.26	5.62
0.98	44.67	0.27	1.22	5.45
0.77	44.65	0.25	1.15	5.15
0.54	44.61	0.21	1.05	4.77
0.26	44.56	0.16	0.89	3.64
0.15	44.53	0.13	0.79	2.92
0.08	44.5	0.1	0.71	2.26
0.07	44.5	0.1	0.68	2.15
0.06	44.49	0.09	0.68	1.99
0.05	44.49	0.09	0.58	1.97

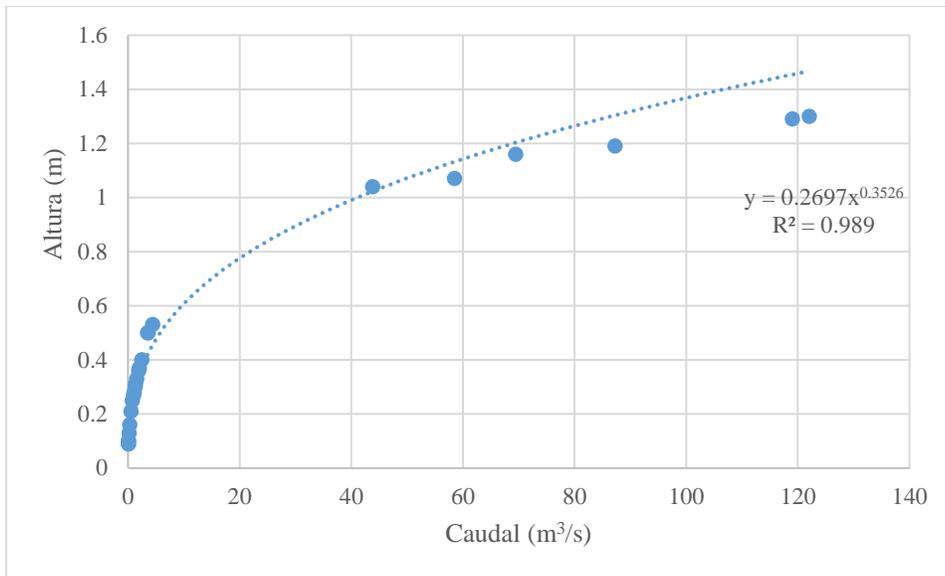


Figura 3.14. Curva de gasto de altura para $n=0.064$.

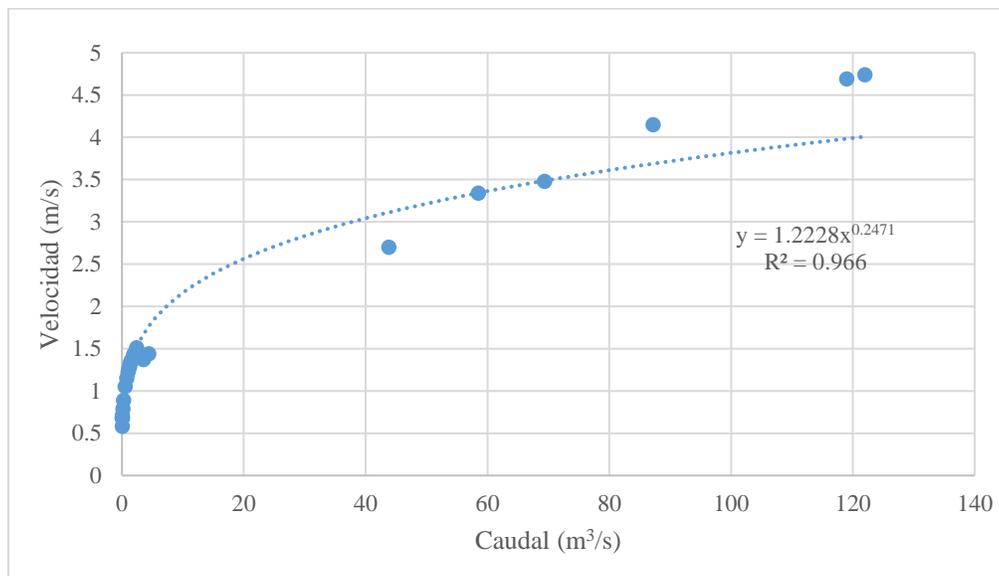


Figura 3.15. Curva de gasto de velocidad para $n=0.064$.

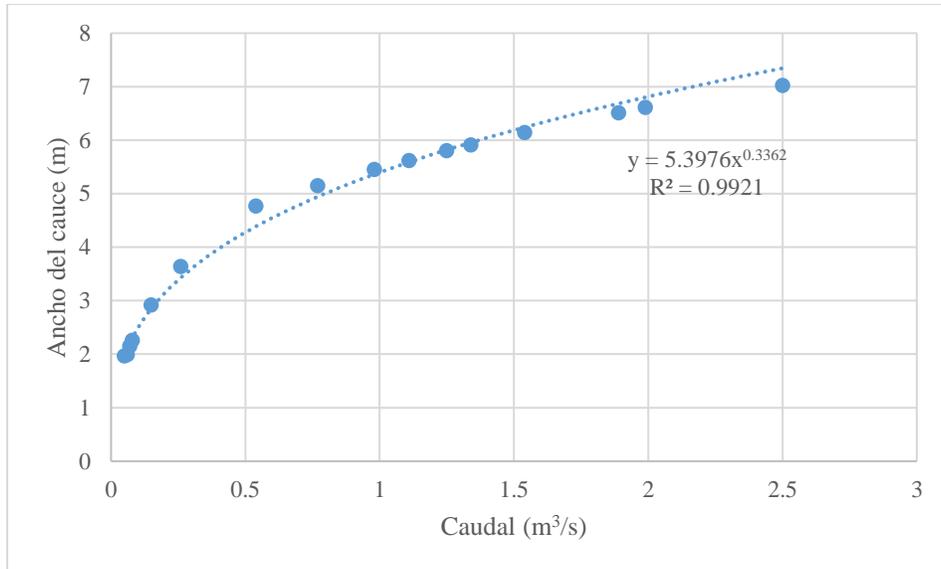


Figura 3.16. Curva de gasto de ancho para $n=0.064$ y $Q \leq 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

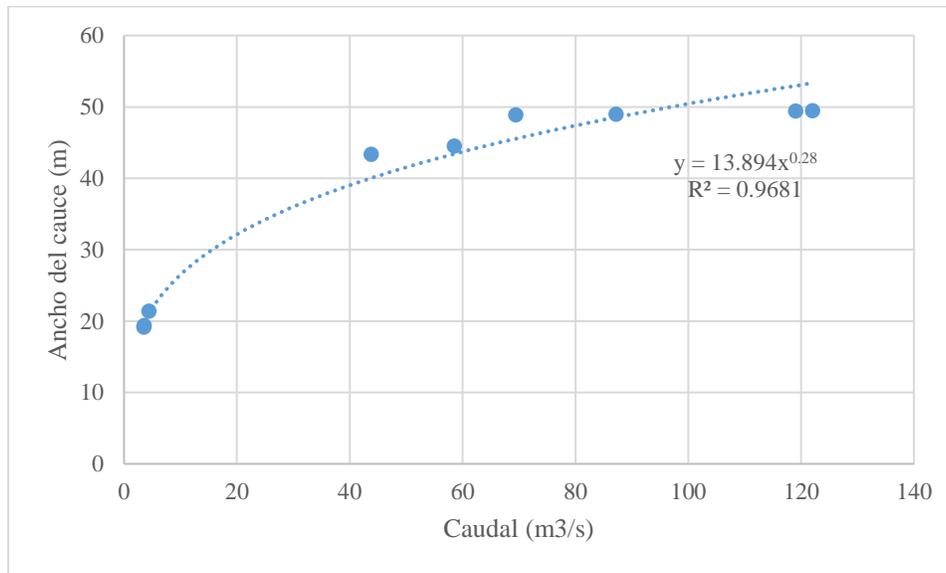


Figura 3.17. Curva de gasto de ancho para $n=0.064$ y $Q > 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.10 Modelación

El modelo en el *software* Matlab extrae los datos desde una planilla Excel donde se organizaron cronológicamente los caudales registrados y se calculó la altura, ancho superficial y velocidad para cada uno según el ajuste hecho para las curvas características. Junto a estos datos se introdujo la curva granulométrica y los parámetros que iban a utilizarse para la modelación.

Al no contar con los planos originales del puente ni su año de construcción, se establece el punto de partida para los cálculos en julio de 2001 como el año de puesta en operación del puente Chacalluta. Para los registros de erosión, se considerará una profundidad media del cauce al no presentar erosión local ni por contracción según el INH (2021).

3.11 Estimación de parámetros y evaluación de desempeño

La estimación del parámetro ξ que gobierna la depositación, se iteró hasta obtener un bajo error cuadrático medio (RMSE) y considerar que la depositación no fuera excesivamente alta.

Para la evaluación del desempeño del modelo se compararon la erosión calculada y la observada para el año 2019 a través del RMSE:

$$\text{RMSE} = \sqrt{\frac{1}{nt} \sum_{i=1}^n (h_{si}^{\text{calc}} - h_{si}^{\text{obs}})^2} \quad (3.20)$$

donde h_{si}^{calc} es el i ésimo valor de la erosión calculada en m, h_{si}^{obs} es el i ésimo valor de la erosión observada en m y nt es el número de registros totales.

3.12 Conclusiones

Se presentaron las fórmulas utilizadas para el cálculo de la erosión general y el método que considera la sedimentación frente a variaciones del flujo, así como la zona de estudio y sus características más importantes, como información hidrológica, batimétrica y granulométrica. Además, se incluye la variación del número de Manning para el análisis con sus respectivas curva de gasto para observar el comportamiento del río Lluta.

CAPÍTULO 4: RESULTADOS

4.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos a partir del modelo no estacionario y la sensibilidad del parámetro de depositación ξ .

4.2 Resultados del modelo no estacionario de erosión generalizada y sedimentación

A continuación, se muestran los resultados de todas las Metodologías mostradas en el apartado 3.2. Se considera $\xi=0$ debido a la alta pendiente y poder erosivo del cauce. La medición de la profundidad de erosión generalizada h_s por parte del Instituto Nacional de Hidráulica es de 3.70 m realizada en noviembre de 3.70 m.

En la figura 4.1 se muestra el cálculo realizado para cada una de las metodologías propuestas para un N° de Manning de 0.064, cabe destacar que el eje vertical de la izquierda corresponde a la profundidad de erosión generalizada en m, el eje vertical de la derecha es el caudal de la serie de tiempo elegida en m^3/s . Se obtiene que todas las metodologías subestiman el valor de erosión medido por el INH en 2019, donde la metodología de Maza y García Flores (1978) tiene una mejor aproximación, donde el ajuste tiene un RMSE de 0.94 m, seguida de la metodología de Neil (1980), donde el ajuste tiene un RMSE de 1.34 m.

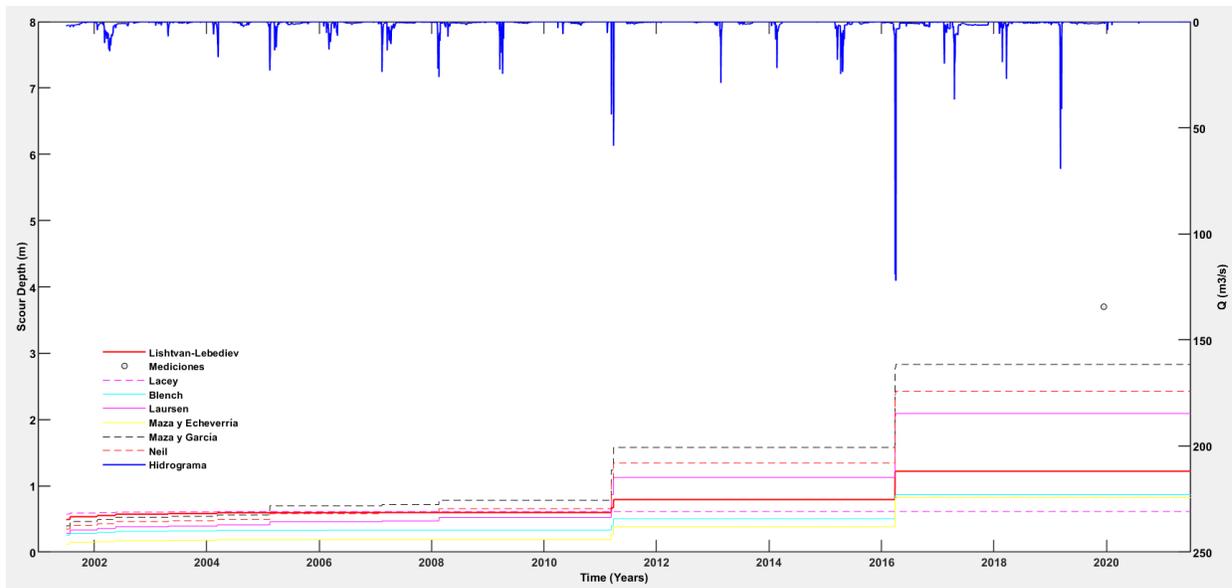


Figura 4.1. Estimación de erosión generalizada para cada metodología propuesta, $n=0.064$.

En la figura 4.2 se muestra el cálculo realizado para cada una de las metodologías propuestas para un N° de Manning de 0.025, obteniéndose que todas las metodologías subestiman el valor de erosión medido por el INH en 2019, sin embargo, al disminuir el N° de Manning, el cálculo no estacionario se aproxima al valor medido, donde la metodología de Maza y García Flores (1978) tiene una mejor aproximación, donde el ajuste tiene un RMSE de 0.47 m, seguida de la metodología de Neil (1980), donde el ajuste tiene un RMSE de 0.90 m.

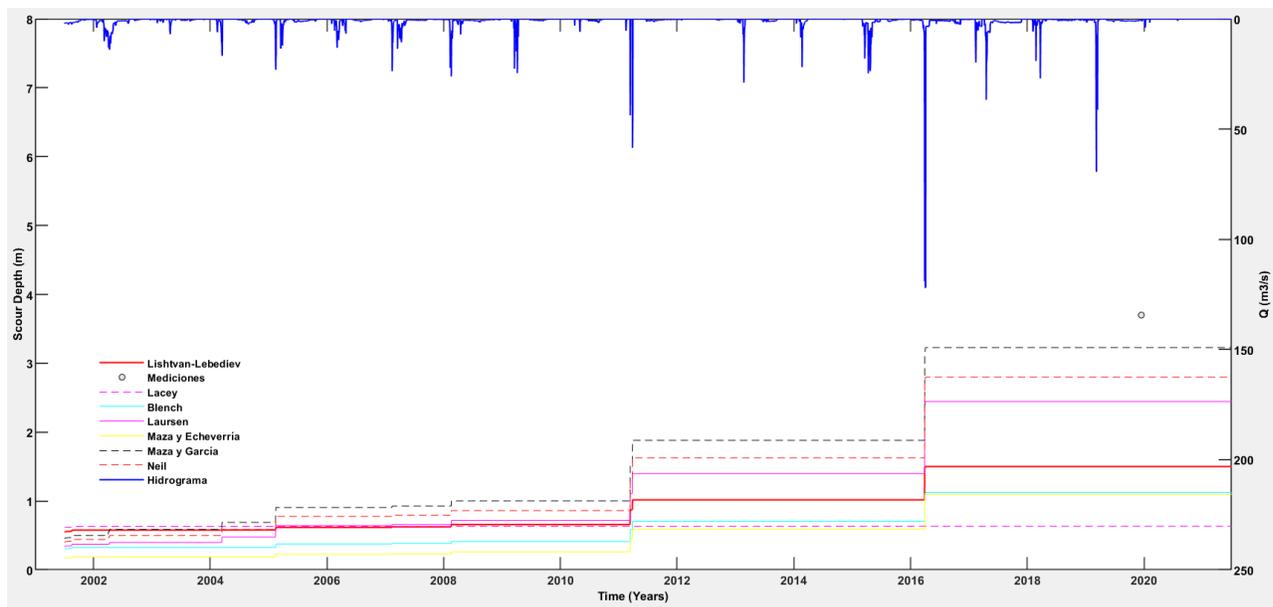


Figura 4.2. Estimación de erosión generalizada para cada metodología propuesta, $n=0.025$.

En la figura 4.3 se muestra el cálculo realizado para cada una de las metodologías propuestas para un N° de Manning de 0.012, obtenido a partir de la calibración del modelo hidráulico 1D, obteniéndose que las metodologías de Maza y García Flores (1978) y Neil (1980) sobreestiman el valor medido por el INH en 2019, donde se puede realizar análisis de sensibilidad del parámetro ξ considerando depositación de sedimentos. Por otro lado, las metodologías de Laursen (1963), Lischtván – Lebediev (1984), Maza y Echeverría Alfaro (1973), Blench (1969) y Lacey (1930) subestiman el valor medio por el INH, sin embargo, la metodología de Laursen (1963) tiene un RMSE de 0.19 m.

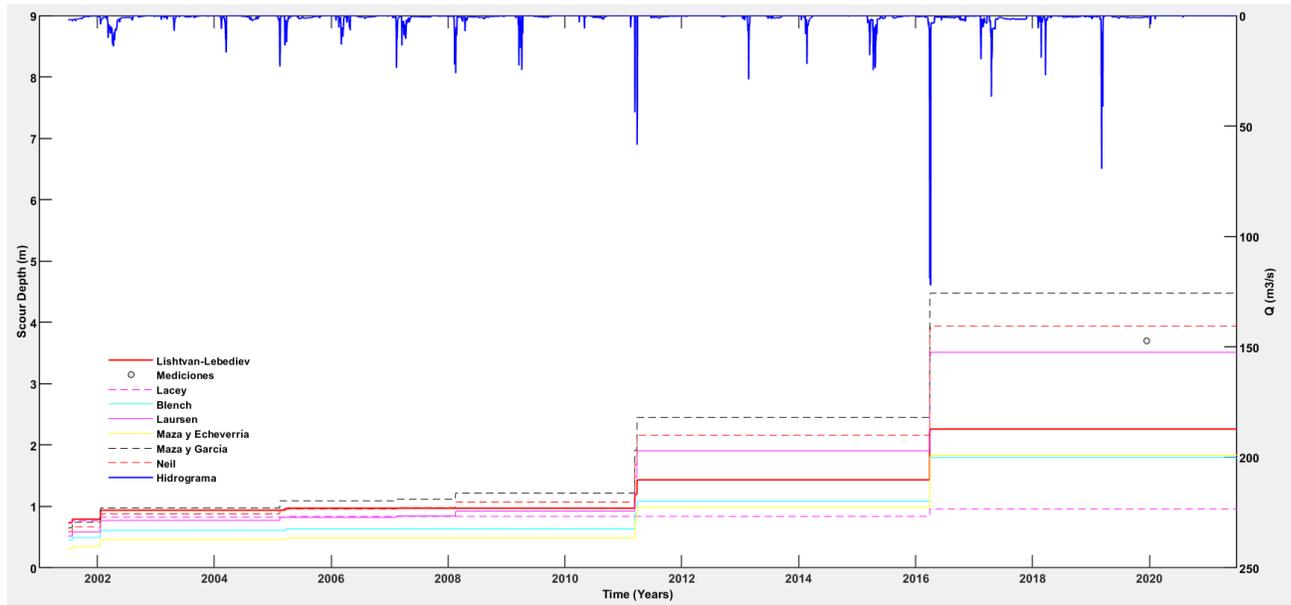


Figura 4.3. Estimación de erosión generalizada para cada metodología propuesta, $n=0.012$.

Se presenta la tabla 4.1, que resume los resultados de erosión generalizada para cada una de las metodologías considerando los números de Manning mencionados anteriormente.

Tabla 4.1. Resumen de resultados para las metodologías propuestas.

Metodologías	h_s (m)		
	$n=0.064$	$n=0.025$	$n=0.012$
Maza y García Flores (1978)	2.76	3.23	4.47
Neil (1980)	2.36	2.8	3.94
Laursen (1963)	2.03	2.44	3.51
Lischtvan -Lebediev (1984)	1.17	1.5	2.26
Blench (1969)	0.82	1.12	1.83
Maza y Echeverría (1973)	0.77	1.1	1.80
Lacey (1930)	0.58	0.63	0.96

En resumen, el número de Manning podría entenderse como un parámetro de calibración, por lo tanto, es importante caracterizar bien el cauce a la hora de aplicar este método de cálculo debido a que, al tener una mejor aproximación del número de Manning, los resultados se acercan a las mediciones que se realizaron en terreno.

4.3 Análisis de sensibilidad

En la figura 4.4, se muestra la sensibilidad del parámetro ξ considerando un N° de Manning de 0.064 para la metodología de Maza y García Flores (1978) que tuvo una mejor aproximación al valor medido. Al variar levemente el parámetro ξ a 0.025, se observa que se produce una leve sedimentación luego de las grandes crecidas que ha experimentado el río, pero al aumentar el ξ a 0.1, se produce una gran depositación de sedimentos. Para el periodo comprendido entre 2016 a 2019, se observa que el modelo no estacionario considera la erosión producida por la crecida de 2019.

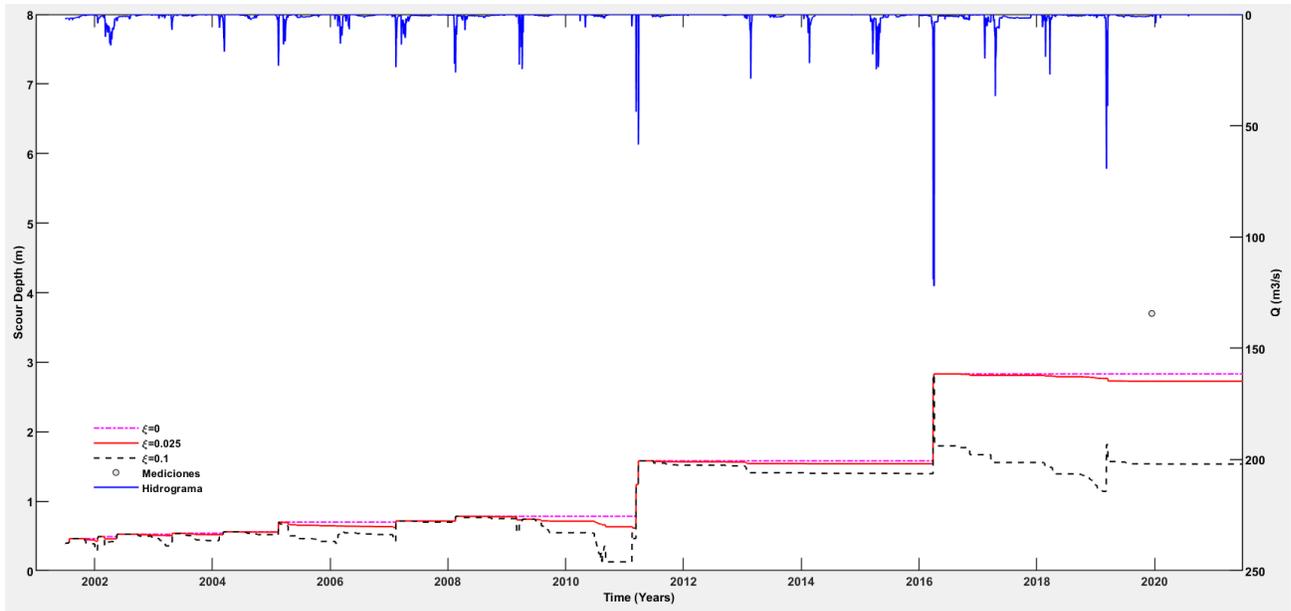


Figura 4.4. Análisis de sensibilidad del parámetro ξ para $n=0.064$.

En la tabla 4.2, se muestran los resultados obtenidos para cada ξ utilizado para el análisis de sensibilidad considerando un n° de Manning de 0.064 para la metodología de Maza y García Flores (1978).

Tabla 4.2. Resultados para cada parámetro ξ utilizado, $n=0.064$.

ξ	h_s (m)
0	2.76
0.025	2.65
0.1	1.5

En la figura 4.5, se muestra la sensibilidad del parámetro ξ considerando un n° de Manning de 0.025 para la metodología de Maza y García Flores (1978) que tuvo una mejor aproximación al valor medido. Al variar levemente el parámetro ξ a 0.025, se observa que se produce una leve sedimentación luego de las grandes crecidas que ha experimentado el río, pero al aumentar el ξ a 0.1, se produce una gran depositación de sedimentos.

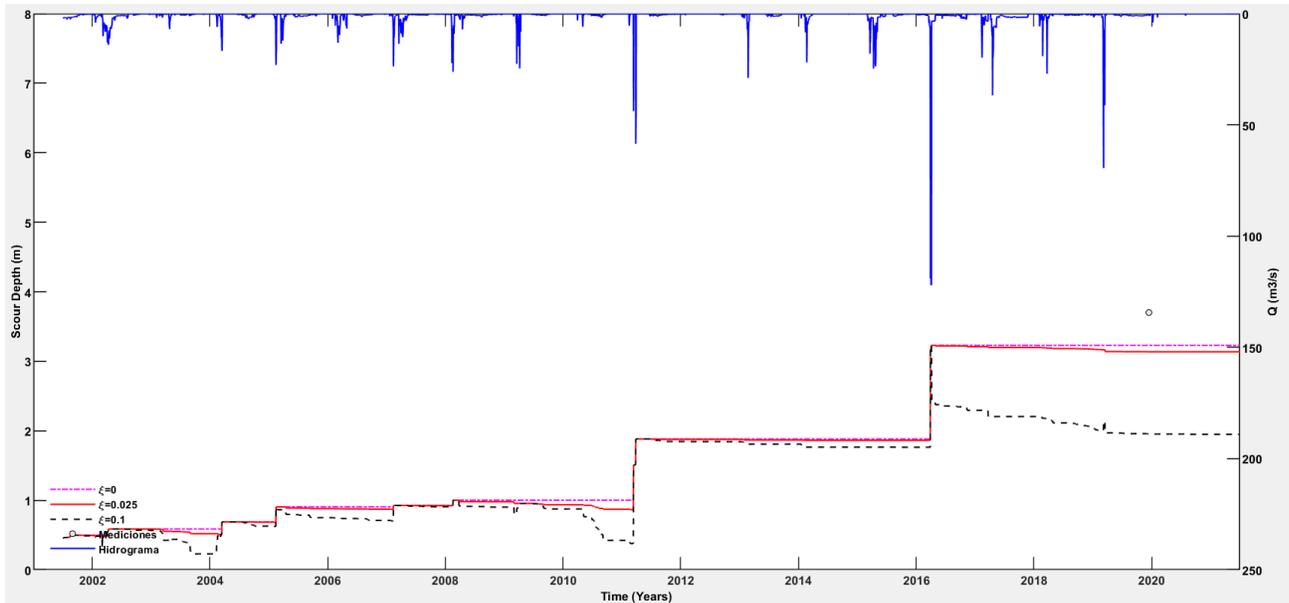


Figura 4.5. Análisis de sensibilidad del parámetro ξ para $n=0.025$.

En la tabla 4.3, se muestran los resultados obtenidos para cada ξ utilizado para el análisis de sensibilidad considerando un n° de Manning de 0.025 para la metodología de Maza y García Flores (1978).

Tabla 4.3. Resultados para cada parámetro ξ utilizado, $n=0.025$.

ξ	h_s (m)
0	3.23
0.025	3.14
0.1	1.95

En la figura 4.6, se muestra la sensibilidad del parámetro ξ considerando un n° de Manning de 0.012 para la metodología de Maza y García Flores (1978) que sobreestima el valor medido por el INH en 2019. Al variar levemente el parámetro ξ a 0.025, no se observa sedimentación luego de las crecidas importantes del río, pero al aumentar el ξ a 0.1, se produce depositación de sedimentos, donde el modelo no estacionario tiene una gran aproximación al valor medido por el INH, con un RMSE de 5 cm.

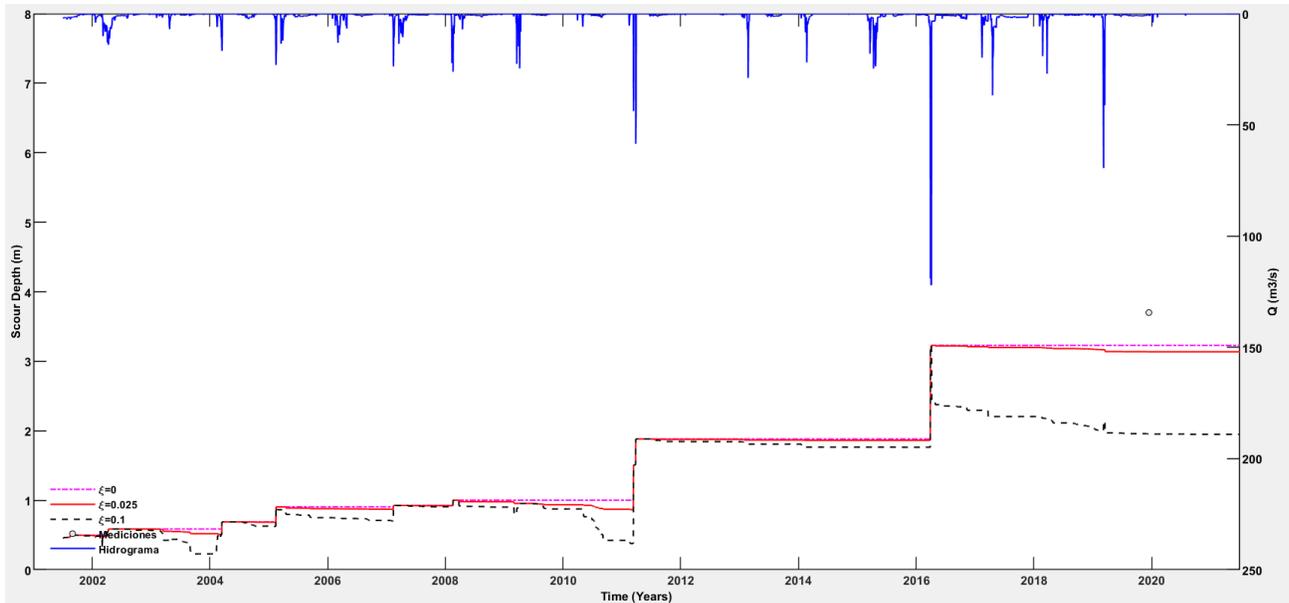


Figura 4.6. Análisis de sensibilidad del parámetro ξ para $n=0.012$.

En la tabla 4.4, se muestran los resultados obtenidos para cada ξ utilizado para el análisis de sensibilidad considerando un n° de Manning de 0.012 para la metodología de Maza y García Flores (1978).

Tabla 4.4. Resultados para cada parámetro ξ utilizado, $n=0.025$.

ξ	h_s (m)
0	4.47
0.025	4.44
0.1	3.65

4.4 Análisis de resultados

Se presentaron los resultados del modelo no estacionario propuesto para el análisis de la erosión generalizada del río Lluta en el puente Chacalluta para el periodo de tiempo comprendido entre julio de 2001 y diciembre de 2021. En general, para los números de Manning obtenidos por las ecuaciones de Lane y Carlson (1953) y Cowan (1956) el modelo no estacionario subestima los valores de erosión generalizada para todas las metodologías propuestas, sin embargo, al disminuir el número de Manning, el modelo tiene un mejor comportamiento con la metodología de Maza y García Flores (1978), acercándose al valor medido por el INH en 2019. Para un número de Manning de 0.012

estimado por la calibración del modelo hidráulico 1D, la metodología de Laursen (1963) sin considerar depositación de sedimentos, es decir, $\xi = 0$, posee un RMSE de 19 cm con el valor medido, mientras que la metodología Maza y García Flores (1978) sobreestima el valor medido, para el mismo número de Manning de 0.012 y $\xi = 0$, sin embargo, al considerar depositación de sedimentos, con un $\xi = 0.1$, el modelo no estacionario tiene una gran aproximación con un RMSE de 5 cm.

4.5 Conclusiones

Se presentaron los resultados del modelo no estacionario para el análisis del Puente Chacalluta desde julio de 2001 hasta diciembre de 2021, encontrándose que el número de Manning estimado por la calibración del modelo hidráulico 1D tiene un buen comportamiento para la metodología de Maza y García Flores (1978) con el valor medido considerando la variabilidad del parámetro ξ .

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Se propuso una forma de calcular la erosión generalizada de forma no estacionaria con fórmulas existentes y la componente depositación propuesta por Link *et al.* (2020) mediante el *software* de Pizarro *et al.* (2021) como base.

En la serie de tiempo comprendido entre julio de 2001 y 2021, se observó que el río Lluta presenta dos erosiones importantes en el lecho correspondientes a eventos de crecidas extraordinarias de periodo de retorno 10 y 88 años ocurridas en febrero de 2011 y 2016 respectivamente. La variabilidad de caudales está dada principalmente por el invierno altiplánico, entre diciembre y febrero. Los caudales que ocurren entre los meses de marzo y noviembre presentan un caudal medio diario de 2.06 m³/s.

Durante la campaña del INH en noviembre de 2019 no se registraron mediciones en terreno y/o no se obtuvieron datos de las características geométricas del río Lluta en el puente Chacalluta, Por ello, se consideraron tres números de Manning, calculados según Lane y Carlson (1953), Cowan (1956) y a partir de la calibración del modelo hidráulico 1D. Se tiene que a medida que disminuye el número de Manning, el modelo no estacionario presenta mejores aproximaciones respecto a la medición de 3.70 m de erosión generalizada realizada por el INH en 2019.

El modelo no estacionario propuesto utilizando las metodologías de cálculo de Laursen (1963) y Maza y García Flores (1978) presenta una buena estimación de la erosión máxima. La metodología de Laursen (1963) tiene un error de 19 cm respecto a la medición en terreno con un $\xi = 0$, es decir, sin considerar depositación de sedimentos. Por otro lado, la metodología de Maza y García Flores (1978) presenta un error de 5 cm respecto al valor medido en terreno con un $\xi = 0.1$, es decir, considerando la depositación de sedimentos.

El parámetro que gobierna la depositación, ξ , es altamente sensible dado que, al variarlo levemente, se presentan resultados diferentes en el valor de la erosión generalizada considerando la depositación de sedimentos.

Es necesario realizar mediciones periódicas en la zona donde se ubican los puentes para tener puntos de comparación para analizar diversos casos de estudios. Se recomienda tener mediciones de la geometría del cauce como el ancho y la altura de escurrimiento para realizar modelos hidráulicos correctamente calibrados, con el motivo de determinar las causas que han llevado a erosiones de grandes magnitudes y así, evitar el colapso de puentes en el futuro.

REFERENCIAS

Abdel – Fattah, S., Amin, A. y Van Rijin, L.C, (2004). Sand Transport in Nile River, Egypt. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol 130, No 6, June 2004, pp.488-500.

Alcides, L., González, Y. y Janer, J. (2018). *Hidráulica de puentes*. Cuba: Centro de Investigaciones Hidráulicas (pp.129-142). Editorial Monografías.

Bettess, R., (2002). A review of predictive methods for general scour. First International Conference on Scour of Foundations, ICSF-1. Texas A&M University, College Station, Texas, USA.

Coleman, S. y Melville, B. (2001). Case Study: New Zealand Bridge Scour Experiences. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 127, 535 – 546. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2001\)127:7\(535\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2001)127:7(535)).

Dai, S.B. y Lu, X.X. (2010). Sediment deposition and erosion during the extreme flood events in the middle and lower reaches of the Yangtze River, Quaternary International, Vol. 226, Issues 1–2, Pag. 4-11, ISSN 1040-6182, <https://doi.org/10.1016/j.quaint.2010.01.026>.

Dirección general de Aguas (2004). *Diagnóstico y clasificación de los cursos y cuerpos de agua según objetivos de calidad Cuenca del río Lluta*. Informe de la Dirección General de Aguas.

Farías, H. D., Pilán, M. T., Olmos, L. A., y Pece, F. J. (2008). Erosión general en ríos aluviales. *Ingeniería Del Agua*, 15(2), 107–122. <https://doi.org/10.4995/ia.2008.2930>.

Instituto Nacional de Hidráulica (2021). *Diagnóstico estudio hidráulico de puentes, varias regiones. Chile*. Informe de la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas.

Lane, E. W., (1955). The importance of fluvial morphology in hydraulic engineering. *Proceedings, American Society of Civil Engineers*, Volumen 81, Artículo 745.

Lauchlan, C. y May, R. (2002). Comparison of general scour prediction equations for river crossings. *First International Conference on Scour of Foundations, ICSF-1*. Texas A&M University, College Station, Texas, USA.

Link, O., García, M., Pizarro, A., Alcayaga, H., y Palma, S. (2020). Local Scour and Sediment Deposition at Bridge Piers during Floods. *Journal of Hydraulic Engineering*, 146(3), 04020003. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0001696](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001696)

Lu JY, Hong JH, Su CC, Wang CY y Lai JS (2008) Field measurements and simulation of bridge scour-depth variations during floods. *J Hydraul Engrg ASCE* 134(6):810–821

Martín-Vide, J.P. (2002). *Ingeniería de ríos*. Barcelona, Edición UPC (2ª ed.)

Martín-Vide, J.P., Capape, S., Ferrer-Boix, C., 2019. Transient scour and fill. The case of the Pilcomayo River. *J. Hydrol.* <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2019.06.041>

Maza Alvarez, J.A. y García Flores, M. (1996). *Manual de Ingeniería de Ríos*. Series del Instituto de Ingeniería, UNAM. Comisión Nacional de Aguas, México D.F.

Melville, B.W. & Coleman, S.E., (2000). *Bridge Scour*. Water Resources Publications, LLC.

Meyer-Peter, E., & Müller, R. (1948). Formulas for Bed-Load transport. IAHSR 2nd Meeting, Stockholm, Appendix 2. <https://repository.tudelft.nl/islandora/object/uuid%3A4fda9b61-be28-4703-ab06-43cdc2a21bd7>.

Ministerio de Obras Públicas. (2018). *Manual de Carreteras, volumen N°3: Instrucciones y criterios de diseño. Informe de la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas*.

Moreno, C., Fuentes, R y López, A. (1998). Socavación generalizada; método de cálculo de Lischtván-Lebediev y Maza. Verificación experimental, *Anales del XVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, vol. 2. Oaxaca.

Pizarro, Alonso, Ettmer, B., & Link, O. (2021). *ScourApp: A Toolbox for Local Scour and Deposition at Bridges during Floods*. Submitted to *Computers & Geosciences* (under Review).

- Schreider, M. I., Scacchi, G. Franco, F., Fuentes, R y Moreno, C. (2001). Aplicación del método de Lischtvan y Lebediev al cálculo de la erosión general. Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XVI, No. 1, 15-26.
- Soong, David T., Prater, Crystal D., Halfar, Teresa M., y Wobig, Loren A. (2012). Manning's roughness coefficient for Illinois streams: U.S. Geological Survey Data Series 668, (p.14).
- Su, C.-C., Lu, J.-Y. (2013). Measurements and prediction of typhoon-induced short-term general scours in intermittent rivers. Nat Hazards 66, 671–687. <https://doi.org/10.1007/s11069-012-0509-6>.
- Su, C.-C., & Lu, J.-Y. (2016). Comparison of sediment load and riverbed scour during floods for gravel-bed and sand-bed reaches of intermittent rivers: Case study. *Journal of Hydraulic Engineering*, 142(5), 05016001.
- Toapaxi Álvarez, J. A., Galiano Ayala, L. M., Castro Delgado, M. A., Hidalgo Bustamante, X. D. R., & Valencia Bonilla, N. T. (2015). Análisis de la Socavación en Cauces Naturales. *Revista Politécnica*, 35(3), 83. Recuperado a partir de https://revistapolitecnica.epn.edu.ec/ojs2/index.php/revista_politecnica2/article/view/368.
- Zanke, U. (1977). Neuer Ansatz zur Berechnung des Transportbeginns von Sedimenten unter Stromungseinfluss. Franzius-Institut, Technical Univ. Hannover.

ANEXO 1.1: Contribución a los Objetivos de Desarrollo Sostenible

Los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) constituyen un llamamiento universal a la acción para poner fin a la pobreza, proteger el planeta y mejorar las vidas y las perspectivas de las personas en todo el mundo. Seleccione a cuál o cuáles de los 17 ODS contribuye su trabajo de Memoria de Título:

- ODS-1 : Fin de la pobreza.
- ODS-2 : Hambre cero.
- ODS-3 : Salud y bienestar.
- ODS-4 : Educación de calidad.
- ODS-5 : Igualdad de género.
- ODS-6 : Agua limpia y saneamiento.
- ODS-7 : Energía asequible y no contaminante.
- ODS-8 : Trabajo decente y crecimiento económico.
- ODS-9 : Industria, innovación e infraestructura.
- ODS-10 : Reducción de las desigualdades.
- ODS-11 : Ciudades y comunidades sostenibles.
- ODS-12 : Producción y consumo responsables.
- ODS-13 : Acción por el clima.
- ODS-14 : Vida Submarina.
- ODS-15 : Vida de ecosistemas terrestres.
- ODS-16 : Paz, justicia e instituciones sólidas.
- ODS-17 : Alianzas para lograr los objetivos.

La memoria de título desarrollada contribuye al ODS-9, teniendo mayor impacto en la industria de la construcción donde se podrá realizar diseños sub dimensionados de puentes u obras hidráulicas en un futuro, que no sobre estimen recursos económicos al momento de construir este tipo de obras.

La metodología propuesta del cálculo de erosión generalizada más la depositación de sedimentos resulta una innovación en el diseño de OOH, puesto que, se consideran variables en el cálculo que no estaban incluidas anteriormente, como el historial de caudales y la duración de los eventos de crecidas, estimando el comportamiento del río durante sus años anteriores.

ANEXO 3.1: Caudal a sección llena

Las figuras A.3.1 y A.3.2 muestran el eje hidráulico calculado en la sección transversal donde está emplazado el puente Chacalluta para un caudal de $2.76 \text{ m}^3/\text{s}$ y $5.5 \text{ m}^3/\text{s}$ para un número de Manning de 0.025 y 0.012 respectivamente.

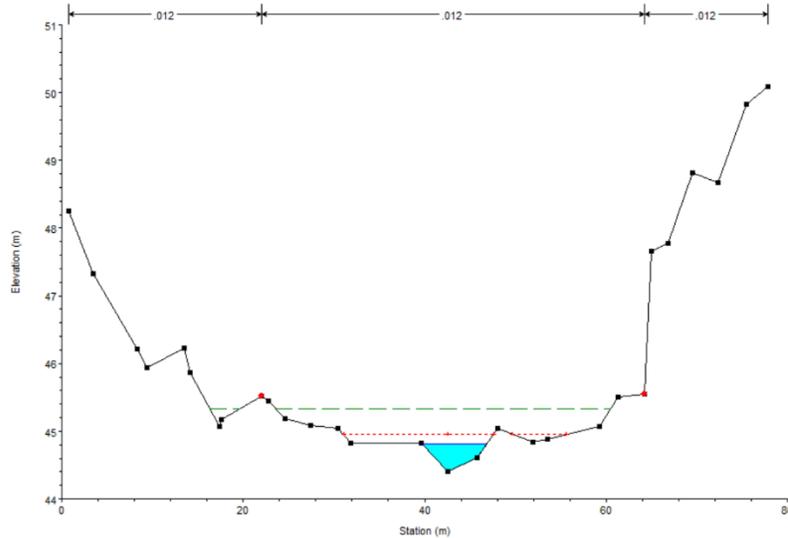


Figura A.3.1. Eje hidráulico calculado perfil transversal del Puente Chacalluta para $n=0.025$.

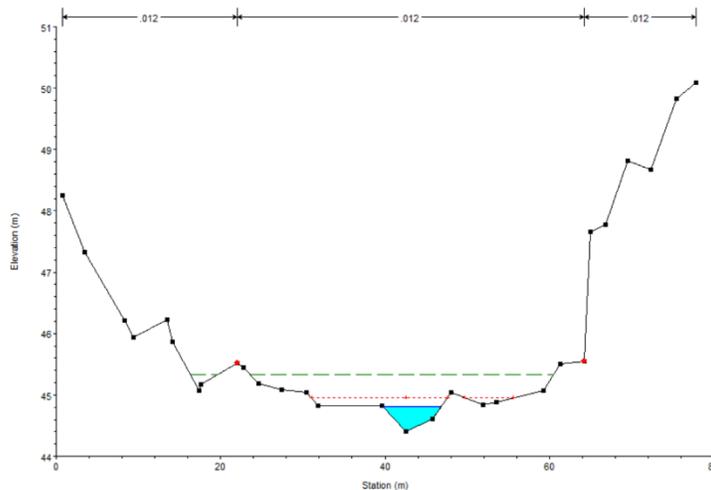
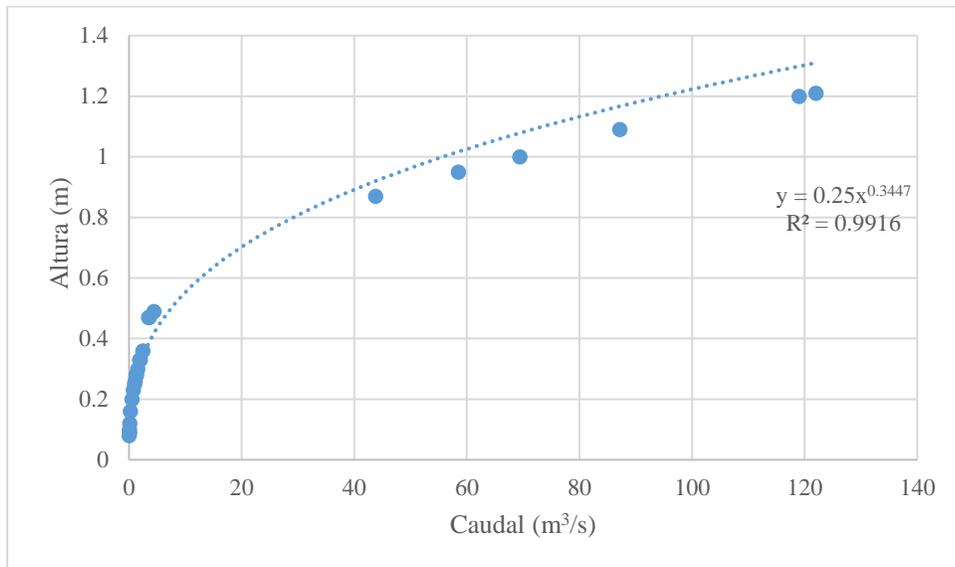


Figura A.3.2. Eje hidráulico calculado perfil transversal del Puente Chacalluta para $n=0.012$.

ANEXO 3.2: Curvas de gasto

Las curvas de gasto para la altura de escurrimiento, la velocidad y el ancho del cauce para un número de Manning de 0.025 se muestran en las figuras A.3.3, A.3.4, A.3.5 y A.3.6. El ancho del cauce tiene dos comportamientos luego de superar de superar el caudal *bankfull* de 2.76 m³/s.



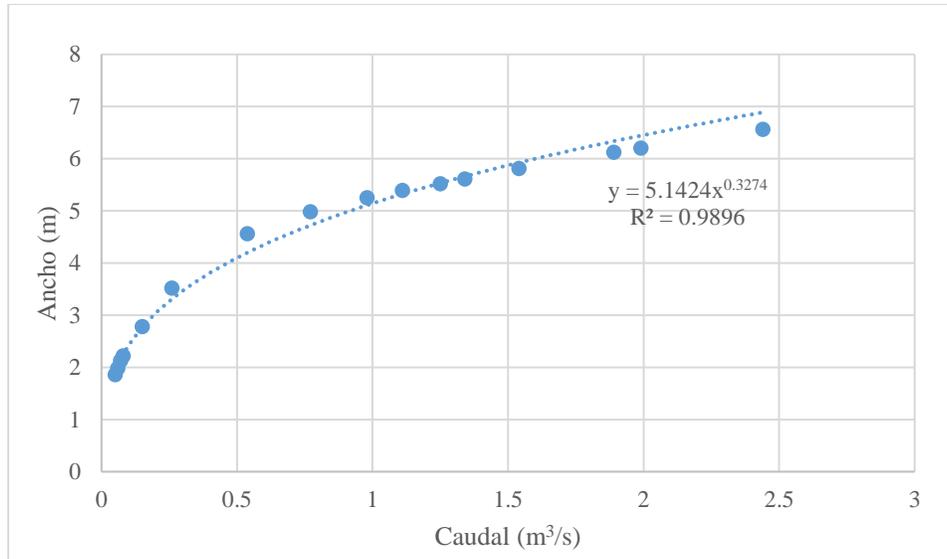


Figura A.3.5. Curva de gasto de ancho para $n=0.025$ y $Q \leq 2.76 \text{ m}^3/\text{s}$.

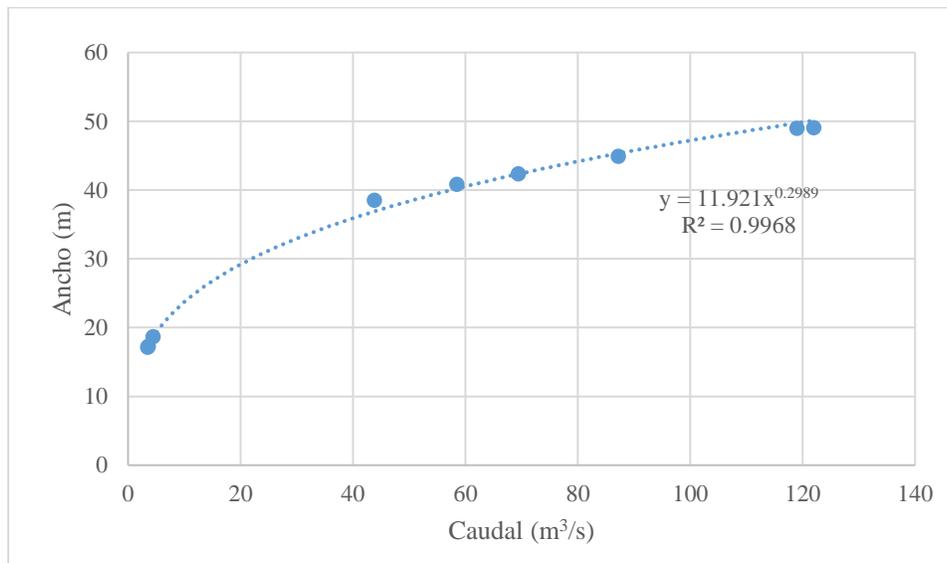


Figura A.3.6. Curva de gasto de ancho para $n=0.025$ y $Q > 2.76 \text{ m}^3/\text{s}$.

Las curvas de gasto para la altura de escurrimiento, la velocidad y el ancho del cauce para un número de Manning de 0.012 se muestran en las figuras A.3.7, A.3.8, A.3.9 y A.3.10. El ancho del cauce tiene dos comportamientos luego de superar de superar el caudal *bankfull* de $5.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

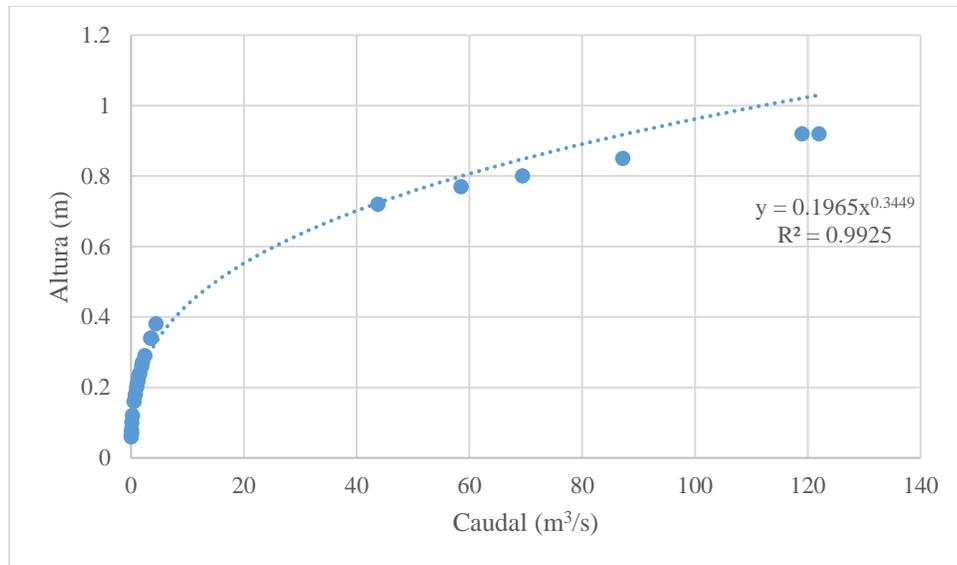


Figura A.3.7. Curva de gasto de altura para n=0.012.

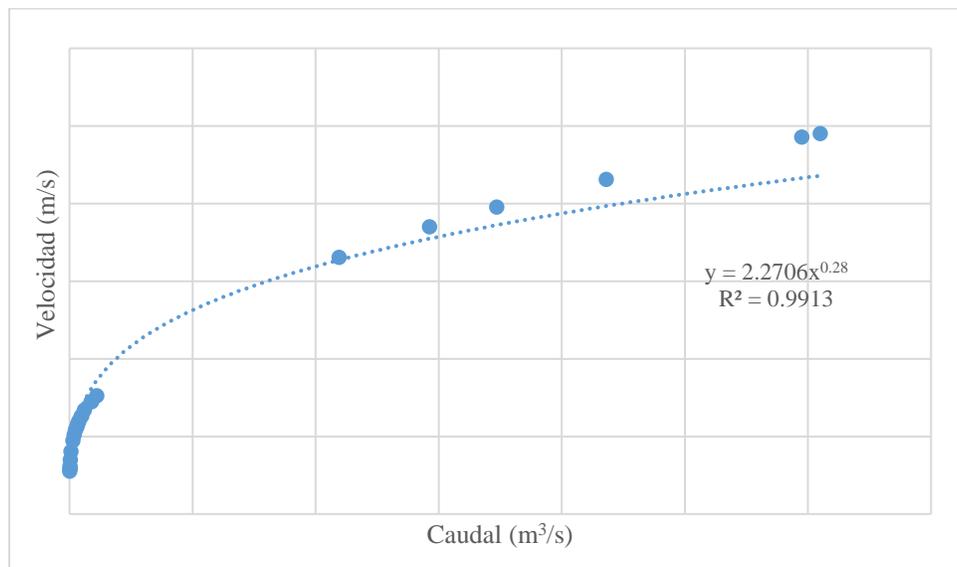


Figura A.3.8. Curva de gasto de velocidad para n=0.012.

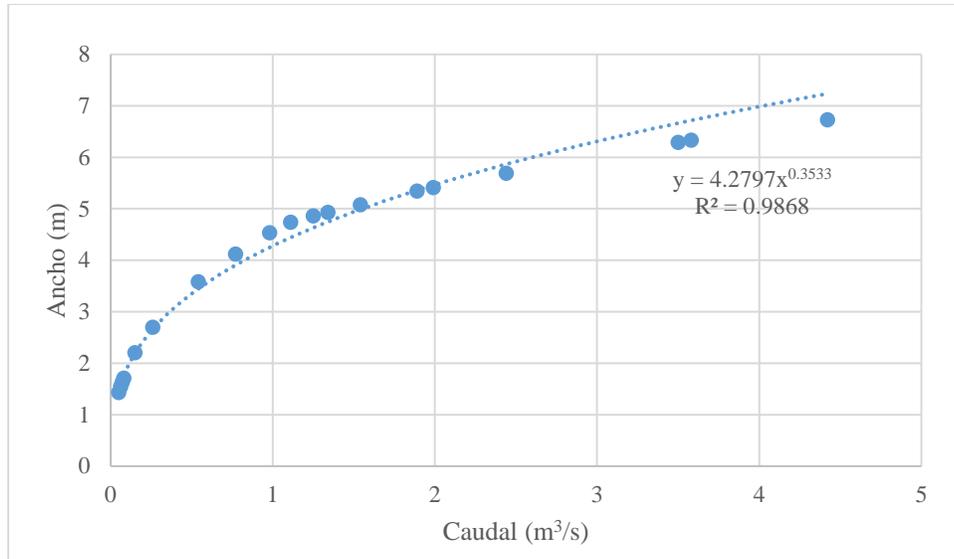


Figura A.3.9. Curva de gasto de ancho para $n=0.025$ y $Q \leq 5.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

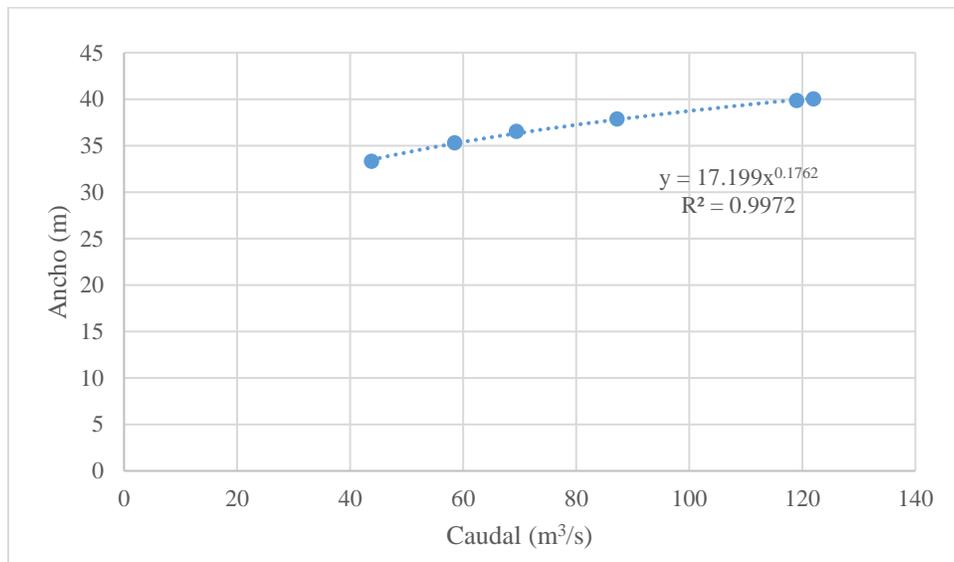


Figura A.3.10. Curva de gasto de ancho para $n=0.025$ y $Q > 5.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN – FACULTAD DE INGENIERÍA
RESUMEN DE MEMORIA DE TÍTULO

Departamento : Departamento de Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Nombre del memorista : Javier Ignacio Riquelme Romero
Título de la memoria : Análisis de la socavación en ríos con escurrimiento sub y supercrítico: Caso del río Lluta
Fecha de la presentación oral :
Profesor(es) Guía : Dr. Oscar Link Lazo
Profesor(es) Revisor(es) : Dra. Maricarmen Guerra Paris
Concepto :
Calificación :

Resumen

La socavación general del lecho de un río producto de un desbalance entre la capacidad del transporte de sedimentos y el suministro de sedimentos ante alteraciones o cambios de la dinámica fluvial. Conocer la profundidad de socavación es relevante en dos ámbitos; el primero de ello es desarrollar correctamente diseños de obras hidráulicas evitando la sobre estimación de recursos al construir o sub estimar recursos para evitar el colapso de las estructuras y el segundo ámbito es conocer el comportamiento y tener mayor información del río en un extenso periodo de tiempo.

El objetivo de este trabajo fue analizar la socavación general del río Lluta que tiene régimen supercrítico, considerando la geometría del cauce y sus caudales para el periodo comprendido entre 2001 a 2021. Para el análisis automático se desarrolló un script en Matlab que hace el cálculo de la erosión generalizada y la depositación de sedimentos. Se comparó las metodologías de cálculo encontradas en la literatura para estimar la erosión, notándose que la metodología de Maza y García Flores (1978) es la que tiene mejor aproximación a las mediciones disponibles, mientras que la metodología de Laursen (1963) tiene mejor aproximación sin considerar la depositación de sedimentos con una diferencia de 19 cm con el valor medido por el Instituto Nacional de Hidráulica en 2019.