

# XXX CLH

CONGRESO LATINOAMERICANO  
DE HIDRAULICA | BRASIL | 2022

## ANALES

- VOLÚMEN 3 -  
HIDRÁULICA DE RÍOS



International Association  
for Hydro-Environment  
Engineering and Research

Hosted by  
Spain Water and IWHR, China

***Organizadores***

Dr. Cristiano Poletto - UFRGS (Presidente)  
Dr. José Gilberto Dalfré Filho - UNICAMP  
Dr. André Luís Sotero Salustiano Martim - UNICAMP

**ANALES DEL  
XXX CONGRESO LATINOAMERICANO DE  
HIDRÁULICA 2022**

**- VOLÚMEN 3 -  
HIDRÁULICA DE RÍOS**



Madrid – España  
2023

**Copyright © 2023, by IAHR Publishing.**

Derechos Reservados en 2023 por **IAHR Publishing.**

**Montaje:** Cristiano Poletto

**Organización General de la Obra:** Cristiano Poletto; José Gilberto Dalfré Filho;  
André Luís Sotero Salustiano Martim

**Maquetación:** Juliane Fagotti; Cícero Manz Fagotti

**Relectura General:** Elissandro Voigt Beier

**Portada:** Juliane Fagotti

---

Cristiano Poletto; José Gilberto Dalfré Filho; André Luís Sotero Salustiano Martim  
(Organizadores)

ANALES del XXX Congreso Latinoamericano de Hidráulica – VOLÚMEN 3 –  
HIDRÁULICA DE RÍOS / Organizadores: Cristiano Poletto; José Gilberto Dalfré Filho;  
André Luís Sotero Salustiano Martim – MADRI, España: IAHR Publishing, 2023.

320p.: il.;

ISBN • 978-90-832612-4-9

---

*ES AUTORIZADA la libre reproducción, total o parcial, por cualquier medio, sin  
autorización escrita del Editor o de los Organizadores.*

---

# REALIZACIÓN



**International Association  
for Hydro-Environment  
Engineering and Research**

*Hosted by*  
**Spain Water and IWHR, China**

# COMITÉ ORGANIZADOR





# ORGANIZAÇÃO



# PATROCINADORES



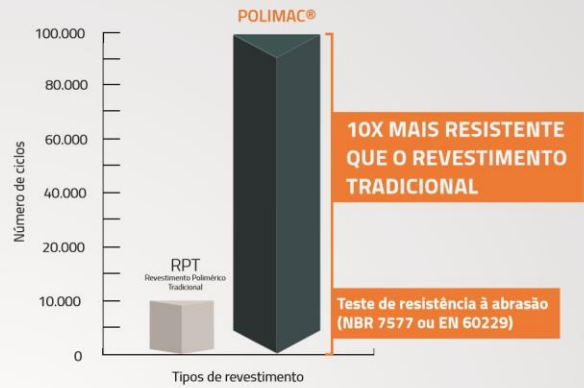
### PoliMac®

A nova tecnologia **PoliMac®** para soluções em malha de dupla torção é um composto polimérico inerte que possui alta resistência à abrasão. É capaz de resistir às condições mais severas, como: danos mecânicos e químico altamente agressivos, exposição à radiação ultravioleta e baixas temperaturas.

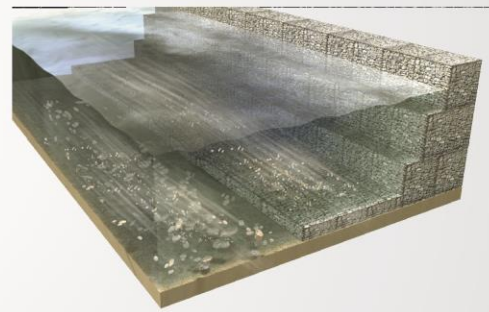


Revestimento **PoliMac®**  
(com identificação personalizada)

- 1** Revestimento metálico de longa vida útil GalMac® 4R
- 2** Revestimento intermetálico
- 3** Alma de aço BTC\* \*Baixo teor de Carbono



Os Gabiões **PoliMac®** foram desenvolvidos para resistir ao desgaste por abrasão. O aumento da precipitação pluviométrica extrema combinadas com erosões, elevam o transporte de sedimentos pelos rios. O efeito do desgaste do material em contato com as partículas em suspensão é uma das principais preocupações em obras hidráulicas.







**OVERTECH**<sup>®</sup>  
Soluções Tecnológicas

**SOLUÇÕES INTEGRADAS POR MEIO DE SERVIÇOS E PRODUTOS  
PARA AS ÁREAS DE HIDROMETEOROLOGIA E METEOROLOGIA**

- 01 ANEMÔMETRO, BARÔMETRO, TEMPERATURA E RH
- 02 PIRANÔMETRO
- 03 ANTENA SATELITAL
- 04 PAINEL SOLAR
- 05 GABINETE (DATALOGGER, TRANSMISSOR G0ES, CONTROLADOR DE CARGA, BATERIA, SISTEMA DE PROTEÇÃO)
- 06 PLUVIÔMETRO
- 07 LIMNIMETRO



## BATIMETRIA

DEFINIÇÃO DA RELAÇÃO COTA-ÁREA-VOLUME / PROJEÇÃO DE VIDA ÚTIL DO RESERVATÓRIO

## HIDROMETRIA

LEVANTAMENTO TOPOBATIMÉTRICO / MEDIÇÃO DE DESCARGA LÍQUIDA / NIVELAMENTO GEOGRÁFICO / DETERMINAÇÃO DA CURVA DE DESCARGA LÍQUIDA / ELABORAÇÃO DE RELATÓRIOS

## HIDROMETEOROLOGIA

SENSORES DE NÍVEL E VAZÃO / SENSORES DE NÍVEL SHAFT ENCODER / RÉGUAS LIMNIMÉTRICAS / RN'S (REFERENCIAIS DE NÍVEL) / PROJETOS, LAUDOS TÉCNICOS E RELATÓRIOS DE INSTALAÇÃO DE REDES HIDROMETEOROLÓGICAS

## METEOROLOGIA

TERMÔMETROS / PIRANÔMETROS / PLUVIÔMETROS / ANEMÔMETROS / SENSORES DA UMIDADE RELATIVA (RH) E TEMPERATURA DO AR / BARÔMETROS / DEMAIS SENSORES RELACIONADOS

## QUALIDADE DA ÁGUA

DETERMINAÇÃO DE CARACTERÍSTICAS IN SITU / COLETA DE AMOSTRAS PARA ANÁLISE LABORATORIAL / EMISSÃO DE LAUDOS / SONDAS DE QUALIDADE DE ÁGUA

## SEDIMENTOMETRIA

COLETA DE SEDIMENTOS EM SUSPENSÃO / COLETA DE SEDIMENTOS DE FUNDO / COLETA DE SEDIMENTOS DE ARRASTE / ANÁLISES LABORATORIAIS / DETERMINAÇÃO DA CURVA DE SÓLIDOS TOTAIS

## TELEMETRIA

CONSULTORIA E IMPLANTAÇÃO DE REDES TELEMÉTRICAS / INSTALAÇÃO DE ESTAÇÕES HIDROMETEOROLÓGICAS AUTOMÁTICAS / AUDITORIA E INSPEÇÃO DE REDES DE MONITORAMENTO / MANUTENÇÕES CORRETIVAS E PREVENTIVAS / CALIBRAÇÃO E REPARO DE SENSORES

## DESENVOLVIMENTO DE SOFTWARES

DESENVOLVIMENTO DE SOFTWARES PERSONALIZADOS / SOFTWARES PARA RECEPÇÃO, TRATAMENTO E DISPONIBILIDADE DE DADOS

## REPRESENTANTE EXCLUSIVA

**STEVENS**  
MEASUREMENTS TO MIND

**Nesa Srl**  
Environmental Monitoring Systems

**PRODUTOS IDEALIZADOS DE ACORDO COM AS NECESSIDADES DA SUA EMPRESA:**

## HIDROMETEOROLOGIA



SENSORES DE NÍVEL E VAZÃO / SENSORES DE NÍVEL SHAFT ENCODER  
RÉGUAS LIMNIMÉTRICAS / RN'S (REFERENCIAIS DE NÍVEL)  
SONDAS DE QUALIDADE DE ÁGUA

## METEOROLOGIA



TERMÔMETROS / PIRANÔMETROS / PLUVIÔMETROS / ANEMÔMETROS  
SENSORES DE UMIDADE RELATIVA (RH) E TEMPERATURA DO AR / BARÔMETROS  
DEMAIS SENSORES RELACIONADOS

## DATALOGGERS



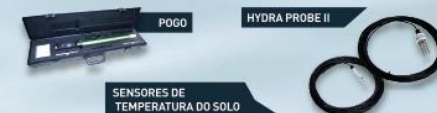
DL 3000 / DLIGHT LOGGER / OVERLOGGER

## TELEMETRIA



OVERGPRS / SATCOMM (G0ES) / REDE ETHERNET

## QUALIDADE DO SOLO



POGO / HYDRA PROBE II / SENSORES DE TEMPERATURA DO SOLO

## SISTEMAS DE ALERTAS



ESTAÇÃO DE SIRENES





# ProfÁgua

Mestrado Profissional em Rede Nacional em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos

## Sobre o ProfÁgua

O ProfÁgua é um curso de mestrado stricto sensu, GRATUITO, na área de ciências ambientais, que proporciona ampla formação aos profissionais, aliando teoria e prática, de modo a aumentar a eficácia de sua atuação na área de recursos hídricos.

**Acesse nosso site:**



## Mais informações

(18) 3743 - 1978 (ramal 1917 ou 1921)  
profagua@unesp.br

## ÁREAS DE CONCENTRAÇÃO

1. Instrumentos da Política de Recursos Hídricos
2. Regulação e Governança de Recursos Hídricos

## Linhas de pesquisa

- 1.1 Ferramentas Aplicadas aos Instrumentos de Gestão de Recursos Hídricos
- 1.2 Metodologias para Implementação dos Instrumentos de Gestão de Recursos Hídricos
- 2.1 Planejamento e Gestão de Recursos Hídricos
- 2.2 Segurança Hídrica e Usos Múltiplos da Água



## | SUMÁRIO |

MONITOREO DE VARIABLES GEOMÉTRICAS HIDRÁULICAS DE UN CAUCE COMO HERRAMIENTA DE CONTROL DE LA EXTRACCIÓN DE MATERIAL .....	12
OPTIMIZACIÓN DE DISPOSITIVOS SUMERGIDOS PARA REDUCIR LA EROSIÓN LOCAL JUNTO A ESTRIBOS DE PUENTES .....	16
EL AVANCE DEL FRENTE DEL DELTA DEL RÍO PARANÁ Y EL CAMBIO CLIMÁTICO .....	18
REGATA PARA EVALUAR MÉTODOS Y TÉCNICAS HIDROACÚSTICAS DE MEDICIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS DE FONDO .....	20
INFLUENCIA DE LA RELACIÓN DE ASPECTO EN LAS ESTRUCTURAS COHERENTES DEL FLUJO EN UN CANAL CURVO.....	27
MODELAMIENTO DE FLUJO DE ESCOMBROS MEDIANTE EL KANAKO 2D EN LA QUEBRADA SAN ANTONIO DE PEDREGAL DEL DISTRITO DE CHOSICA EN LIMA-PERÚ .....	38
USO DE PLACAS DE VIDEO PARA LA PREDECIR LA EROSIÓN LOCAL .....	50
MORFOMETRÍA DE LA RED DE CANALES DEL DELTA DEL RÍO PARANÁ .....	52
EXPERIMENTAL ASSESSMENT OF FLOW RESISTANCE IN CHANNELS WITH STEEP SLOPES AND LARGE-SCALE ROUGHNESS .....	61
EL CONTEXTO GEOLÓGICO DE LOS CAMBIOS MORFOLÓGICOS AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO DE PRESAS EN COLOMBIA .....	73
CRITERIO PARA LA MODELACIÓN DE RÍOS CON ALTAS CARGAS DE SEDIMENTOS SUSPENDIDOS EN CONDICIONES DE CRECIDA .....	75
VALIDACIÓN EXPERIMENTAL A NIVEL REGIONAL Y GLOBAL DE UN CRITERIO RACIONAL PARA EL DISEÑO DE CANALES ALUVIALES EN RÉGIMEN .....	77
ELABORACIÓN DE CURVAS HQ MEDIANTE INFERENCIA BAYESIANA EN ESTACIONES DE MONITOREO DE LA CUENCA MATANZA-RIACHUELO .....	79
DINÁMICA DEL APORTE DE SEDIMENTOS DEL RÍO SAN ANTONIO AL EMBALSE SAN ROQUE, CÓRDOBA, ARGENTINA.....	91
ANÁLISIS DE LA EVOLUCIÓN DE LA GRANULOMETRÍA DE RÍOS DE MONTAÑA CON DATOS DE CIENCIA CIUDADANA .....	93
PERFILES DE VELOCIDAD EN CAUCES DE ALTA PENDIENTE Y SUMERGENCIA RELATIVA PEQUEÑA ...	95
EFFECTO DEL POTENCIAL EROSIVO SOBRE LA SUSCEPTIBILIDAD POR INUNDACIÓN EN CORRIENTES DE CUENCAS ANDINAS.....	97
DESAFIOS EN LA MODELACION NUMERICA HIDRODINAMICA DE RIOS MORFOLOGICAMENTE ACTIVOS: CASO DE ESTUDIO DEL RIO PILCOMAYO, BOLIVIA.....	109
CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL DEL RÍO LOS SOSA MEDIANTE VELOCIMETRÍA POR IMÁGENES DE PARTÍCULAS A GRAN ESCALA (LSPIV) .....	121
ANÁLISIS DE FOURIER EN LA GEOMORFOLOGÍA FLUVIAL DEL RÍO HUALLAGA .....	132
RESTAURACIÓN DE LA QUEBRADA ALTAVISTA, MEDELLÍN (COLOMBIA) .....	142
MODELO CONCEPTUAL PARA LA DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE NIKURADSE (Ks) EN UN CAUCE FLUVIAL .....	153

ALGUNAS CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS Y MORFOLÓGICAS DEL CAUCE DEL GRAN RÍO DE LA MAGDALENA Y SUS CONSECUENCIAS EN EL ENCAUZAMIENTO .....	155
CÁLCULO DEL CAUDAL DE ORIGEN PLUVIAL QUE ESCURRE EN EL ÁREA DE VALOR AMBIENTAL TARANGO, CDMX, MÉXICO .....	157
CONECTIVIDAD DE SEDIMENTOS EN LAS CUENCAS DE LOS RÍOS MAGDALENA Y CAUCA .....	166
COMPARACIÓN DE DOS MODELOS BIDIMENSIONALES EN LA EVALUACIÓN DE LA IDONEIDAD DEL HÁBITAT FÍSICO (IHF) DEL DORADO SALMINUS BRASILIENSIS EN UN TRAMO DEL RÍO PARANÁ EN ARGENTINA.....	168
ANÁLISIS HIDROLÓGICO, MODELACIÓN HIDRÁULICA Y EVALUACIÓN DE OBRAS DE CONTROL EN UN CAUCE DE MONTAÑA DEL NOROESTE ARGENTINO .....	180
FLUXO DE SEDIMENTOS EM SUSPENSÃO NO ALTO RIO NEGRO, ESTAÇÃO FLUVIOMÉTRICA CUCUÍ..	182
A SERIOUS GAME APPROACH FOR DAM FAILURE FLOOD RISK ASSESMENT USING A HYDRODYNAMIC MODEL.....	184
ASSESSING THE ROLE OF CROSS-SECTION SHAPE FOR FLOOD ROUTING UNDER COMPOUND FLOOD EVENTS USING A HYDRODYNAMIC MODEL .....	191
ESTRATÉGIAS DE REVITALIZAÇÃO PARA O BAIXO RIO CAUAMÉ NA CIDADE DE BOA VISTA - RORAIMA.....	193
IRREGULAR CROSS-SECTION HYDRAULIC PROPERTIES CALCULATOR BASED ON FINITE ELEMENT DISCRETIZATION .....	199
AVALIAÇÃO DA PERFORMANCE DO MODELO HIDROLÓGICO MGB EM ÉPOCAS DE ESTIAGEM – ESTUDO DE CASO PARA A BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO DOCE .....	201
AJUSTE DO COEFICIENTE K2 DA EQUAÇÃO DE STREETER-PHELPS, A PARTIR DE MODELO HIDRÁULICO-HIDROLÓGICO .....	213
ANÁLISIS DE EFECTIVIDAD DE UNA ESTRATEGIA DE GESTIÓN DE SEDIMENTACIÓN EN UN EMBALSE TROPICAL, CASO PORCE II-COLOMBIA. ....	220
PROPUESTA DE UN ENFOQUE PARA EL DISEÑO DE RUGOSIDAD DE FONDO ARTIFICIAL EMPLEANDO BARRAS TRANSVERSALES DISCONTINUAS EN CANALES CON RÉGIMEN.....	222
INFLUENCIA DE LA ALTURA DE MUROS GUÍA EN LA CONFIGURACIÓN DEL FLUJO EN TORNO A ESTRIBOS DE PUENTES .....	230
RENATURALIZAÇÃO DA BACIA DO RIO JACARÉ – TRANSFORMANDO O BAIRRO JACARÉ EM UM BAIRRO AMBIENTALMENTE SUSTENTÁVEL .....	232
AVALIAÇÃO PRELIMINAR DO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS NA RUPTURA DA BARRAGEM DE FUNDÃO, MINAS GERAIS, BRASIL .....	244
GENERAL OR LOCAL SCOUR EXCEEDANCE? ANALYSIS OF THE CANCURA BRIDGE COLLAPSE IN CHILE.....	254
PROPOSTA DE REABILITAÇÃO FLUVIAL PARA CÓRREGO URBANO EM ASSENTAMENTO INFORMAL DE BELO HORIZONTE (MG, BRASIL).....	256
USOS DO SOLO E SUSCEPTIBILIDADE DO SOLO À EROÇÃO NA BACIA HIDROGRÁFICA DO CÓRREGO PARDO, EM RONCADOR-PR.....	267
APLICAÇÃO DO HEC-RAS EM SIMULAÇÕES DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EM EVENTOS DE RUPTURA DE BARRAGENS.....	269

SOCAVACIÓN EN PILAS DE PUENTES DE LECHO ARENOSO. ANÁLISIS DE UN CASO REAL .....	281
CONTRIBUIÇÃO DA PROTEÇÃO DA CIDADE DE BISKRA (ARGÉLIA) CONTRA INUNDAÇÕES PELA GABIONNAGE DE OUED SIDI ZERZOUR .....	290
ESTIMATIVA DE VAZÃO EM CANAL: COMPARAÇÃO ENTRE O MÉTODO DO FLUTUADOR E A EQUAÇÃO DE MANNING.....	291
SIMULACIÓN HIDRÁULICA DE ESPIGONES PARA PROTECCIÓN DE MÁRGENES EN UN SEGMENTO DEL RÍO DULCE. SANTIAGO DEL ESTERO (ARGENTINA) .....	298
ANÁLISE DA RUPTURA HIPOTÉTICA DE BARRAGENS DE ÁGUA COM PEQUENOS RESERVATÓRIOS ....	300
LATERAL SORTING IN A SUSPENDED SEDIMENT DOMINATED MEANDERING RIVER .....	303
ESTUDO DE CASO DA PEGADA HÍDRICA DA ESCOLA ESTADUAL ENSINO PÚBLICO DOM WALFRIDO TEIXEIRA VIEIRA NO MUNICÍPIO DE SOBRAL - CE .....	305
MODELAGEM HIDRODINÂMICA 2D PARA AVALIAÇÃO ESPACIAL DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EM RIO DE LEITO DE CASCALHO.....	307
IMPORTÂNCIA DA QUALIDADE DAS MEDIÇÕES DE VAZÃO DOPPLER PARA UMA ANÁLISE DE CURVA-CHAVE.....	309



# MONITOREO DE VARIABLES GEOMÉTRICAS HIDRÁULICAS DE UN CAUCE COMO HERRAMIENTA DE CONTROL DE LA EXTRACCIÓN DE MATERIAL

Benitez Esteban, Linares Daniela, Acosta Mariana, Chang Philippe

Universidad Nacional de Colombia sede Manizales, Colombia

jubenitezr@unal.edu.co, dlinaresr@unal.edu.co, macostap@unal.edu.co, pchang@unal.edu.co

## Introducción

El presente estudio tiene como alcance analizar y desarrollar herramientas de monitoreo de un cauce natural en el contexto de la extracción de material considerando sus variables geométricas. El trabajo investigativo se realizó a partir de los conceptos de un cauce en equilibrio y de un caudal dominante que determinan sus características geométricas. Se propone la utilización de un método de análisis de series al límite para establecer umbrales aceptables, controlar y mitigar los impactos ambientales de la extracción de material en una cuenca considerando los procesos de transporte dinámico que suceden en el medio.

## Contexto

En Colombia la actividad de explotación de materiales en los ríos se rige por la normativa minera y ambiental, la cual cumple con la ley 685 de 2001 y la ley 99 de 1993. Además, los estudios de minería se establecen según el artículo 84 del código de minas que, en conjunto con el decreto 2820 de 2010 dictan el otorgamiento de las licencias ambientales. Esta normatividad se establece para promover la extracción de los recursos mineros dentro de un desarrollo sostenible (Ministerio de Minas y Energía, 2013).

A pesar de la normativa anterior, las autoridades ambientales carecen de herramientas que permiten realizar un monitoreo eficiente del comportamiento de un cauce y justificar, controlar o limitar la explotación en el tiempo por parte de la industria. Estas situaciones han causado daños ambientales importantes, como se reportó, en el cauce del río Chicamocha en Santander, Colombia en 2020 (ver figura 1).

Específicamente, esta problemática de explotación de materiales fue investigada por el Grupo de Trabajo Académico (GTA) en Ingeniería Hidráulica y Ambiental de la Universidad Nacional de Colombia sede Manizales y el Instituto de Estudios Ambientales (IDEA) en la cuenca del río Risaralda. En 2008 el IDEA reportó en su informe: “La extracción del sedimento de los ríos en la jurisdicción de los departamentos de Caldas, y de Risaralda y de sus Corporaciones Autónomas Regionales se ha convertido en una situación compleja por los conflictos que se han suscitado por los usos del suelo, los procesos de erosión en las orillas, la migración y la socavación del cauce, y zonas de inundación, etc.” (IDEA, 2008). Claramente, este tipo de actividades económicas afectan el medioambiente y la dinámica fluvial, y por lo tanto requieren para su manejo, políticas y normativas que permiten establecer límites de explotación y gestionar las interacciones de las diferentes entidades responsables.

En 2021 se realizó la caracterización de la hidráulica fluvial del río Risaralda dentro del marco del proyecto: “Estudio de Sedimentos en el Río Risaralda con fines de aprovechamiento sostenible” en colaboración con CORPOCALDAS, CARDER y el GTA. El proyecto proporcionó diferentes insumos a los estudios hidrológicos y ambientales, quienes debían permitir la caracterización y cuantificación del transporte sedimentológico del cauce en su tramo final.



Figura 1.- Extracción de material en el Río Chicamocha, Santander. Fuente: Revista Semana.

## Ríos aluviales en equilibrio

Un proceso de socavación o de agradación importante en un cauce puede ser la consecuencia de algunas actividades antrópicas en la cuenca, como por ejemplo la extracción de material, o el producto de un proceso natural preexistente o en desarrollo (USCE, 1994). El análisis de cualquier inestabilidad requiere en este caso, un monitoreo de la dinámica de transporte fluvial incluyendo una evaluación de los impactos ambientales de los sedimentos y un análisis sedimentológico del transporte en el tiempo; un proceso siempre complejo y con un alto nivel de incertidumbre. En el contexto de un cauce aluvial, la noción de cauce en equilibrio (*in régimen*) se relaciona a la estabilidad o permanencia espacial de las características geométricas de un río en el tiempo.

Por definición, un cauce en equilibrio hace referencia a un sistema en el que las características de la pendiente y de la sección se ajustan en el tiempo para transportar la carga de sólidos que se le suministra aguas arriba. Del anterior se entiende que cualquier cambio en la cuenca provocará un desplazamiento del equilibrio de las características del cauce en su sección transversal o longitudinal.

## Variables Geométricas

Las variables geométricas como la sección transversal (ancho y profundidad) y la pendiente longitudinal son las principales variables geométricas dependientes de un cauce natural y sus magnitudes están determinadas por el transporte sólido, la composición del lecho y el caudal. Aunque la variabilidad del flujo afecta este equilibrio de manera continua, se considera en este caso un caudal dominante, a veces asociado al caudal a banca llena, elemento formador que define el trazado del cauce. Julien (2002) señala que el caudal dominante no se cuantifica con precisión, pero que se puede relacionar con un caudal con un periodo de retorno de 1,5 años en canales naturales.

Los primeros trabajos de Kennedy (1895) y Lindsey (1919) sentaron las bases para la investigación de Lacey, quien en dos (2) artículos (1930, 1939) presentó un análisis detallado de los canales estables estudiados en la India. Lacey utilizó mediciones de las características de un canal para proponer una serie de

ecuaciones empíricas que relacionan el perímetro mojado con el caudal. Una adición importante a esta literatura ha sido proporcionada por Lane (1937), Das (1950), Blench 1951<sup>a</sup>, y otros. De acuerdo con Leopold y Maddock (1953):

"Si se asume un caudal constante a un ancho constante del canal, un aumento en la velocidad se acompaña de un aumento en el sedimento suspendido. Esto requiere una disminución de la profundidad del cauce. Por el contrario, si la velocidad es constante, un aumento en el ancho se acompaña de una disminución de la carga suspendida. Esto también se asocia con un aumento en la profundidad".

La idea que fundamenta este concepto de estabilidad del cauce fue señalado por Lane (1955), según la ecuación siguiente:

$$QS \sim Q_s D_{50} \quad [1]$$

Donde,  $Q$  el caudal,  $S$  la pendiente longitudinal,  $Q_s$  el transporte sólido, y  $D_{50}$  el diámetro medio del sedimento que constituye el cauce.

Esta relación, esencialmente empírica fue investigada y validada por varios autores a pesar de no tener una base teórica como tal (USCE, 1994). Por otra parte, los estudios desarrollados en Estados Unidos, India y Pakistán han fomentado la investigación sobre la construcción y el monitoreo de canales en equilibrio. Este tipo de análisis procede generalmente de examinar en un gráfico, de manera independiente, el ancho ( $W$ ), la profundidad ( $H$ ) y la velocidad ( $V$ ) (función entre otro de la pendiente longitudinal) como una función dependiente de una serie de caudal histórico (USCE, 1994).

La forma de una sección transversal en cualquier punto de un río puede describirse por el aumento observado de ancho, profundidad y velocidad con el aumento del caudal. Teniendo en cuenta el sistema fluvial, desde la cabecera hasta aguas abajo, si la descarga en todos los puntos es comparable en porcentaje de tiempo y si este caudal es igualado o excedido, se observa que el ancho, la profundidad y la velocidad aumentan río abajo con el aumento de la descarga. Las relaciones de estación de medición aguas abajo se pueden expresar mediante gráficos simples que tienen un patrón geométrico. La figura 2a-2b, presenta por ejemplo este proceso investigativo de acuerdo a Leopold (1953).

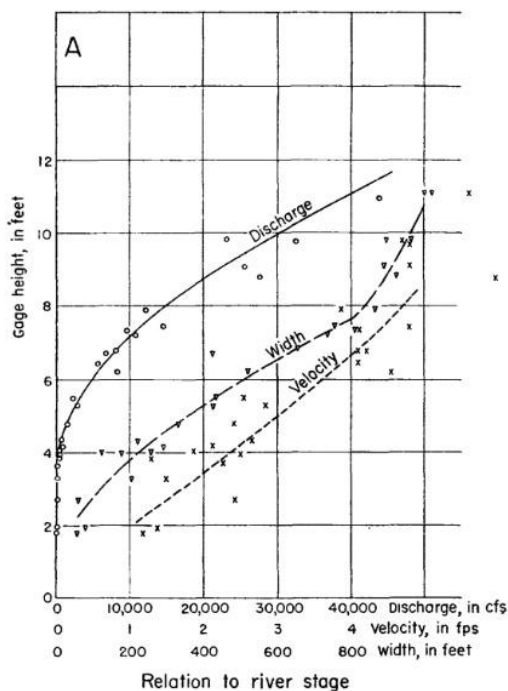


Figura 2a.- Análisis de variables geométricas en relación con caudal anual medio (desde Leopold, 1953).

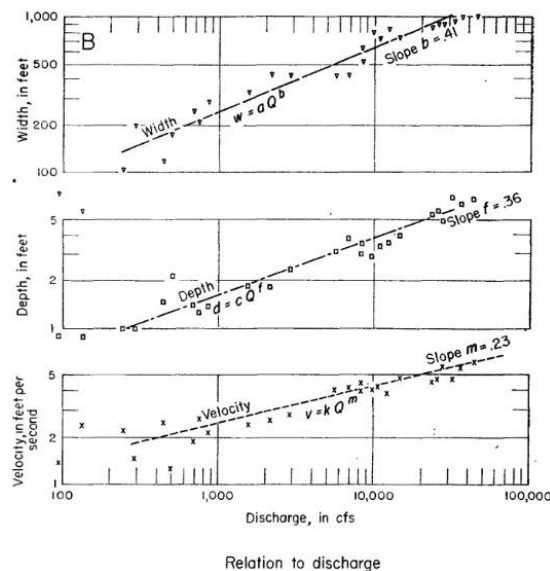


Figura 2b.- Análisis de variables geométricas en relación con caudal anual medio (desde Leopold, 1953).

De lo anterior, Leopold (1953), determinó que estas relaciones geométricas corresponden a simples funciones potenciales, de tipo:

$$W = aQ^b \quad [2]$$

$$D = cQ^f \quad [3]$$

$$V = kQ^m \quad [4]$$

Siendo,  $Q$  el caudal,  $W$ ,  $D$ , y  $V$  representan el ancho, la profundidad y la velocidad respectivamente y  $b, f, m, a, c$  y  $k$  son constantes empíricas que describen un comportamiento lineal. Analizando múltiples ríos aluviales, Kennedy (1895), Lacey (1929-1930), Blench (1969), Smith (1995) entre otros, determinaron de manera similar, las características geométricas de los cauces en equilibrio de acuerdo con el caudal dominante y la granulometría del material que constituye el cauce.

Se observa que las características del cauce de los ríos naturales constituyen un sistema interdependiente que puede describirse mediante una serie de gráficos de forma geométrica simple, que pueden entenderse como geometrías hidráulicas. La frecuencia del caudal es importante en la comprensión de dicha geometría hidráulica. La comparación de varias secciones transversales a lo largo de la longitud de un río es válida bajo la condición de una frecuencia constante de descarga en todas las secciones transversales. La debilidad del método radica en el hecho de que se supone que las variables de diseño hidráulico dependientes están relacionadas solo con una sola variable de diseño independiente y no con ninguna otra variable de diseño.

### Trabajo de Campo

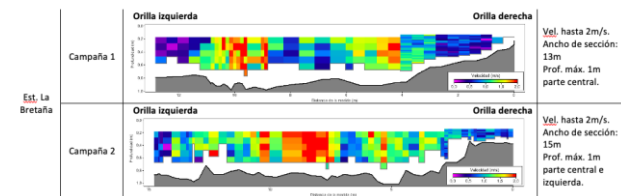
La caracterización de la hidráulica fluvial y del transporte sedimentológico sobre el río Risaralda en su tramo final y Mapa se realizó en cinco (5) sitios de aforo (3 en el río Risaralda y 2 en el río Mapa) (ver tabla 1). Estos sitios fueron analizados durante las dos (2) campañas de monitoreo integral de variables ambientales (campaña #1 del 26 al 28 de julio y campaña #2 del 20 al 22 de septiembre de 2021). El aforo se realizó utilizando (ver fig. 3 y 4) un Perfilador de corrientes acústico Doppler ADCP S5 RiverSurveyor de SonTek, desde las márgenes, suspendido de pasarelas o viaductos según el sitio.

La ubicación de los sitios de aforo fue determinada con el fin de caracterizar, lo mejor posible, las condiciones de las dos (2) subcuencas (ríos Risaralda y Mapa) objeto del estudio, considerando las limitaciones por cuestiones de tiempo y recursos disponibles.



**Tabla 1.** Características sitios de aforo - Río Mapa y Río Risaralda

Punto	Descripción	Propietario	Tipo Est.	Coordenadas		Características
				Latitud	Longitud	
1	Bretaña Puente en estructura metálica, bajo el cual se ubica la estación	IDEAM	Limnigráfica	5°03' 08.7" N	75° 56' 50.7" O	Cauce encañonado, evidencia de socavación aguas abajo del sitio de aforo, flujo turbulento y torrencial, presencia de bancos de piedra en la orilla derecha.
3	Camping La Palmera	CORPOCALDAS	Limnigráfica	05°06' 43.9" N	75°50'23.6" O	Cauce ancho con indicios de socavación en las orillas alternas, sinuoso, barras de piedras.
5	Entrada a La Virginia Cierre de subcuenca	REDH-UTP Hidro-climatológica de Risaralda	Limnigráfica	04°55' 14.2" N	75°52'13.8" O	Puente de la Variante La Virginia -saludes en concreto y bolsacreto



**Figura 5.** Perfiles ADCP Estación Bretaña 22/09/2021

Las tablas 3 y 4 presentan los resultados en cada sitio de los ríos Mapa y Risaralda respectivamente durante las dos campañas.

**Tabla 3.** Río Mapa caudales registrados

Estación de aforo	Campaña	Caudal
		Q (m³/s)
La Bretaña	1	8,225
	2	7,731
Las Cañas	1	8,614
	2	8,095

**Tabla 4.** Río Risaralda caudales registrados

Estación de aforo	Campaña	Caudal
		Q (m³/s)
Camping La Palmera	1	24,941
	2	18,519
Puente Negro	1	26,258
	2	23,023
Variante Virginia	1	44,694
	2	42,052



**Figura 3.** Estación La Bretaña – Sección de aforo con ADCP 20/09/2021



**Figura 4.** Estación Variante La Virginia – Sección de aforo con ADCP 22/09/2021

La tabla 2, presenta de manera típica la información del sitio Bretaña.

**Tabla 2.** Características de los aforos ADCP S5 realizados - Río Mapa

Punto	Descripción	Características aforo	Nota
1	Bretaña	26/07/2021 10:00 am ~ 12:00 pm @ 4 transectos Q <sub>medio</sub> : 8.225 m³/s Talud inclinado: OD: 1.20m; OI: 1.00m	Mod. RiverSurveyor Live Desde la orilla derecha <sup>a</sup> , a 20m aguas abajo del puente, bajo la garrucha (cable)
		20/09/2021 10:30 ~ 11:30 am @ 3 transectos Q <sub>medio</sub> : 7.731 m³/s Talud Inclinado: OD: 1.30m; OI:1.00m	

Del aforo realizado, el ADCP proporcionó los perfiles y caudales medios a través los diferentes transectos realizados como muestra la figura 5.

Los datos recolectados permiten calcular las diferentes variables hidráulicas de interés: área, velocidad promedio, espejo de agua, perímetro mojado, número de Froude, radio hidráulico, ancho promedio, profundidad promedio. La tabla 5 presenta la caracterización del flujo observado en cada sitio durante las diferentes campañas con las interpretaciones respectivas.

**Tabla 5.** Caracterización del flujo observado en Estación de aforo

Est. de aforo	Campaña	Resultados Aforos				Condición de Estabilidad Lacey (1929) Ec. 1- 6				Cond. Cauce
		Vel. Media	Área	Perímetro	Radio	Vel. Lacey Media	Área Lacey	Perímetro Lacey	Radio Lacey	
		V (m/s)	A (m²)	Pm (m)	Rh (m)	V <sub>L</sub> (m/s)	A <sub>L</sub> (m²)	Pm <sub>L</sub> (m)	Rh <sub>L</sub> (m)	
La Bretaña	1	1,040	8,823	16,86	0,523	1,07	7,70	13,81	0,55	Inestable
	2	1,137	6,928	20,29	0,341	1,06	7,32	13,40	0,54	Inestable
Las Cañas	1	1,121	8,809	40,12	0,220	1,08	8,01	14,14	0,56	Inestable
	2	0,775	10,787	37,35	0,289	1,06	7,61	13,71	0,55	Inestable
Camping La Palmera	1	1,291	19,34	31,10	0,622	1,28	19,44	24,06	0,80	Inestable
	2	1,596	11,732	33,81	0,347	1,22	15,17	20,73	0,73	Inestable
Puente Negro	1	1,132	23,328	24,37	0,957	0,88	29,77	24,69	1,20	Estabilidad
	2	1,023	22,512	24,76	0,909	0,86	26,69	23,12	1,15	Estabilidad
Variante Virginia	1	1,138	40,197	23,71	1,695	0,96	46,38	32,21	1,43	Inestable
	2	0,751	53,949	26,62	2,027	0,95	44,09	31,24	1,40	Estabilidad

La tabla presenta igualmente un ejemplo del análisis de las características geométricas de las diferentes secciones aforadas comparándolas con las relaciones establecidas por Lacey (1929).

Se consideran aquí indicadores propios de un cauce "inestable" o incompatible con un cauce estable, cuando cualquiera de las variables hidráulicas analizadas durante ambas campañas, a partir de las mediciones del ADCP S5, se encuentran en más del 20% con respecto a los valores sugeridas (Lacey, 1929), lo que nos parece un criterio aceptable.

En el caso de La Bretaña, Las Cañas y el Camping La Palmera se observa, que a pesar de que las variables de velocidad media, área, y radio hidráulico no presentan valores desproporcionados con respecto a los criterios establecidos previamente, el parámetro de perímetro mojado si muestra valores excesivos.

## Análisis de indicador de estabilidad

Reconociendo que las variables geométricas principales de un cauce obedecen a un proceso natural, que tendrán por un caudal dominante dado, en ausencia de cambios importantes en la cuenca, al definir o mantener un valor finito al límite y/o progresivamente (en condición de equilibrio); se formuló la posibilidad de realizar el monitoreo de los impactos ambientales (aquí en el caso de extracción de material importante del cauce), a partir de la evolución de estas variables en el tiempo. Buscando una constante en la evolución de estos parámetros, las variables ancho, profundidad y pendiente longitudinal permiten establecer una sucesión infinita de términos no cero, reales y positivos en el tiempo. Al generalizarse, esta sucesión de términos se interpretará como una serie al infinito en particular si es aplicada a los infinitos términos. A partir de lo anterior, se considera la aplicación de pruebas de convergencia basándose en las operaciones de series al límite. Por ejemplo, tomando una prueba de criterio de d'Alembert o por cociente, en donde a partir de los indicadores anteriormente mencionados se plantean las condiciones de las ecuaciones 5 y 6:

Indicador a partir del ancho del cauce ( $W$ ):

$$L = \lim_{t \rightarrow \infty} \left| \frac{W_{t+1}}{W_t} \right| \quad [5]$$

Indicador a partir de la profundidad del cauce ( $H$ ):

$$L = \lim_{t \rightarrow \infty} \left| \frac{H_{t+1}}{H_t} \right| \quad [6]$$

Donde:

- Si  $L < 1$ , la serie se encuentra convergente hacia un límite real, es decir, no se ve afectado el equilibrio del cauce, y la serie se está progresivamente estabilizando.
- Si  $L = 1$ , la serie se encuentra divergente o condicionalmente convergente; la serie presenta inestabilidades y no se puede asegurar que las intervenciones que se venían desarrollando no tienen impacto sobre la evolución progresiva del cauce a su condición de equilibrio, o que el transporte sólido, o que las condiciones dentro de la cuenca han cambiado.
- Si  $L > 1$ , la serie se encuentra divergente, la evolución en el tiempo de las variables geométricas del cauce es incompatible con un cauce en equilibrio.

Claramente otros criterios de convergencia podrían ser utilizados y de estos, diferentes niveles de valoración podrían ser inferidos.

En la práctica, como herramienta de monitoreo, se sugeriría evaluar la progresión de la secuencia gráficamente en el tiempo y de la función polinómica o afines asociados para determinar su tendencia general en términos de convergencia absoluta o no. El criterio de estabilidad puede igualmente partir de datos históricos disponibles sobre algunos sitios de monitoreo específico en una cuenca, y así determinar su evolución en un momento preciso.

La herramienta propuesta basada en el análisis de las series al límite de las características geométricas de un cauce para el control de la extracción de material se encuentra en desarrollo y requiere una evaluación a largo plazo para su validación. No obstante, se inició el análisis de series históricas en la cuenca del río Risaralda, Caldas. Los resultados obtenidos muestran en general que la herramienta permite mínimamente determinar de manera cualitativa el grado de intervención ocurriendo en la cuenca durante periodos extendidos. De manera provisional, la Corporación Autónoma Regional de Caldas (Corpocaldas) implementará el método propuesto en combinación con otras herramientas de monitoreo más comunes, en varios sitios de la cuenca del Río Risaralda con el propósito de asegurar un mejor control de la extracción de los materiales del río y mitigar cualquier impacto ambiental proyectado.

## Conclusión

En Colombia la extracción de materiales en los ríos se rige por la normativa minera y ambiental. La dificultad de asegurar el monitoreo de este tipo de explotación con el fin de mitigar los impactos ambientales requiere desarrollar estrategias de control y de alerta. En el caso de un cauce aluvial, el transporte sólido se encuentra en equilibrio con el caudal dominante y las variables geométricas que caracterizan lo mismo: ancho, profundidad y pendiente. Cuando uno de los parámetros se encuentra alterado, los demás también son modificados. El análisis de convergencia de las variables geométricas en forma de series al límite presenta una herramienta de monitoreo a largo plazo interesante con el fin de valorar y controlar la extracción de material. Aunque esta herramienta se encuentra en desarrollo y requiere una validación a largo plazo, los resultados preliminares del análisis de datos históricos disponibles indican que el método puede ser útil para establecer cualitativamente el nivel de intervención ocurriendo en la cuenca. Corpocaldas implementará el método de manera transitoria en la cuenca del río Risaralda en 2022-2023.

## Agradecimientos

Se agradece a CORPOCALDAS, CARDER, GTA por su colaboración y aporte en el desarrollo de la investigación.

## Referencias Bibliográficas

- Blench, T.**, 1969, Mobile-Bed Fluviology, Univ. of Alberta Press, Edmonton, Canadá
- Instituto de Estudios Ambientales**, 2008. Estudio de Exploración de los Sedimentos en el Río Risaralda con Fines de Aprovechamiento Sostenible. Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales.
- Julien, P.Y.**, 2002, River Mechanics, Cambridge Univ. Press, New York
- Kennedy, R.G.**, 1985, The prevention of silting in irrigation Canals, Minute Proc. Inst. Civ. Eng. London 119, 281-290
- Lane, E.**, 1955, Design of Stable Channels, Transactions ASCE Vol. 120.
- Lacey, G.**, 1929-30, Stable Channels in alluvium, Minute Proc. Inst. Civ. Eng. London, 229, 259-292
- Leopold, L.B and Maddock, T** (1953). *The Hydraulic Geometry of Stream Channels and Some Physiographic Implications*. United states government printing office, Washington, pp. 8
- Ministerio de Minas y Energía**, 2013. Explotación de Materiales para la Construcción, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia, Ministerio de Recursos Mineros y Energéticos
- Semana**. Alerta sobre posible daño ambiental en el río Chicamocha por extracción de arena [Internet]. Revista Semana. 2020.
- Smith, CD.**, 1995, Hydraulic Structures, 7th Ed. University of Saskatchewan Printing Services.
- US Army Corps of Engineers**, 1994, Channel Stability Assessment for Flood Control Projects (1994USCE EM 1110-2-1418 31 Oct 94.



# OPTIMIZACIÓN DE DISPOSITIVOS SUMERGIDOS PARA REDUCIR LA EROSIÓN LOCAL JUNTO A ESTRIBOS DE PUENTES

Marcela L. Reynares, Graciela B. Sacchi y María Luisa Possi.

Laboratorio de Hidráulica. Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH).  
Universidad Nacional del Litoral (UNL). Argentina.

E-mail: reynares@fich.unl.edu.ar ; gscacchi@fich.unl.edu.ar y mlpossi@gmail.com

## Introducción

Los vanos sumergidos son dispositivos utilizados para orientar el flujo y sedimentos en ríos, en particular para el control de márgenes en curvas. Son placas verticales ubicadas en el lecho, aguas arriba de la estructura a proteger, que inducen corrientes secundarias que alteran la magnitud y dirección de las tensiones del lecho, produciendo un cambio en la distribución de velocidades y transporte de sedimentos en la zona de influencia.

Possi et al. (2021) contrastaron el comportamiento de los vanos como medida de protección contra la erosión junto a estribos de puentes, con el de una variante a ellos conformada por geotubos rellenos de arena. Estos autores encontraron que el desempeño de los geotubos puede resultar más eficiente, en función de la distancia a la que se los coloque respecto de la ubicación del estribo.

El presente trabajo se considera una continuación al presentado por Possi et al. (2021), ya que tiene por objeto evaluar formas alternativas a los geotubos, con el fin de encontrar estructuras, que bajo la misma concepción (geotubos) que las analizadas, resulten igualmente eficientes en la protección contra la erosión junto al estribo, al tiempo que ahorren material para su construcción.

## Diseño Experimental

Los experimentos fueron realizados en un canal de sección rectangular de 60 m de largo, 1,48 m de ancho y 1 m de profundidad, con paredes de vidrio, ubicado en el Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas de la Universidad Nacional del Litoral, Santa Fe, Argentina. El canal en su tramo medio posee un sector a fondo móvil de 20 m de extensión y 0,40 m de espesor constituido por arena uniforme de 0,1 cm de diámetro medio. El estribo representado es de pared vertical y posee un desarrollo en el sentido transversal a la corriente de 30 cm (L) y un espesor de 12 cm, y se encuentra adosado a la pared del canal sobre su margen izquierda.

En el presente estudio fueron utilizados como medidas de protección geotubos de distintas dimensiones, confeccionados con bolsas de geotextil rellenas con la misma arena que conforma el lecho del canal. Las dimensiones de los geotubos fueron de 6 y 12,5 cm de ancho y 30 cm de largo, tal como se observan en la Figura 1. Se prestó especial atención al momento del llenado de los geotubos con el propósito de que una vez relleno mantenga una flexibilidad tal que le permita acomodarse de manera estable al ser apilado y se deforme acorde a los cambios que se produzcan en el lecho.

La secuencia experimental contempló la realización de 16 experimentos, organizados en un ensayo de referencia y dos series de experimentos. Se evaluaron dos configuraciones de geotubos.

El ensayo de referencia (Eref) se realizó con el fin de disponer información de la configuración que adquiere el lecho junto a un estribo no protegido, para luego ser contrastada con la respuesta del lecho al considerar distintos dispositivos de protección.



Figura 1.- Dimensiones de los geotubos.

Los criterios para la definición de los distintos parámetros ensayados, como la distancia “P”, la separación “e”, ángulo de sesgo “ $\alpha$ ” (Figura 2) y la sumergencia de los dispositivos, fueron reportados en Possi et al. (2021).

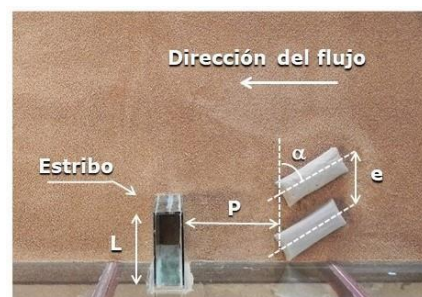


Figura 2.- Disposición de los dispositivos en la Serie 1 de experimentos.

La *Serie 1* consistió en evaluar la respuesta del lecho en las inmediaciones del estribo al considerar geotubos anchos como dispositivos de protección. Para ello, se colocaron pares de 2 geotubos sobre el fondo del canal, apilados de manera tal de lograr una altura  $H = 8$  cm. Las distancias “P” a las que se ubicaron estos dispositivos fueron: 30, 46, 60, 75, 90, 105, 120 y 150 cm.

La *Serie 2* de experimentos se diseñó con el fin de evaluar la influencia que las dimensiones de los geotubos pudieran tener en el efecto de protección. Para ello, se construyó un dispositivo conformado por cuatro geotubos finos, dos formando una base y los otros dos apilados uno encima del otro, adquiriendo así la sección transversal del conjunto una *forma de pirámide*. Con esta configuración se redujo el volumen del dispositivo en aproximadamente un 35%. Las distancias “P” ensayadas en esta serie en particular fueron: 46, 60, 75, 90, 105, 120 y 150 cm. En la Figura 3 se muestran a modo de comparación fotografías de los dispositivos de protección utilizados en cada una de estas series de experimentos.

En todos los experimentos se mantuvieron constantes las condiciones hidráulicas, equivalentes a las utilizadas en Possi et al (2001), las que corresponden a un caudal de 83 litros/seg, una profundidad en el flujo de aproximación de 19 cm y siempre bajo condiciones de agua clara. Todos los ensayos tuvieron una duración de 24 horas.

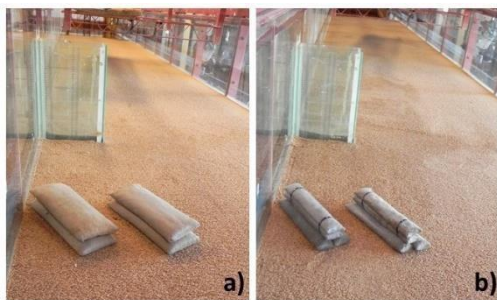


Figura 3.- Disposición de las estructuras ensayadas: a) Dos geotubos anchos superpuestos y b) Cuatro geotubos superpuestos en forma de pirámide.

## Resultados alcanzados

El análisis de los resultados se realizó evaluando la reducción tanto de la erosión como del volumen de sedimento removido junto al estribo, que es la estructura que se desea proteger.

Los resultados alcanzados en ambas series de experimentos son representados en la Figura 4, en la cual se graficaron los pares de valores correspondientes a la distancia “P” adimensionalizada con la longitud del estribo (L) y la reducción de la erosión observada, calculada como:

$$\% \text{ Reducción Erosión} = \frac{(y_{eRef} - y_e)}{y_{eRef}} * 100 \quad [1]$$

Donde “yeRef” es la máxima profundidad de erosión observada en el ensayo de referencia e “ye” es la máxima profundidad de erosión en cada ensayo.

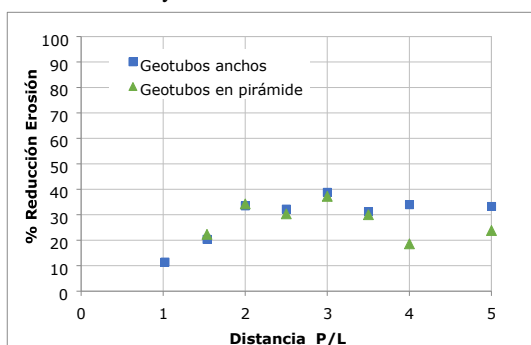


Figura 4.- Representación de la reducción de la erosión alcanzada en ambas series de experimentos.

Los resultados muestran que, el nivel de protección logrado por las estructuras analizadas aumenta en la medida que estas se alejan del estribo, hasta una distancia P de aproximadamente 3L, en donde se alcanza la mayor reducción de la erosión junto al estribo (40%), mostrando el mismo comportamiento tanto los geotubos anchos como los piramidales.

Es de esperar que la “protección” que generan estos dispositivos vaya mermando en la medida que se alejan del estribo, tal como se observa para el caso de geotubos de menores dimensiones, mientras que para el caso de geotubos anchos las distancias P ensayadas parecerían ser insuficientes para visualizar este efecto. Un análisis similar al de erosiones fue realizado para el volumen de sedimento removido junto al estribo. La reducción del volumen de la hoya de erosión fue calculada como:

$$\text{Reducción Volumen} = \frac{(y_{eRef} - y_e)}{y_{eRef}} * 100 \quad [2]$$

Donde “VolRef” es el volumen erosionado en el ensayo de referencia y “Vol” es el volumen removido en cada experimento.

En la Figura 5 se ha representado la reducción del volumen de la hoya de erosión junto al estribo respecto de la distancia relativa a

la que se encuentra cada dispositivo. En la misma se puede observar que se alcanzan valores máximos del orden del 70% que permanecen con magnitudes elevadas (mayores al 50%) para distancias superiores a dos veces la longitud del estribo. Es importante resaltar que en esta figura sólo se consideró el volumen de la hoya de erosión del estribo. Esto fue posible de realizar cuando el dispositivo se ubicó a distancias mayores a 2 veces la longitud del estribo. En efecto, para estas situaciones las hoyas fueron fácilmente diferenciables, pudiendo separar la correspondiente al estribo de la de los dispositivos de protección. En la Figura 6 se muestra un perfil longitudinal ubicado en coincidencia con el extremo del estribo y cuando los dispositivos de protección se encontraron ubicados 75 cm aguas arriba del estribo. En los perfiles se identifican claramente las hoyas separadas entre sí y la diferencia que hay respecto de la hoya sin protección, situación de referencia (Eref). Las hoyas son menos profundas y por lo tanto menos anchas y extensas, lo que explica la importante reducción de volumen.

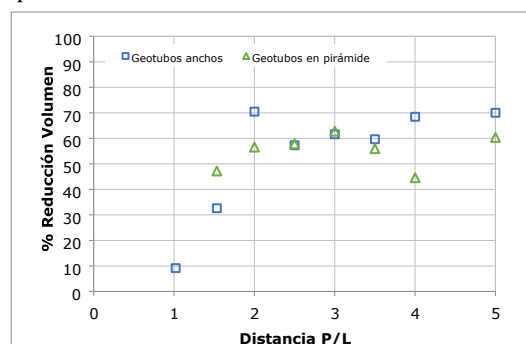


Figura 5.- Representación de las reducciones del volumen removido alcanzado en las 3 Series de experimentos.

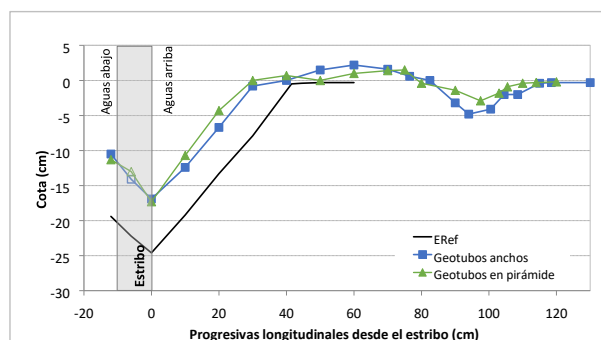


Figura 6.- Perfil longitudinal ubicado en el extremo del estribo para P=75 cm.

## Conclusiones

Se analizaron mediante experimentos de laboratorio, variantes de estructuras tipo vanos sumergidos como medida de protección conformadas por geotubos rellenos de arena, que se ubicaron aguas arriba del estribo a distancias variables.

Los resultados muestran que la mayor protección del estribo se logra a partir de distancias que superan 2 veces la longitud del estribo, con valores que rondan el 40% de reducción en la erosión y del 70% respecto del volumen de sedimento removido. Si bien las estructuras de geotubos con forma de pirámide requieren un 35% menos de material de relleno para alcanzar la misma altura, con ambos dispositivos se logran resultados semejantes.

## Referencias Bibliográficas

Possi, M.L., Reynares, M.L., Scacchi, G.B. y Schreider, M.I. (2021) “Reducción de la erosión junto a estribos de puentes: análisis comparativo del uso de geotubos versus vanos sumergidos”. XXIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica. México. Evento Virtual.



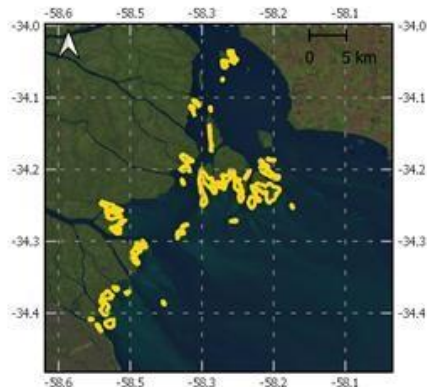
# EL AVANCE DEL FRENTE DEL DELTA DEL RÍO PARANÁ Y EL CAMBIO CLIMÁTICO

Julián E. Cortese<sup>1</sup>

1. Instituto Nacional del Agua, Argentina.  
jcortese@fi.uba.ar

## Introducción

El Delta del río Paraná ha estado avanzando sobre las aguas del Río de la Plata desde hace ya varios siglos (Figura 1), implicando grandes modificaciones en el sistema ambiental de la región, donde hay grandes centros urbanos y gran diversidad de flora y fauna.



**Figura 1** - Comparación Delta 2007 contra 2016 a partir de imágenes satelitales.

A lo largo de las últimas décadas se han desarrollado diversos trabajos que estudian la dinámica de crecimiento de la región; particularmente, se lo ha estudiado mediante modelación computacional en dos instancias (Sarubbi, 2007; Badano, Sabarots Gerbec, Re, & Menéndez, 2012).

En la actualidad, con una mayor capacidad de cálculo y nuevas fuentes de información (como ser mejores imágenes satelitales y modelos globales de información con mejor resolución) se presenta la oportunidad de profundizar en la modelación computacional, haciendo hincapié en la determinación y posterior análisis de los factores que tienen mayor incidencia sobre los procesos hidro-sedimentológicos. Una vez comprendidos los principales determinantes del comportamiento del Frente de Avance, podrá proyectar a futuro distintos escenarios considerando el cambio climático.

## Objetivo

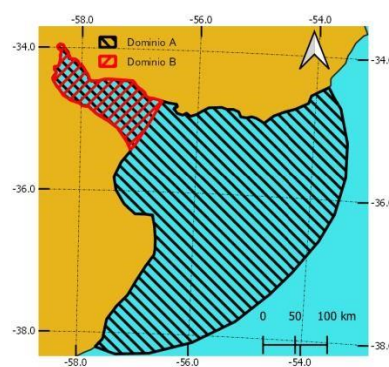
El presente trabajo se propone alcanzar una mejor comprensión de los factores que mayor incidencia tienen sobre el crecimiento del Delta del río Paraná mediante el desarrollo y posterior implementación de un modelo numérico hidro-sedimentológico.

Asimismo, se empleará el modelo logrado en combinación con las conclusiones obtenidas de análisis de sensibilidad con tal de obtener proyecciones a futuro del Delta del río Paraná considerando diversos escenarios de cambio climático.

## Metodología

La metodología consistió en la simulación hidrosedimentológica de la región en estudio. Para ello se empleó el sistema *Delft3D* de Deltares. El esquema de simulación constó de dos modelos anidados (Figura 2); el mayor de ellos, denominado dominio A, abarca el estuario en su totalidad, desde el Frente hasta una curva

que une la ciudad de Mar del con Cabo Polonio. Por su parte, el segundo dominio, llamado B, ocupa prácticamente el Río de la Plata Interior. El dominio de menor extensión toma las condiciones de borde del de mayor alcance, que a su vez está forzado sobre su frontera sur con 14 componentes de marea astronómica obtenidas del modelo global de marea FES2014. Ambos dominios comparten la discretización espacial generada a partir de una malla ortogonal curvilínea. El objetivo de emplear dos dominios diferentes fue tener un modelo de menor cantidad de celdas donde poder simular los fenómenos sedimentológicos con menor costo computacional; la reducción de celdas entre sendos modelos oscila en el 60%. Para aquellas simulaciones efectuadas considerando también la marea meteorológica, se empleó el modelo global *Reanalysis II* de ERA5.



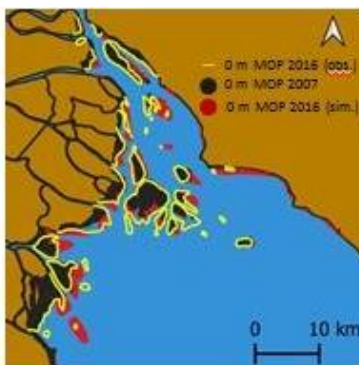
**Figura 2** - Dominios de cálculo definidos.

La batimetría se construyó mediante la interpolación de la información publicada por el Servicio de Hidrografía Naval en las cartas náuticas del año 2007. En la región más cercana al Frente, donde la densidad de muestreo brindada (cercana a 1 km) resulta insuficiente, se recurrió a la incorporación de curvas de nivel obtenidas de la combinación de imágenes satelitales LANDSAT con niveles del agua medidos en el Puerto de Buenos Aires.

El modelo hidrodinámico se calibró en dos etapas: en primera instancia, se determinó el coeficiente de Manning forzando al modelo sólo con la marea astronómica, resultando el mejor ajuste para 0,017. En segundo lugar, se calibró el coeficiente de arrastre del viento incorporando el forzante atmosférico.

Por su parte, el módulo sedimentológico se calibró simulando el intervalo 2007-2016. El factor de aceleración se adoptó igual a 100. El modelo en esta etapa fue forzado sólo con la marea astronómica y con descargas líquidas y sólidas constantes ingresantes a través de los diez principales tributarios del estuario. Las fracciones de sedimentos ingresadas corresponden a arcillas, limos y arenas. Se ensayaron diversas configuraciones de los parámetros descriptivos de los sedimentos. La Figura 3 presenta los resultados de la configuración de parámetros seleccionada.





**Figura 3** - Resultados de la calibración sedimentológica.

Con el modelo se ensayó la incidencia que tienen en el avance del Frente los siguientes elementos: caudal líquido del río Paraná, caudal sólido proveniente del río Bermejo y frecuencia de eventos de sudestada y bajante en el Río de la Plata. Para ello, a partir del análisis estadístico de distintas variables para cada caso, se definieron años tipo para cada componente.

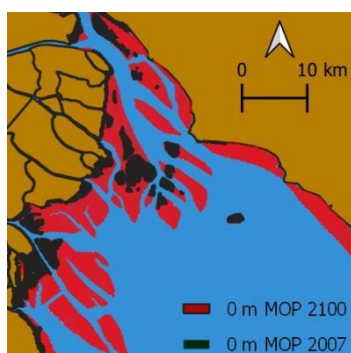
Considerando los resultados obtenidos de los diversos análisis de sensibilidad, se definieron escenarios de cambio climático contemplando variaciones en el caudal sólido, el líquido y el nivel medio del mar; adicionalmente se trabajó con un escenario sin cambio climático que consideró la constancia de los forzantes a lo largo de toda la simulación. Forzando el sistema con las distintas proyecciones se simuló las evoluciones morfológicas al año 2100.

## Resultados

De cada una de las simulaciones realizadas se obtiene la curva de nivel 0 m MOP al final del intervalo simulado, a partir de las cuales se llevan a cabo las comparaciones pertinentes.

De los ensayos de sensibilidad se obtiene que el crecimiento del Delta es sensible en primera instancia a la variación del material sólido proveniente del río Bermejo y en menor medida a cambios en el caudal líquido del Paraná. Por su parte, la condición meteorológica no mostró tener un peso sostenido en el tiempo en la dinámica del Frente.

Respecto a las proyecciones a futuro y el cambio climático, se determinó que, en el escenario sin considerar cambios en los forzantes (Figura 4), las islas del Delta se encontrarán frente a las costas de la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Figura 4 - Proyección del Frente del Delta al año 2100.



**Figura 4** - Proyección del Frente del Delta al año 2100.

Por su parte, se observó que ante los distintos escenarios de cambio climático ensayados variando el nivel medio del mar y el caudal sólido ingresante al estuario, la variación del comportamiento entre ellos es relativamente pequeña. En cambio, las simulaciones obtenidas con sendos escenarios de descarga líquida del río Paraná mostraron una gran dispersión entre sus resultados, siendo además los dos escenarios de mayor y menor crecimiento del Delta.

## Conclusiones

Se desarrolló un modelo numérico hidrosedimentológico capaz de representar correctamente la dinámica del Frente de Avance del Delta del río Paraná. Empleando este modelo, se llevaron a cabo diversos ensayos de sensibilidad de donde se concluyó:

En primera instancia, la relativamente alta incidencia del caudal sólido ingresante al estuario, el bajo peso que tiene el caudal líquido y el prácticamente nulo de las condiciones meteorológicas.

En segundo lugar, se determinó una proyección según la cual el Frente del Delta para el año 2100 se ubicaría frente a las costas de CABA, y se ensayaron distintos escenarios de cambio climático. Se concluye de estos resultados además que en ningún caso planteado se observa un retroceso del Frente, sino que parecería poder seguir creciendo sin limitantes dentro de los factores analizados. Por último, se concluyó que, dentro de los escenarios planteados, la variabilidad del comportamiento del Frente antes cada caso es relativamente baja, salvo al variar el caudal líquido del río Paraná.

## Bibliografía

- Badano, N.,** Sabarots Gerbec, M., Re, M., & Menéndez, A. N. (2012). A coupled hydro-sedimentologic model to assess the advance of the Paraná River Delta Front. Buenos Aires.
- Sarubbi, A.** (2007). Análisis del avance del Frente del Delta del río Paraná. Argentina: Universidad de Buenos Aires.

## REGATA PARA EVALUAR MÉTODOS Y TÉCNICAS HIDROACÚSTICAS DE MEDICIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS DE FONDO

Ana I. Heredia Ligorria<sup>1,2</sup>, C. Marcelo García<sup>1,3</sup>, José Manuel Díaz Lozada<sup>1,3</sup>

<sup>1</sup> FCEfYn, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.

<sup>2</sup> Instituto Nacional del Agua, Centro de la Región Semiárida (INA-CIRSA), Av. Ambrosio Olmos 1142, Córdoba, Argentina.

<sup>3</sup> Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC). FCEfYn, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.  
ana.heredia@unc.edu.ar

### RESUMEN:

La medición del transporte de sedimentos de fondo con técnicas convencionales resulta difícil, inseguro y con gran incertidumbre en los resultados. Así es que en los últimos años se ha incrementado a nivel mundial el uso de tecnologías hidroacústicas para la cuantificación del transporte de sedimentos.

Sin embargo, existen áreas de vacancia que requieren una mayor investigación relacionadas al desarrollo de protocolos de medición estandarizados y a los métodos de estimación de incertidumbre de los valores determinados experimentalmente. Para superar esta problemática, se realizó una regata de medición de transporte de sedimentos de fondo. Se convocaron diferentes instituciones en un tramo de río para medir el transporte de sedimentos de fondo bajo las mismas condiciones de flujo con instrumentos acústicos (ADCP).

Durante la regata se utilizaron 2 modelos de ADCP: S5 y M9, ambos de YSI/SonTek. Para obtener información sobre el transporte de sedimentos se realizaron diferentes tipos de mediciones: a) método del lazo (Loop Method en inglés), b) mediciones estacionarias (SMBA por sus siglas en inglés y estacionarios de dunas) y c) mediciones dinámicas. La información obtenida en estas metodologías fue: la velocidad del movimiento de las partículas del fondo (a y b), características geométricas de las formas de fondo (b y c) y el caudal sólido transportado por unidad de ancho (b).

### ABSTRACT:

Measurement of sediment transport with conventional techniques can be difficult, risky, time consuming and with great uncertainty in the results. Thus, in recent years, hydroacoustic technologies have been used to quantify sediment transport (Kostaschuk et al, 2005; Gaeuman & Jacobson, 2007; Gray and Gartner, 2010; Guerrero et al., 2011; Latosinski et al., 2017; Conevski et al., 2020; Latosinski et al.2022).

However, there are vacant areas that require further research related to the development of standardized measurement protocols and methods for estimating uncertainty of experimentally values. To overcome this problem, a sediment transport measurement, called “Regata” was made. Different institutions were convened in a river reach to measure bedload under the same flow conditions with acoustic instruments (ADCP).

During the “Regata” were used two ADCP: S5 and M9, both from YSI/SonTek. To obtain information about bedload were made types of measurements: a) loop method, b) stationary measurements (SMBA and dune stationary) and c) dynamic measurements. The information obtained from these methodologies was: moving bed velocity (from a and b), geometric characteristics of dunes (from b and c) and bedload per unit width (b).

**PALABRAS CLAVES:** sedimentos, dunas, ADCP.

## INTRODUCCIÓN

La medición del transporte de sedimentos de fondo con las técnicas convencionales resulta difícil, insegura y con una gran incertidumbre en los resultados. Así es que en los últimos años se ha incrementado a nivel mundial el uso de tecnologías hidroacústicas como alternativa para la cuantificación del transporte de sedimentos en sistemas fluviales tanto en condiciones de crecidas (aguas medias y altas) como en estiaje (Kostaschuk et al, 2005; Gaeuman & Jacobson, 2007; Gray and Gartner, 2010; Guerrero et al., 2011; Latosinski et al., 2017; Conevski et al., 2020; Latosinski et al.2022).

Sin embargo, existen áreas de vacancia que requieren una mayor investigación relacionadas al desarrollo de protocolos de medición estandarizados y a los métodos de estimación de incertidumbre de los valores determinados experimentalmente. Para superar esta problemática, se realizó una regata de medición de transporte de sedimentos de fondo. De manera análoga a las regatas de mediciones de caudales de flujo que se han desarrollado desde 2007 en distintas partes del mundo (Díaz Lozada, 2019, Le Coz et al., 2009; Pobanz et al., 2011; Hauet et al., 2012; Pobanz et al., 2015), se convocaron diferentes instituciones, con distintos instrumentos acústicos, técnicas y operadores, en un tramo de río para medir el transporte de sedimentos de fondo bajo las mismas condiciones de flujo.

## MATERIALES Y METODOLOGÍA

En este trabajo se detallan los resultados obtenidos de la evaluación en campo de métodos y técnicas experimentales para estimar el transporte de sedimentos de fondo con técnicas hidroacústicas, en el marco de la primera regata de cuantificación transporte de sedimentos. Esta regata se realizó en el río Tercero (Ctalamochita) en la provincia de Córdoba, Argentina y sus principales objetivos fueron:

- i) Verificar que los instrumentos funcionan correctamente
- ii) Capacitación de técnicos y profesionales en metodologías experimentales acústicas
- iii) Generar y fortalecer los vínculos interinstitucionales.

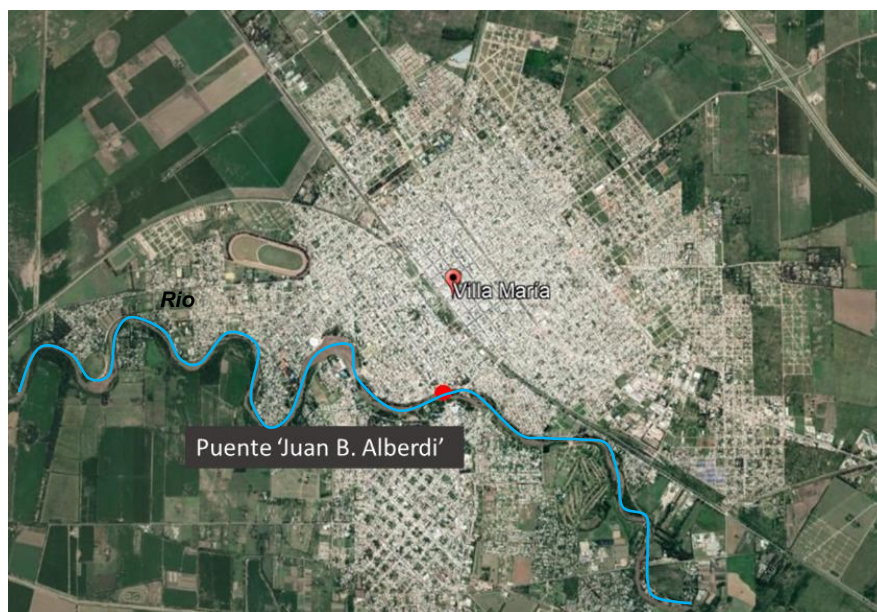
Organizaron esta actividad: la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba (FCEFYN-UNC), al cual pertenece la autora de este trabajo, y el Ministerio de Servicios Públicos del Gobierno de la Provincia de Córdoba (MSP Cba) a través de la Administración Provincial de Recursos Hídricos del Gobierno de la Provincia de Córdoba (APRHI Cba). Colaboraron en la organización: el Centro de la Región Semiárida del Instituto Nacional del Agua (INA-CIRSA). Las mediciones se realizaron bajo la supervisión de Kevin Oberg, Hidrólogo de la Oficina de Agua Superficial del Servicio Geológico (OSW-USGS) de los Estados Unidos. Participaron además de esta actividad las siguientes instituciones:

- a) Universidad Nacional del Litoral a través del Centro Internacional de Estudios de Grandes Ríos de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (CIEGRI-FICH-UNL)
- b) Universidad Nacional de La Plata a través de la Facultad de Ingeniería (FI-UNLP)
- c) Instituto Nacional del Agua a través de la Subgerencia Laboratorio de Hidráulica (LH-INA)
- d) Departamento Provincial de Aguas de la Provincia de Rio Negro DPA Río Negro
- e) Universidad Nacional de Tucumán a través de la Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología (FACET-UNT)
- f) Secretaría de Recursos Hídricos de la Provincia de Santa Fe SRH-Santa Fe)
- g) Comisión Administradora del Río Uruguay (CARU)

Además, participaron de esta actividad estudiantes de grado y posgrado de la FCEFYN-UNC, de la FICH-UNL y de la FACET-UNT.



El sitio de medición seleccionado para realizar la regata se encuentra sobre el río Tercero (Ctalamochita) en el Puente Alberdi de la ciudad de Villa María, Córdoba, Argentina (Latitud: 32°25'19.10 "S, Longitud:63°14'40.88"W), como se muestra en la **Figura 1**. . El sitio de medición fue seleccionado considerando que este río se encuentra regulado, lo cual permitió tener una previsión del caudal líquido escurrido el día de la regata (aproximadamente 27 m<sup>3</sup>/s erogados por la central Piedras Moras en la parte alta de la cuenca). Para este caudal el sitio de medición posee profundidades máximas de 1.8 m y velocidades máximas del orden de 1.85 m/s.



**Figura 1.** Lugar de medición durante la regata

En la regata cada institución realizó mediciones con sus respectivos instrumentales. Se utilizaron 2 modelos de ADCP, cuyas características están detalladas en la Tabla 1. Para obtener información sobre el transporte de sedimentos y del movimiento de las partículas de fondo se realizaron distintos tipos de mediciones: 1) método del lazo (Loop Method en inglés), 2) mediciones estacionarias (cortas o SMBA por sus siglas en inglés y estacionarios largos de dunas) y 3) mediciones dinámicas. La información obtenida en estas metodologías fue: la velocidad del movimiento de las partículas del fondo (tipo de mediciones 1 y 2), características geométricas de las formas de fondo (tipo 2 y 3) y el caudal sólido transportado por unidad de ancho (tipo 2).

**Tabla 1.-** Instrumento utilizado por cada institución durante la Regata

Institución	Instrumento	Frecuencia Acústica y cantidad de sensores
APRHI – MSP Córdoba	SonTek M9 (x4)	3 MHz (x4) 1 MHz (x4) 0.5 MHz (x1–Eco sonda)
CARU – Argentina y Uruguay		
LH-INA – Ezeiza, Buenos Aires		
SRH Santa Fe		
DPA Río Negro	SonTek S5 (x2)	3 MHz (x4) 0.5 MHz (x1–Eco sonda)
FCEFYN –UNC - Córdoba		

El método del lazo (1) consiste en recorrer la sección midiendo con el ADCP desde una margen hacia la otra del río, en un sentido y hacia el otro, volviendo exactamente al mismo punto de salida; En caso de existir un movimiento del fondo el punto de inicial y final reportado por el instrumento utilizando como referencia el seguimiento de fondo (BT) serán diferentes, mientras que según el recorrido del GPS coinciden, lo que sucede en realidad.

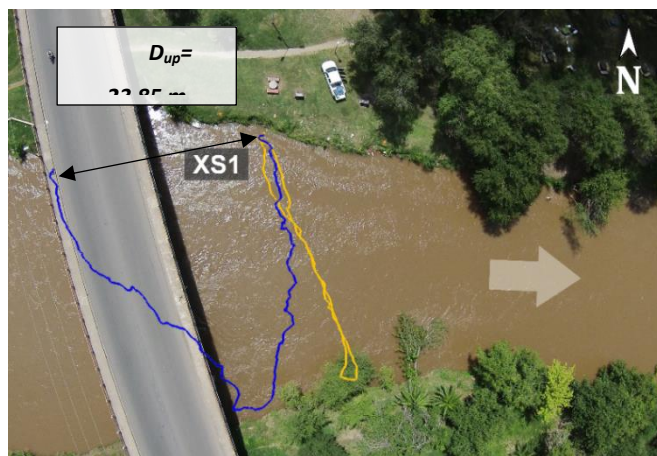
Las mediciones estacionarias (2) consisten en dejar el instrumento en una posición fija midiendo durante un tiempo determinado (estacionarias cortas: 5 minutos o estacionarias de duna largas: 2 horas). Cuando hay transporte de fondo aparece una diferencia en la trayectoria según BT y GPS: el GPS muestra que el ADCP está fijo mientras que la referencia por BT muestra que el instrumento recorre una distancia hacia aguas arriba.

Las mediciones dinámicas (3) realizadas con el ADCP consisten en el relevamiento de perfiles longitudinales del lecho, en diferentes puntos de la sección; Se utilizan para caracterizar geoméricamente el tren de dunas. Cuando se tienen dos perfiles sucesivos en la misma ubicación se puede calcular el transporte de fondo mediante el seguimiento de formas de fondo (Gaeuman & Jacobson, 2007; Kostaschuk et. al, 1989; Van Rijn, 1984).

## RESULTADOS

### Método del lazo

En la Figura 2 se pueden ver las trayectorias de GPS y Bottom Track del método de lazo realizado en la sección XS1 por la FCEfyN –UNC, con el instrumento SonTek S5.



**Figura 2.-** Recorridos de GPS y Bottom Track de la medición del lazo (XS1), FCEfyN-UNC.

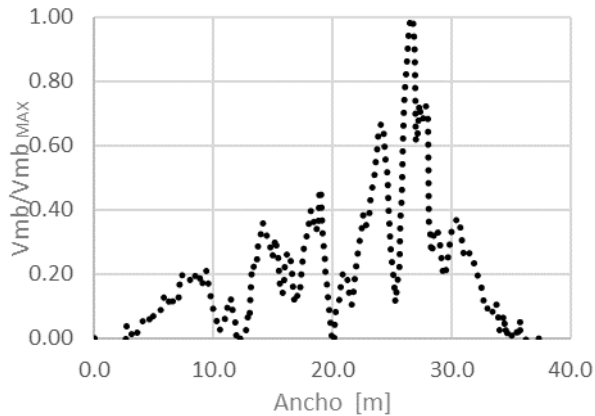
También se graficaron las trayectorias resultado de las mediciones de las otras instituciones, y a simple vista se observó que las distancias Bottom Track durante la ida y la vuelta son diferentes, aparentemente sin una tendencia en particular.

A partir de las mediciones del lazo realizadas por cada institución se calcularon los perfiles de velocidad de las partículas de fondo en la sección XS1 Para rotar la señal se utilizó la dirección del flujo que arroja la medición del lazo, mientras que la velocidad de fondo se promedió entre la ida y la vuelta, para disminuir el error direccional.

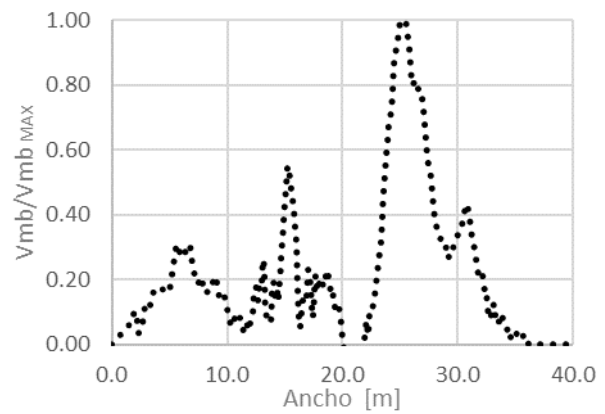
En la **Figura 3**, **Figura 4**, **Figura 5** y **Figura 6** se muestran los perfiles de velocidad de fondo en la sección XS1 resultantes, adimensionalizados respecto a la velocidad de fondo máxima de cada medición (Tabla 2).

**Tabla 2.-** Velocidad de fondo máxima mediciones de lazo en XS1

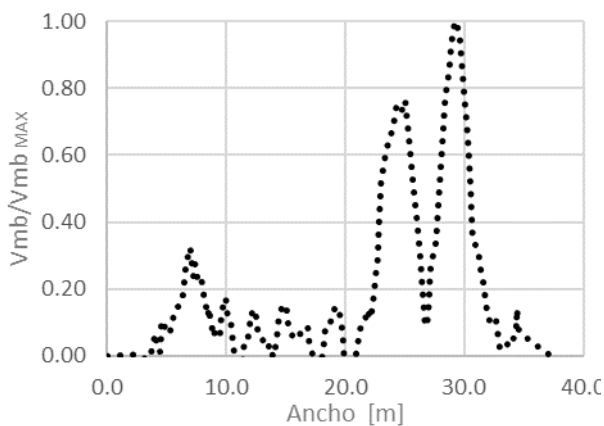
Institución	$V_{mb\ Max}$
APRHI	0.32
CARU	0.34
DPA	0.45
FCEfyN -UNC	0.17



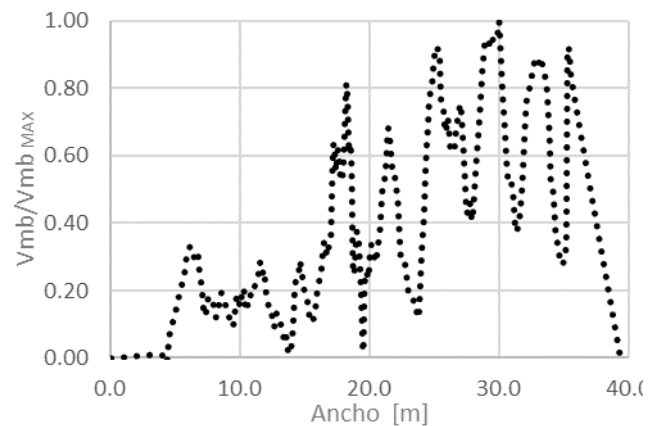
**Figura 3.-** Perfil de velocidad de las partículas de fondo (XS1), APRHI



**Figura 4.-** Perfil de velocidad de las partículas de fondo (XS1), CARU



**Figura 5.-** Perfil de velocidad de las partículas de fondo (XS1), DPA



**Figura 6.-** Perfil de velocidad de las partículas de fondo (XS1), FCEfyN UNC

### Mediciones estacionarias

A continuación, en la Tabla 3 se muestran los resultados de las mediciones SMBA realizadas durante la regata.

**Tabla 3.-** Resumen resultados estacionarios (SMBA)

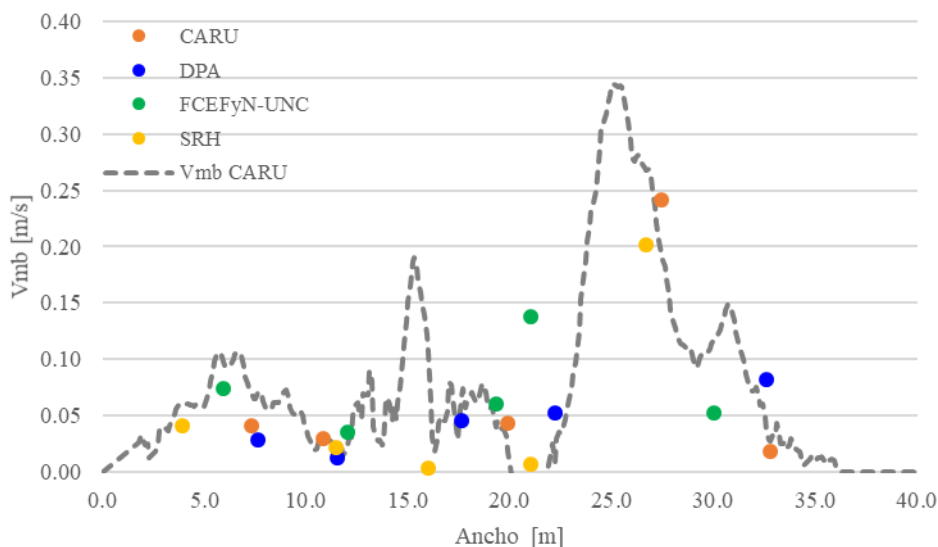
Vertical/ $V_{mb}$	CARU	DPA	FCEfyN-UNC	SRH
1	0.04	0.03	0.07	0.04
2	0.03	0.01	0.03	0.02
3	0.04	0.05	0.14	0.00
4	0.24	0.05	0.06	0.01
5	0.02	0.08	0.05	0.20
<b>Promedio</b>	<b>0.07</b>	<b>0.04</b>	<b>0.07</b>	<b>0.05</b>

En la **Tabla 4** se presenta la velocidad promedio en la sección de las partículas de fondo ( $V_{mb}$ ) medidas con el método del lazo, y con las mediciones estacionarias cortas, las cuales resultan del promedio del valor medido en 5 verticales a lo ancho de la sección. En la **Figura 7** se grafican estos valores.



**Tabla 4.-** Velocidad media de las partículas de fondo en la sección.

Institución	$V_{mb}$ Media LAZO [m/s]	$V_{mb}$ Media EST. [m/s]
APRHI	0.04	-
CARU	0.04	0.07
DPA	0.06	0.04
FCEfYn	0.06	0.07
SRH	-	0.05



**Figura 7.-** Velocidad media de las partículas de fondo ( $V_{mb}$ ) determinada con el método del lazo y con mediciones estacionarias

En la Tabla 5 se muestran los resultados de las mediciones estacionarias de dunas, las cuales permitieron calcular el caudal de fondo transportado por unidad de ancho. Las mediciones dinámicas se realizaron para conocer la longitud de la duna monitoreada durante los estacionarios de dunas completa.

**Tabla 5.-** Resultados de mediciones estacionarias de duna

Institución	$\Delta_{duna}$ [m]	$\lambda_{duna}$ [m]	$V_{duna}$ [mm/s]	$q_{fondo}$ [Kg/ms]
CARU	0.22	1.12	0.33	0.12
DPA	0.15	3.03	0.12	0.16
FCEfYn	0.25	2.82	1.26	0.33

### Transporte de fondo total en la sección

Conocido el transporte de fondo (en Kg/m.s) a través de las mediciones estacionarias de dunas completas, y la ubicación, se integró este transporte en el ancho de la sección, asumiendo que la variación relativa transversal del transporte de sólido es igual a la distribución de velocidades de fondo obtenida por la medición del lazo.

**Tabla 6.-** Resultados caudal sólido total trasportado por fondo

Institución	Ubicación estacionario [m]	$q_{fondo}$ [Kg/m.s]	$Q_{fondo}$ total [Kg/s]
CARU	26.4	0.31	2.2
DPA	22.9	0.24	4.4
FCEfYn	26.4	0.31	1.9



## CONCLUSIONES

A partir de las mediciones del método del lazo se obtuvo la variación de la velocidad de fondo en la sección, lo que permitió identificar zonas de nulo o máximo transporte de fondo. Las zonas de transporte nulo coinciden con regiones cercanas a las márgenes y con regiones aguas debajo de pilas de puente. Comparado con las mediciones estacionarias, estas logran identificar esa variación, siempre que se realicen en más de 3 verticales. Con las mediciones estacionarias de duna se obtuvo un transporte de fondo, pero puntual. Combinando la información de ambos métodos, se logró calcular el transporte de fondo total en la sección. Si bien el caudal sólido de fondo medido por las diferentes instituciones resultó en diferentes valores, con diferencias respecto al promedio entre 20% y 55%, relacionadas principalmente con la calidad de las mediciones de lazo, es importante destacar que son del mismo orden de magnitud, y que utilizando la tecnología acústica se obtuvo además cómo es la variación del transporte de fondo en la sección, y cómo puede verse afectada por obstáculos (por ejemplo, pilas de puente)

Este trabajo permitió avanzar en la definición de la metodología y el instrumental óptimo para el análisis del transporte de sedimentos más adecuada, según las condiciones de transporte de fondo y de flujo existentes, comparar el desempeño de dos instrumentos de distinta frecuencia acústica, e identificar posibles fuentes de incertidumbre. Además, posibilitó un importante avance en la relación interinstitucional entre los organismos que realizan mediciones en el país.

## REFERENCIAS

- Conevski, S.; Guerrero, M.; Rennie, C.D.; Ruther, N.** (2020). "Towards an evaluation of bedload transport characteristics by using Doppler and backscatter outputs from ADCPs", *J. Hydraul. Res.*
- Gaeuman, D. & Jacobson, R.B.** (2007). "Field Assessment of Alternative Bed-Load Transport Estimators". *J. Hydraul. Eng.* 133, 1319–1328.
- Kostaschuk, R.A.; Church, M.A.; Luternauer, J.L.** (1989). "Bedforms, bed material, and bedload transport in a salt-wedge estuary: Fraser River, British Columbia". *Can. J. Earth Sci.* 26, 1440–1452.
- Latosinski, F.G.; Amsler, M.L.; Vionnet, C.A.; Heredia Ligorria A.I.; Szupiany, R.N.; Diaz Lozada, J.M.; García, C.M.; García, M.H.** (2022) "The role of dunes in flow resistance in a large and a small river. The case of the Paraná and Tercero rivers, Argentina". *J. Hydraul. Res.* 2022, 1–19.
- Latosinski, F.G.; Szupiany, R.N.; Guerrero, M.; Amsler, M.L.; Vionnet, C.** (2017). "The ADCP's bottom track capability for bedload prediction: Evidence on method reliability from sandy river applications". *Flow Meas. Instrum.* 54, 124–135.
- Le Coz, J., Blanquart, B., Pobanz, K., Dramais, G., Pierrefeu, G., Hauet, A., & Despax, A.** (2016). "Estimating the uncertainty of streamgauging techniques using in situ collaborative interlaboratory experiments". *Journal of Hydraulic Engineering*, 142(7), 04016011.
- Mueller, D. S., Wagner, C. R., Rehm, M. S., Oberg, K. A., Rainville, F.** (2013). "Measuring discharge with acoustic Doppler current profilers from a moving boat". US Department of the Interior, US Geological Survey.
- Van Rijn, L.C.** (1984). "Sediment Transport, Part III: bed forms and alluvial roughness".

## INFLUENCIA DE LA RELACIÓN DE ASPECTO EN LAS ESTRUCTURAS COHERENTES DEL FLUJO EN UN CANAL CURVO

Jonathan Muchiut<sup>1</sup>, Leticia Tarrab<sup>1</sup>, Román Martino<sup>1,2</sup>, Wernher Brevis<sup>3</sup>, Andrés Rodríguez<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup> Laboratorio de Hidráulica, FCEFyN – Universidad Nacional de Córdoba, Argentina.

<sup>2</sup> IDIT, CONICET-UNC, Argentina

<sup>3</sup> Dpto. de Ingeniería Hidráulica y Ambiental y Dpto. de Minería, Pontificia Universidad Católica de Chile.  
jonathan.muchiut@unc.edu.ar

### RESUMEN:

En este trabajo se analizan dos ensayos sobre la hidrodinámica del flujo en un canal curvo a 90° con dos relaciones de aspecto y se estudian las estructuras coherentes del flujo asociadas a cada caso a partir de mediciones de velocidades superficiales mediante Velocimetría por Seguimiento de Partículas (PTV). Se caracteriza la zona de separación de flujo a partir de la determinación de la capa de corte, analizando los gradientes de velocidad, sus componentes longitudinales y radiales, la energía cinética turbulenta y la vorticidad. La descripción se complementa con un análisis de la dirección de los vectores de velocidad y los espectros de energía obtenidos a lo largo de toda la curva. Se ha encontrado, para ambos casos, una zona de velocidades considerablemente bajas dentro de la zona de separación del flujo a la salida de la curva sobre la margen interna y un flujo secundario caracterizado por velocidades transversales. Para el caso del flujo con mayor profundidad, se ha calculado una TKE en la zona de separación cinco veces mayor al caso de menor profundidad, mayor cantidad de estructuras coherentes, con niveles de energía de dos órdenes de magnitud mayor, y una variación de dirección que sugiere oscilaciones de la capa de corte.

### ABSTRACT:

Two tests on the hydrodynamics of the flow in a 90° bend with two aspect ratios are analyzed and the coherent structures of the flow associated with each case are studied from surface velocity measurements using Particle Tracking Velocimetry (PTV). The flow separation zone is characterized from the determination of the shear layer, analyzing the velocity gradients, their longitudinal and radial components, the turbulent kinetic energy and the vorticity. The description is complemented with an analysis of the direction of the velocity vectors and the energy spectra obtained along the entire curve. It has been found, for both cases, a zone of considerably low velocities within the separation zone of the flow at the exit of the curve on the internal margin and a secondary flow characterized by transverse velocities. For the case of the flow with greater depth, a TKE in the separation zone has been calculated five times higher than the case with less depth, a greater number of coherent structures, with energy levels two orders of magnitude greater, and a variation in direction suggesting shear layer oscillations.

**PALABRAS CLAVES:** flujo en curva; zona de separación; estructuras coherentes

## INTRODUCCIÓN

La principal característica de un flujo en una curva es la aparición de una fuerza centrífuga, en dirección perpendicular al flujo principal, y la inclinación de la superficie de agua, para equilibrar los esfuerzos de corte radiales y la fuerza inercial convectiva (Falcon, 1984). La acción de la fuerza centrífuga en superficie excede el gradiente de presión lateral y el agua es llevada hacia la margen externa. Por el contrario, la fuerza de presión es dominante en proximidades del lecho y las partículas de agua se desvían hacia la margen interna. Las corrientes verticales, hacia arriba en la zona de la margen interna, y hacia abajo en la zona de la margen externa, completan una circulación denominada flujo secundario. Algunos autores suponen que este flujo es el principal responsable de la erosión de la margen externa, mientras que otros sólo la hacen responsable de la redistribución de las velocidades longitudinales, lo que puede provocar erosión (Hooke, 1980; Banerjee, 2000). Se ha detectado, tanto en ensayos de laboratorio como en mediciones de campo, la aparición de una segunda celda de circulación en la zona cercana a la margen externa y a la superficie de agua, con sentido contrario a la celda principal. Blanckaert (2003) señala que esta celda tiene un efecto protector de la margen, ya que aleja de la margen externa las velocidades máximas principal.

El flujo secundario adquiere importancia para relaciones ancho/tirante ( $B/H$ ) pequeñas (Yalin, 1992), mientras que para relaciones  $B/H > 12$  la intensidad de las corrientes secundarias es despreciable (Yen, 1965). Graf (1998) explica esto desde la dependencia de flujo con respecto a los efectos de las paredes y, por tanto, de la simplificación del flujo como bidimensional para  $B/H > 5$ . Modificar el tirante implica un cambio en la relación  $H/R$ , que es el parámetro dominante del flujo secundario inducido por curvatura: a mayores profundidades, mayores velocidades transversales (Rozovskii, 1957; Engelund, 1974; de Vriend, 1977; Akabyan, 1996). Por otro lado, Patnaik (2013) demostró que la relación entre las tensiones de corte en la margen interna y la margen externa aumenta a medida que el radio de aspecto  $B/H$  del canal disminuye. Existen relaciones simples entre la energía cinética turbulenta (TKE) y la tensión de corte. Soulsby y Dyer (1981) establecen una proporcionalidad lineal entre ambos, lo que fue validado por Pope et al. (2006) y Xiang et al. (2017), encontrándose una constante de proporcionalidad que varía entre 0.19 y 0.20.

El desarrollo de la pendiente transversal implica en la entrada de la curva el desarrollo un gradiente negativo de presión longitudinal acompañado de la aceleración del flujo en la margen interna y un gradiente positivo de presión longitudinal acompañado de la desaceleración del flujo en la margen externa. Estos gradientes invierten su sentido a la salida de la curva. En particular, pueden ocurrir inestabilidades asociadas a estos gradientes adversos (Hodskinson y Ferguson, 1998; Kleinhans et al., 2009), provocando una divergencia de las líneas de corriente y la formación de remolinos (Rozovskii, 1957). Si la capa límite que se desprende de estas márgenes, además, forma una zona de separación cerrada, se dice que el flujo es recirculatorio (Blanckaert, 2015), lo que sucede para relaciones  $R/B < 2$  (Bagnold, 1960).

Mientras la separación de flujo en la margen externa se encuentra pobremente estudiada, la de la margen interna cuenta con mayor nivel de entendimiento. En primer lugar, para que ocurra, se necesita que la curva sea abrupta ( $R/B < 3$ ) (Leopold et al., 1960; Ferguson et al., 2003). Blanckaert (2011) demostró que el debilitamiento de la separación de flujo hacia aguas abajo está acompañado por su ensanchamiento y generación de vorticidad, y determinó experimentalmente que una localización típica del punto en el que se despega la capa límite ocurre a  $\theta = 40^\circ$  en curvas de  $190^\circ$ , aunque este punto se mueve hacia aguas abajo con el aumento de la profundidad del flujo (Ardesch, 2014). Leeder y Bridges (1975) establecen que la relación de aspecto  $R/B$  y el número de Froude son los parámetros adimensionales más importantes en el estudio del fenómeno de separación, lo que es verificado por Blanckaert (2001). Así, demuestran que curvas cerradas necesitan de bajos números de Froude para que ocurra la separación, mientras que curvas suaves necesitan de números de Froude grandes. Esto lleva a pensar que existe un rango óptimo de este número adimensional tal que los efectos de la separación se maximicen. Esta hipótesis es, sin embargo, cuestionada por Bagnold



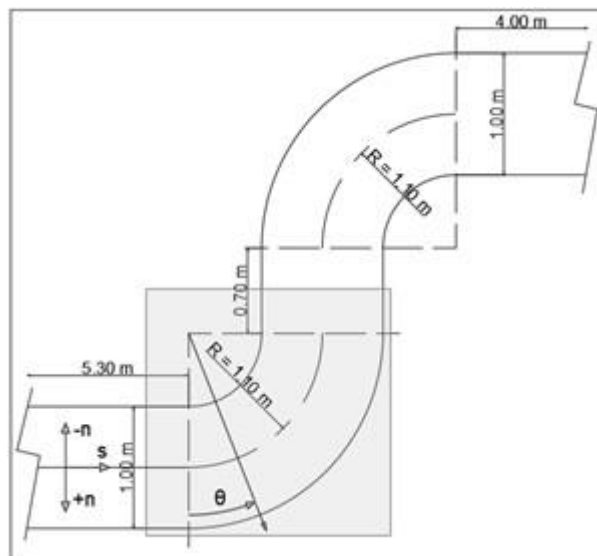
(1960) en base a la similitud existente con la separación de flujos en canales cerrados, donde el número de Froude pierde sentido físico. La extensión de la zona de separación del flujo disminuye al aumentar  $R/B$  y aumenta al incrementarse el número de Froude (Callander, 1978; Leeder y Bridges, 1975; Ippen y Drinker, 1962), y su ancho disminuye con el aumento de este último (Leeder y Bridges, 1975; Ardesch, 2014). Por otra parte, el desarrollo de la turbulencia puede generar separación de flujo, y la separación de flujo contribuye con el aumento de turbulencia, por lo que la relación entre estas dos entidades es complicada. Esto implica, a priori, que la intensidad de la separación de flujo resulta mayor cuanto más grande es el número de Reynolds, aunque es sabido que la posición del punto de desprendimiento es independiente del número del mismo (Schlichting y Gersten, 2000). Además, existe evidencia de una frecuencia de oscilación de la capa de corte de la zona de separación Ardesch (2014), lo que también sería un mecanismo de disipación y generación de turbulencia.

Resultados de laboratorio muestran que el aumento del tirante y el aumento del número de Froude provocan un incremento de la inclinación transversal de la superficie de agua, lo que a su vez intensificarían el flujo secundario y la separación de flujo debido al gradiente de presión adverso. La separación de flujo disminuye la capacidad del canal por la pérdida de ancho efectivo, lo que puede modificar los patrones morfológicos (Ferguson et al., 2003; Kleinhans et al., 2009) con potenciales impactos ecológicos, evolución del río y su sedimentología (Burge y Smoth, 1999). La separación de flujo también provoca una redistribución de velocidades, aunque la conexión entre la separación de flujo y el flujo secundario aún no es clara (Blanckaert, 2011), como así también la dependencia de la curvatura y la profundidad con respecto a las erosiones de las márgenes. Hay poca información y conocimiento sobre la separación de flujo: escasez de datos experimentales, incluyendo las velocidades tridimensionales y las características turbulentas. La separación de flujo ha sido observada y medida en ríos naturales, pero con resolución insuficiente y falta de precisión como para desarrollar un análisis de la dinámica del fluido y permitir una validación de modelos numéricos (Blanckaert, 2015).

Este trabajo pretende visualizar y destacar las diferencias más importantes que ocurren en la superficie de un flujo que recorre un tramo curvo al cambiar el caudal y la profundidad de agua, distinguiendo las zonas de separación y flujo secundario y sus posibles efectos sobre las márgenes.

## METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

La instalación experimental se compone por un cuenco rectangular de  $80 \text{ m}^2$ , de fondo fijo materializado por una lámina de poliuretano. Dentro se ha montado un canal de ancho  $B = 1.00 \text{ m}$  compuesto por dos curvas de  $90^\circ$  separadas por un tramo recto de  $0.70 \text{ m}$  (Figura 1). Las mediciones de velocidades son realizadas a través del método Lagrangiano PTV (velocimetría por seguimiento de partículas), para lo cual se han sembrado partículas de  $2.5 \text{ mm}$  de diámetro y densidad de  $0.90 \text{ gr/cm}^3$  y se han tomado un total de 2400 imágenes a una frecuencia de  $10 \text{ Hz}$  mediante dos cámaras sincronizadas (con una resolución de  $1024 \times 1024$ ). El código implementado para detectar las partículas está basado en el método del umbral de intensidad de la imagen, mientras que la identificación de su movimiento se llevó a cabo mediante el análisis de correlación cruzada (Brevis et al., 2007). En la Tabla 1 se presentan características del flujo para los dos casos de estudio planteadas en este trabajo. La relación  $R/B = 1.10$  corresponde a curvas cerradas según Przedwojski et al. (1995).



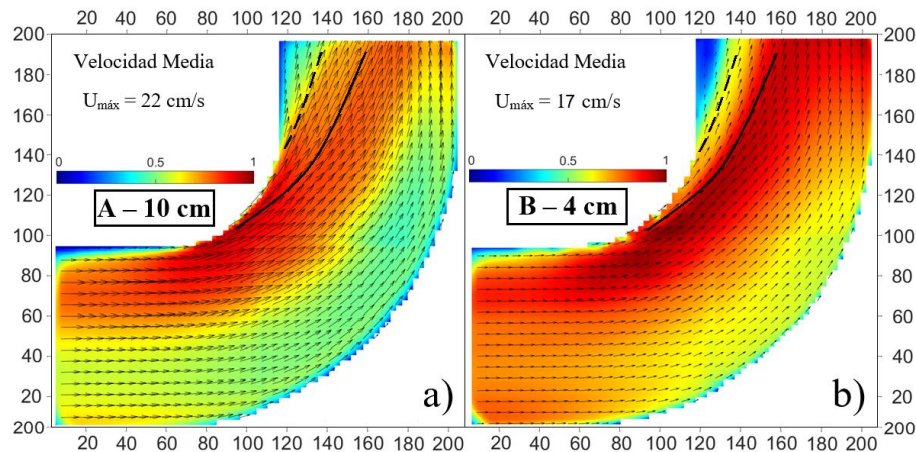
**Figura 1.-** Esquema del modelo experimental completo. La zona de estudio es el recuadro gris.

**Tabla 1.-** Ensayos realizados en el canal curvo.

CASO	H [m]	V [m/s]	Q [l/s]	B/H [-]	R/B [-]	Fr [-]	Re [-]
A	0.10	0.14	14	10	1.10	0.14	14000
B	0.04	0.13	5	25	1.10	0.20	5000

## RESULTADOS

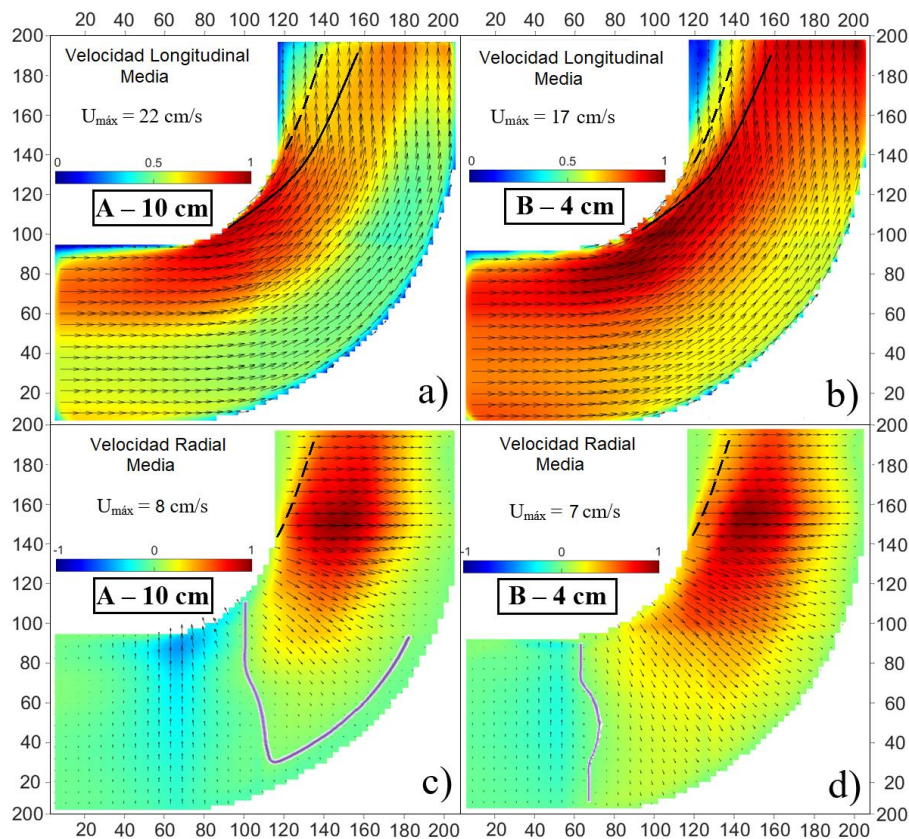
En la Figura 3 se pueden ver los campos de velocidad media para ambos casos, normalizados según el valor máximo de cada uno. Se observan mayores magnitudes de velocidades para el Caso A con respecto a las del Caso B, tanto en el sentido longitudinal (un 25% más) como en el sentido radial (un 15% más), lo que coincide con la teoría basada en el cambio de profundidad (y caudal) establecida por Rozovskii (1957) y otros autores. Se puede apreciar en ambas configuraciones que las velocidades medias máximas se encuentran ubicadas cerca de la margen interna de la curva en la entrada, desplazándose hacia la margen externa en la salida. Para el Caso A se observa una zona de velocidades máximas bien definida, con un gradiente de velocidades importante ubicado en el centro del canal que se separa hacia aguas abajo y aumenta de magnitud. A la salida de la curva, sobre la margen interna, el gradiente de velocidades es suave y prácticamente se observan velocidades no nulas en esta zona de separación. Para el Caso B, la zona de velocidades máximas en la entrada se encuentra distribuida en todo el ancho del canal, apareciendo un ligero gradiente a medida que el flujo atraviesa la curva. Si bien las velocidades son menores que en el Caso A, existe una zona de velocidades medias máximas más persistente. Con respecto a la zona de separación, el Caso B muestra una zona de gradientes altos que definen su tamaño, con velocidades casi nulas sobre la margen. Una diferencia apreciable es que, aunque en el Caso B se observan velocidades longitudinales medias menores, existe una zona de máximos más prolongada y separada de la margen interna, con valores más uniformes en lo ancho del canal con respecto al Caso A, donde se observaba un flujo principal bien definido. Con lo descrito, se puede trazar una línea (continua), que define el contorno de la zona de separación, y otra línea (discontinua) que define una zona de velocidades visiblemente inferiores dentro de la zona de separación, como se verá más adelante al analizar la vorticidad.



**Figura 3.-** Campos de velocidades medias para el Caso A y el Caso B, normalizados con las velocidades máximas  $U_{m\acute{a}x}$ .

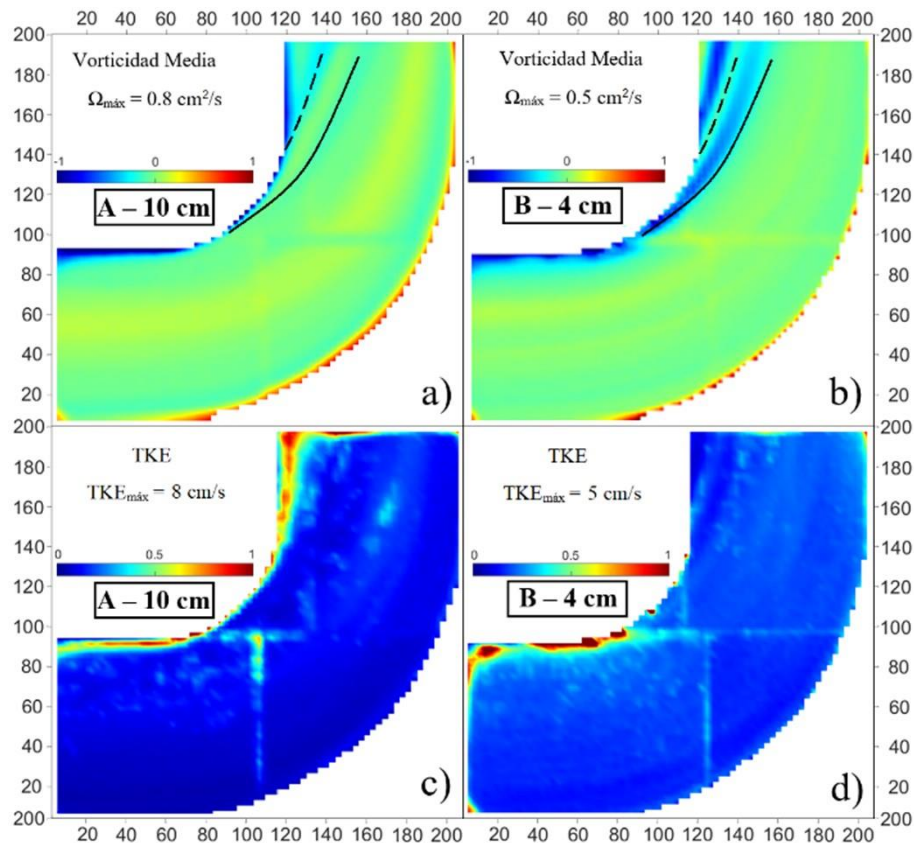
Los campos de velocidad antes descriptos son similares a los sus componentes longitudinales (Figura 4a y Figura 4b). Se han superpuesto las líneas continua y discontinua antes mencionadas, observándose la zona de flujo principal y la de separación. Se destaca una ligera disminución de velocidades hacia la salida de la curva ( $\theta = 90^\circ$ ), coincidente con el aumento de las velocidades radiales (Figura 4c y Figura 4d). Se puede apreciar el aumento de velocidades radiales del Caso A hacia la margen interna al comienzo de la curva, con su mínimo cercano al comienzo del tramo curvo ( $\theta = 0^\circ$ ) y su posterior cambio de sentido progresivamente hacia la margen externa, con un máximo a la sección final de la curva ( $\theta = 90^\circ$ ). Las velocidades radiales medias del Caso B se dirigen hacia la margen interna hasta el comienzo del tramo curvo ( $\theta = 0^\circ$ ), a partir de donde comienzan a dirigirse hacia la margen externa y aumentan progresivamente su valor hasta alcanzar su máximo en  $\theta = 90^\circ$ . Sobre la margen externa del Caso A se extiende una celda de circulación secundaria, con cambio de sentido de las velocidades radiales a lo largo de la curva, lo que no sucede en el Caso B. Para una mejor visualización, se ha construido una línea continua violeta que demarca la zona donde las velocidades radiales cambian de signo. Superponiendo la línea discontinua sobre estos campos de velocidades radiales, se observa coincidencia con el aumento de esta componente, con sentido hacia la margen externa.





**Figura 4.-** Campos de velocidades longitudinales medias y radiales medias para el Caso A y el Caso B, normalizados con las velocidades máximas  $U_{\max}$ .

La vorticidad negativa (Figura 5a y Figura 5b) en la salida de la curva refleja la zona de separación sobre la margen interna. Para el Caso A aparecen, con menor intensidad que en el Caso B, dos patrones de similar magnitud y de sentido opuesto de vorticidad media en la zona de separación sobre la margen interna que coinciden con las líneas continuas y discontinuas antes descritas. Por otro lado, el Caso A presenta una vorticidad definida en el centro del canal ( $n = 0 \text{ m}$ ) en la sección de entrada y que luego se va advectando hacia la margen externa, junto al flujo principal. En el Caso B, la vorticidad principal aparece en la mitad interna del canal ( $n < 0 \text{ m}$ ) en la entrada y pierde su intensidad a lo largo de la curva. Con respecto a la energía cinética turbulenta (Figura 5c y Figura 5d) se observan patrones sobre la margen interna a la entrada, para ambos casos, y existe coincidencia de esta variable con los patrones de vorticidad. En particular, el Caso A presenta un patrón en la zona de separación, sobre la margen interna, aproximadamente cinco veces más grande que la TKE de la zona de separación del Caso B. Esto último coincide con lo demostrado por Patrick (2013), como respuesta de las diferentes relaciones  $B/H$ , asumiendo la linealidad positiva entre los esfuerzos de corte y la TKE propuesto por Soulsby y Dyer (1981).

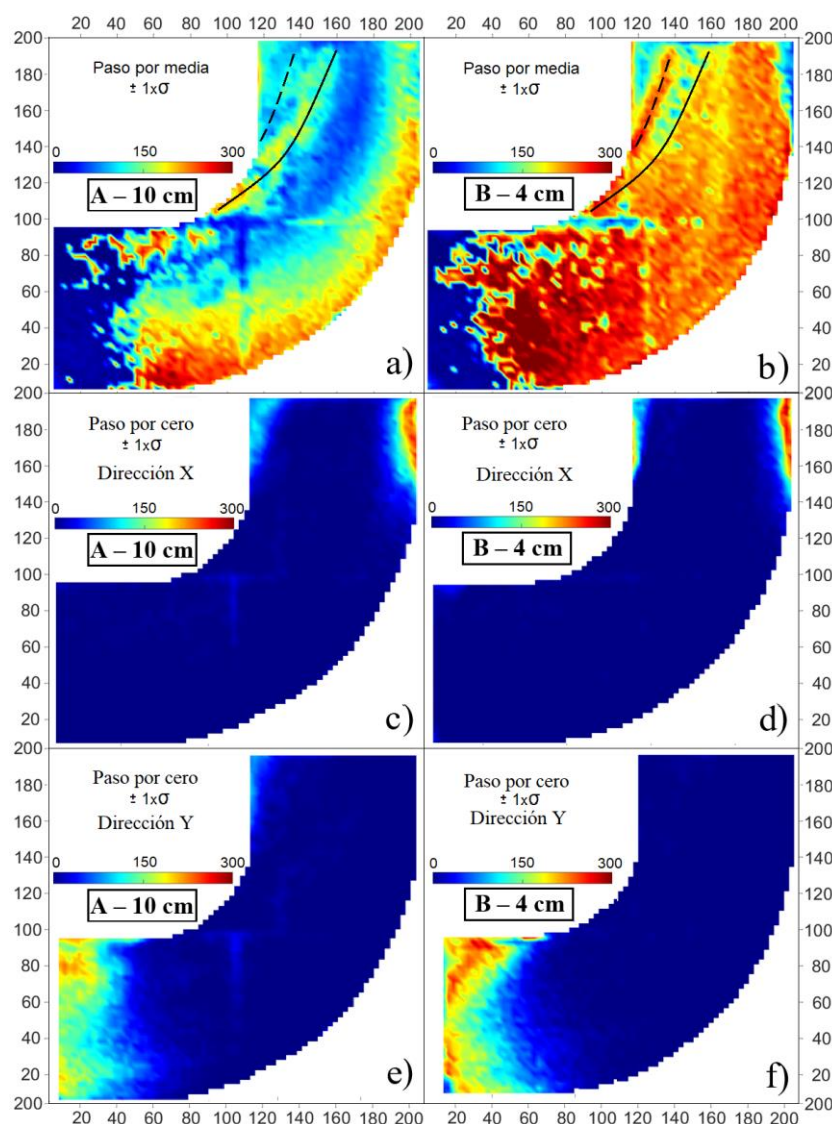


**Figura 5.-** Campos de vorticidad media y energía cinética turbulenta (TKE) el Caso A y el Caso B, normalizados con la vorticidad máxima  $\Omega_{\text{máx}}$  y energía máxima  $\text{TKE}_{\text{máx}}$ .

Si se considera este ángulo medio de los vectores velocidad en un punto (denomínese  $\alpha$ ) y las posibles rotaciones del vector velocidad alrededor del mismo, es viable realizar un conteo de las veces que dicho vector fluctúa alrededor de aquél. Para evitar sumar contribuciones debido a pequeñas rotaciones, se propone tomar un rango  $[\alpha - \sigma ; \alpha + \sigma]$ , donde  $\sigma$  es el desvío estándar. Así, la rotación necesaria para contribuir a esta variable, denominada “Paso por media  $\pm \sigma$ ”, debe ser dos veces el desvío. Los resultados de este concepto se pueden visualizar en la Figura 6a y 6b, donde se han tenido en cuenta los 2400 campos instantáneos de velocidad. Es interesante observar que estos desvíos con respecto a la media comienzan antes del comienzo de la curva ( $\theta = 0^\circ$ ), siendo la zona cercana a la margen interna la primera en presentar estos desvíos. Además, a medida que atraviesan la curva, el número de pasos tiende a disminuir. En el tramo recto de salida, sobre la margen externa, se observa una zona con un número de pasos disminuido. El Caso A exhibe una zona central ( $n \approx 0$  m) clara de velocidades que no varían su ángulo, presentando lo que podría llamarse inercia direccional. Sobre la margen externa aparecen valores elevados de esta variable, en correspondencia con la zona de separación. Esto no sucede para el Caso B, donde el cambio de ángulo es claramente más uniforme a lo largo de toda la curva. Si se superponen las líneas continuas y discontinuas, se encuentra visiblemente identificados para el Caso A valores sobre la primera de éstas, y en el Caso B valores sobre la segunda. Por otro lado, y teniendo las mismas consideraciones, es posible realizar un conteo de las veces que el vector velocidad cambia de sentido. Se han tomado la dirección horizontal (X) y la vertical (Y). En la entrada de la curva no se observan cambios de sentido de las velocidades longitudinales (Figura 6c y Figura 6d), pero sí cambios en el sentido de las velocidades radiales (Figura 6e y Figura 6f), con un ligero aumento sobre la margen interna. En la salida de la curva, si bien puede confirmarse lo contrario, se destaca la presencia de cambios de sentido en la dirección radial sólo en las márgenes, siendo el valor alcanzado en la externa del doble que la interna. En particular, para el Caso A se observa, sobre la margen interna, una zona más amplia de estos cambios,



acompañado de ciertos pasos por cero en la dirección longitudinal. Recordando las velocidades medias en esta zona, estos valores no resultan los esperados en una zona de recirculación, donde se debería generar una zona de vorticidad. Por tanto, estas velocidades longitudinales hacia aguas arriba deben responder a algún fenómeno oscilatorio. Siempre refiriéndonos a términos medios, puede estimarse su período: existe un cambio, en promedio, de los sentidos del vector velocidad cada 5 segundos (que es aproximadamente igual a dividir los 240 segundos de análisis por las 50 veces que cambia de sentido). Por lo tanto, la oscilación tiene un período de 10 segundos.



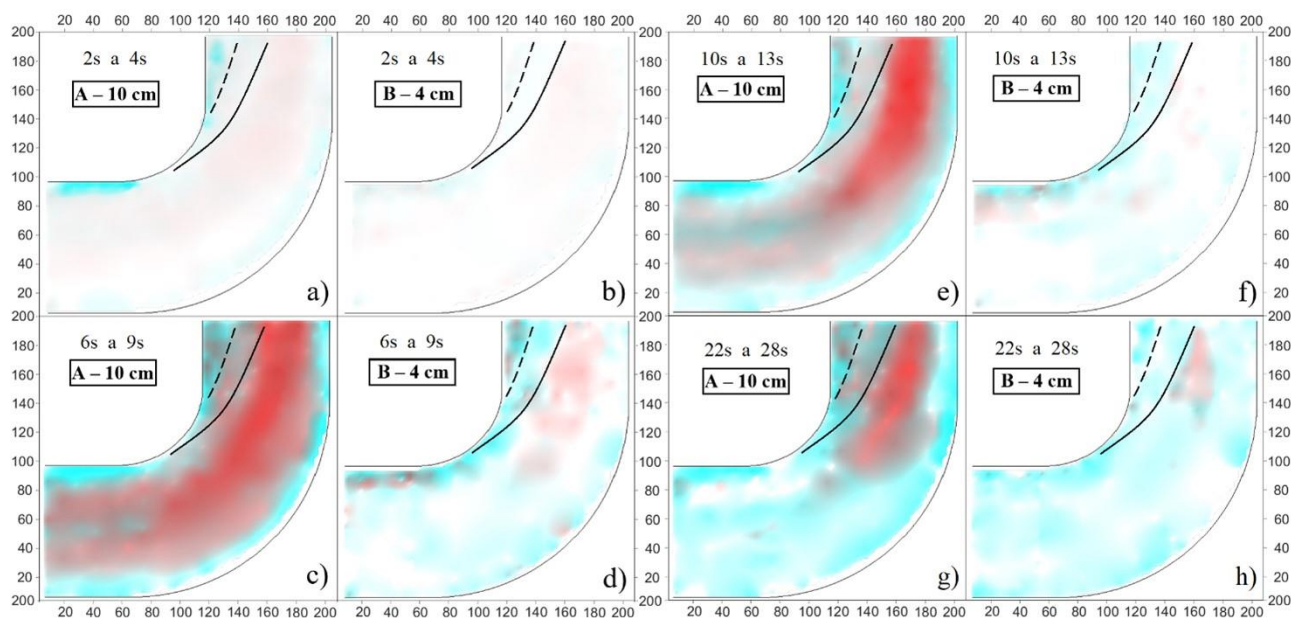
**Figura 6.-** Campos de pasos por media (a y b) y de paso por cero según la dirección X (horizontal) (c y d) y dirección Y (vertical) (e y f) para el Caso A y el Caso B.

Se analizan también los espectros de energía (obtenidos a partir de la Transformada Rápida de Fourier, FFT) asociados a las velocidades longitudinales y velocidades radiales en un total de 120 puntos distribuidos en toda la curva, identificándose cuatro períodos bien definidos: 3 s, 8 s, 12 s y 25 s. Los resultados son esquematizados en la Figura 7, donde se muestran las energías asociadas a rangos dentro de los cuales se encuentran los períodos antes citados. Para cada imagen se ven superpuestos el nivel de energía máximo dentro de cierto rango de frecuencias (o tiempos), representados por la intensidad de color.



Para las velocidades longitudinales del Caso A y del Caso B se observan niveles de energía máximos similares para todos los períodos analizados, y se encuentran principalmente sobre las márgenes, de las cuales se distingue la margen interna. Para las velocidades radiales del Caso A, el período de 12 s es dominante, con niveles de energía que alcanzan los dos órdenes de magnitud ( $10^2$ ). Este período puede corresponderse al anteriormente estimado mediante los cambios de sentido del vector velocidad en el sentido longitudinal para esta zona en particular. Se le superponen los períodos de 8 s y de 25 s, con un orden de magnitud menor ( $10^1$ ), mientras que el período de 3 s resulta de dos órdenes de magnitud menor ( $10^0$ ). Aunque prevalece su posición central y su extensión a lo largo de todo el canal, existe una correspondencia directa entre el flujo secundario y el aumento de energía en dirección radial. Es notable, asimismo, la desviación de los niveles de energía hacia la margen externa, aguas abajo. El período de 25 s cuenta con la particularidad de que los niveles de energía son alcanzados solo en la zona en la que se desarrolla el flujo secundario. Para el Caso B los niveles de energía de las velocidades radiales son de un orden de magnitud menor que los niveles alcanzados en el Caso A, alcanzado un solo orden de magnitud ( $10^1$ ) en la zona de flujo secundario. Los períodos de 3 s y 12 s tienen niveles de energía de un orden de magnitud menor que el máximo.

Al superponer las curvas continuas (límite de la zona de separación), se puede ver que coincide con la zona donde existe la mayor energía de la velocidad radial para todos los casos. Por otro lado, al superponer las curvas discontinuas (límite de la zona de velocidades bajas) se observan niveles de energía altos para las velocidades longitudinales, tanto para el Caso A como el Caso B. Para las velocidades radiales, sin embargo, el primer caso presenta niveles de energía medios ( $10^1$ ) para los últimos tres rangos temporales analizados, mientras que el segundo caso presenta niveles bajos ( $10^0$ ) sólo para el período de 8 s. La energía de la velocidad radial en esta zona de separación para el Caso A y el paso por media anteriormente obtenido sugieren un cambio importante de la magnitud de esta componente, pero no en su dirección. Contrariamente, el Caso B muestra cambios en la dirección radial, pero no de su magnitud. En particular, esto último puede estar demostrando la presencia de una fluctuación de la capa de corte para el caso de mayor profundidad, similar a lo evidenciado por Ardesch (2014).



**Figura 7.-** Esquema de energías (en  $\text{cm}^2/\text{s}^2$ ) asociadas a períodos de 3 s, 8s, 12 s y 25 s para las velocidades longitudinales (a y b) y radiales (c y d) a lo largo de la curva para los casos A y B.

## CONCLUSIONES

Se caracterizó el flujo en un canal curvo analizando la influencia de la relación de aspecto en el desarrollo de estructuras coherentes a lo largo de una curva de relación ancho/tirante ( $R/B$ ) próximo a la unidad, verificando el fenómeno de separación y una zona de velocidades reducidas en la margen interna a la salida de la curva. Sin embargo, y probablemente debido al dominio acotado, no es posible observar la zona de recirculación para esta relación geométrica según la literatura.

Para el caso de mayor profundidades se ha visto que la turbulencia en la zona de separación se ve evidenciada por el aumento de la energía cinética turbulenta que, como se ha visto, es proporcional a las tensiones de corte sobre la margen, lo que podría aumentar las erosiones sobre la misma. Se ha presentado un flujo principal notablemente definido para el caso de mayor tirante, con suficiente inercia, acompañado por una vorticidad positiva a lo largo de toda la curva. Además de la separación en la margen interna, se visualizó el fenómeno de la celda de circulación secundaria sobre la margen externa. El análisis de niveles de energía permitió encontrar hasta cuatro estructuras coherentes a lo largo del canal, sobre sus márgenes, su centro y sobre la zona de separación, distinguiendo las principales direcciones del flujo.

Para el caso de menor tirante se encuentran menores velocidades con respecto al caso de mayor tirante, tanto en el sentido longitudinal como radial. La energía cinética turbulenta es despreciable sobre la margen interna a la salida de la curva, por lo que se esperan menores erosiones sobre la misma. El flujo principal se encuentra distribuido uniformemente en lo ancho del canal y no presenta la celda de circulación secundaria sobre la margen externa. La zona de separación sobre la margen interna cuenta con valores de velocidad significativamente menores a los del caso anterior. Los niveles de energía alcanzados en puntos homólogos son inferiores al caso de mayor tirante, lo que, sumado a la variación del ángulo de los vectores de velocidad en dichos puntos, indicaría que las variaciones de la magnitud velocidad son significativamente pequeñas, no así su sentido. Ocurre lo contrario para el caso de mayor tirante, lo que puede ser el motivo por el cual aparece oscilación de la capa de corte de la zona de separación sobre la margen interna.

## BIBLIOGRAFÍA

- Alabyan, A.** (1996) "A computer model of bank erosion based on secondary flow simulation". In: Coherent Flow Structures in Open Channels, Ashworth PJ, Bennet SJ, Best JL, McLlelland ST (eds.), Wiley: Chichester, pp. 567-580.
- Ardesch, R.** (2014) "Flow Separation in Sharp-Bend-Flow". M.Sc. thesis. Faculty of Geosciences. Universiteit Utrecht.
- Bagnold, R. A.** (1960) Some aspects of the shape of river meanders. US Geological Survey. Professional Paper 282-E, US Geological Survey, Washington, DC.
- Blanckaert, K.** (2001) "A model for flow in strongly curved channel bends." Proc. 29<sup>th</sup> - IAHR congress, J.F. Kennedy Student Paper Comp, Beijing, China, 42-50.
- Blanckaert, K.** (2003) Flow and turbulence in sharp open-channel bends. Tesis n° 2545. École Polytechnique Fédérale de Laussane.
- Blanckaert, K.** (2011) Hydrodynamic processes in sharp meander bends and their morphological implications. Journal of Geophysical Research, 116(F1), F01003Blanckaert, 2015
- Banerjee, D.** (2000) "Initiation of bed deformation in meandering channels: a theoretical and numerical study". Master Thesis, University of Windsor, Ontario, Canadá.
- Brevis, W., Weitbrecht V., Niño y Jirka, G. H.** (2007) "An integrated cross-correlation/relaxation method algorithm for Particle Tracking Velocimetry measurements in turbulent flows". Proc. of HMEM 2007, Lake Placid.
- Burge, L. M. y Smith, D. G.** (1999) Confined meandering river eddy accretions: sedimentology, channel geometry and depositional processes. In Fluvial Sedimentology VI, Smith ND, Rogers G (eds), Special Publication of the International Association of Sedimentologists. Blackwell Science: Oxford; 113–130.

- Callander, R. A.** (1978) "River Meandering". Annual Reviews Fluid Mechanics, Vol 10.
- de Vriend, H. J.** (1977) A mathematical model of steady flow in curved shallow channels, J. Hydraul. Res.
- Engelund, F.** (1974) "Flow and bed topography in channel bends". Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.100, pp. 1631-1648.
- Falcon, M.** (1984) "Secondary flow in curved open channels". Annual Review of Fluid Mechanics, Vol. 16, pp. 179-193.
- Ferguson, R. I., Parsons, D. R., Lane, S. N. y Hardy, R. J.** (2003) "Flow in meander bends with recirculation at the inner bank". Water Resources Research, Vol. 39, pp. 1322.
- Graf, W. H., y Altinakar, M.** (1998) Fluvial Hydraulics, Wiley, Chichester, England.
- Hodskinson, A. y Ferguson, R. I.** (1998) Numerical modelling of separated flow in river bends: Model testing and experimental investigation of geometric controls on the extent of flow separation at the concave bank. Hydrological Processes, 12(8), 1323-1338.
- Hooke, R.** (1980) Discussion of "Shear stress distribution in stable channel bends", by Nouh, M. A., Townsend, R. D, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 106, pp. 1271-72.
- Ippen, A. T y Drinker, P. A.** (1962) "Boundary shear stresses in curved trapezoidal channels". Journal of the Hydraulics Division, Vol. 88(HY5), pp. 143-179.
- Kleinhans, M.G., Schuurman, F., Bakx, W. y Markies, H.** (2009) Meandering channel dynamics in highly cohesive sediment on an intertidal mud flat in the Westerschelde estuary, the Netherlands, Geomorphology.
- Leeder, M. R. y Bridges, P. H.** (1975) "Flow separation in meander bends". Nature, Vol. 253.
- Leopold, L. B. y Bagnold, R. A., Wolman, M. G. y Brush, L. M.** (1960) "Flow resistance in sinuous and irregular channels". U.S. Geol. Surv. Prof. Pap., 282D, pp. 111-134.
- Patnaik, M.** (2013) Boundary Shear Stress Distribution in Meandering Channels. Master's dissertation, National Institute of Technology, Rourkela, India.
- Pope, N. D., Widdows, J. y Brinsley, M. D.** (2006) Estimation of bed shear stress using the turbulent kinetic energy approach – a comparison of annular flume and field data. Continental Shelf Research.
- Przedwojski, B. Blazejewski, R. y Pilarczyk, K.W.** (1995) River Training techniques Ed. A.A. Balkema, 1995.
- Rozovskii, I. L.** (1957) Flow of Water in Bends of Open Channels (in Russian), Acad. of Sci. of the Ukrainian SSR, Kiev, 1957.
- Schlichting, H., y Gersten, K.** (2000) Boundary-layer theory. Springer.
- Soulsby, R. L. y Dyer, K. R.** (1981) The form of the near-bed velocity profile in a tidally accelerating flow. Journal of Geophysical Research Oceans 86(C9): 8067-8074.
- Xiang, Y., Yu, M., Wei, H. y Yu, F.** (2017) Calculation method of boundary shear stress in a sharply-curved channel. Advanced Engineering Sciences.
- Yalin, M. S.** (1992) River Mechanics. Pergamon Press.
- Yen, B. C.** (1965) Characteristics of subcritical flow in a meandering channel. Institute of Hydraulic Research, The University of Iowa, Iowa (155 pp).



## MODELAMIENTO DE FLUJO DE ESCOMBROS MEDIANTE EL KANAKO 2D EN LA QUEBRADA SAN ANTONIO DE PEDREGAL DEL DISTRITO DE CHOSICA EN LIMA-PERÚ

Susana Arleny Salas Arroyo<sup>1</sup>, Richard Paul Pehovaz Alvarez<sup>2</sup>

Pontificia Universidad Católica del Perú  
Av. Universitaria 1801, San Miguel, Lima, Perú  
<sup>1</sup>salas.susana@pucp.edu.pe , <sup>2</sup>pehovaz.rp@pucp.pe

### RESUMEN:

El presente trabajo muestra un estudio de la quebrada San Antonio de Pedregal del distrito de Chosica en Lima-Perú, la cual a lo largo de los últimos años ha sido el escenario de eventos de flujo de escombros. Se realizó un modelamiento hidráulico con el objetivo de evaluar las características morfológicas e hidrológicas de la quebrada que originan flujos de escombros, así como de obtener las zonas de riesgo.

Las investigaciones de Takahashi y Bagnold identifican y establecen los parámetros y su relación para el análisis de los flujos de escombros, por lo que la metodología utilizada se basó en realizar una visita de campo a la quebrada para recopilar información del lugar, complementándola con datos obtenidos de estudios y proyectos desarrollados por instituciones como el Centro de Estudios y Prevención de Desastres (PREDES), el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI) y la Autoridad Nacional del Agua (ANA) de la zona de estudio.

Para desarrollar el modelamiento, se realizaron estudios topográfico, geológico, geotécnico e hidrológico, un modelo hidrológico con el software HEC-HMS y con ArcGIS y su extensión HEC-GeoHMS, y la simulación de flujos de escombros con el modelo matemático Kanako-2D para Tiempos de Retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 200 y 500 años.

A partir de ello, se obtuvieron valores de tirantes y velocidades en distintos puntos, los cuales se analizaron relacionándolos con las características morfológicas e hidrológicas de la quebrada. Asimismo, los flujos de escombros se clasificaron de acuerdo con el Número de Reynolds y Bagnold, calculados a partir de los resultados.

Adicionalmente, se realizó una evaluación cualitativa que permitió elaborar los mapas de peligro, vulnerabilidad y riesgos de la zona de estudio.

**PALABRAS CLAVES:** modelamiento hidráulico; HEC-HMS; flujo de escombros; KANAKO-2D.

## INTRODUCCIÓN

En los últimos años, uno de los fenómenos naturales que afecta a diversas zonas del Perú es el flujo de escombros, o más conocido como huaico. Los huaicos son flujos rápidos de corta duración cargados de material sólido de diferentes tamaños de roca (CIP,1998) causados por factores climáticos como intensas precipitaciones pluviales o rápidos deshielos (Wieczorek & Glade, 2005) en una zona específica que cuenta con quebradas de pendientes muy pronunciadas inestables (Savage & Baum, 2005), materiales sueltos y escasa cobertura vegetal.

Este fenómeno sucede por un orden natural, pero es considerado como uno de los desastres naturales relacionados con el agua más destructivo (Brebia & De Wrachien, 2010) ya que las poblaciones se establecen en su trayectoria o zona de depósito (Cabrera,2013), y como estos flujos llegan a alcanzar velocidades de 20 m/s (Suarez,2013) no permiten una alerta temprana suficiente y arrastra todo tipo de material erosionando o destruyendo lo que se encuentra en su trayectoria.

Asimismo, una de las razones más importantes para que tome la definición de desastre natural es por su frecuencia en el Perú y por la gran cantidad de daños personales, desde el año 2003 hasta el 2018, se reportaron 1529 emergencias de huaicos, viéndose afectadas cerca de 440 000 personas (INDECI, 2019), pero se recalca que esta situación ocurre principalmente por la informalidad y el limitado conocimiento de la población al construir sus viviendas en zonas que no son aptas, bloqueando el cauce natural de las quebradas (Abad, 2009) y ocasionando que se debiliten los suelos y se vuelvan más propenso a los flujos de escombros en eventuales precipitaciones fuertes.

En ese sentido, existe un mayor interés por parte de diferentes comunidades científicas y profesionales en analizar este tipo de fenómeno, así como una preocupación de conciencia pública debido a la frecuencia cada vez mayor con la que ocurre (Brebia & De Wrachien, 2010). El modelamiento de flujos de escombros a través de distintos softwares se ha convertido en el método de análisis más frecuente (Suarez,2013) si bien no representa la realidad, cada año se van desarrollando nuevos y mejores modelos y su uso es una herramienta útil para la toma de decisiones de las autoridades y para prevenir a la población de cuál sería el posible comportamiento de un flujo de escombros o huaico al originarse.

## MARCO TEÓRICO

Un flujo de escombros, como lo define Takahashi (2014), es un flujo de una mezcla de sedimentos y agua, que se comporta como un flujo de un fluido continuo impulsado por la gravedad que alcanza una gran movilidad del espacio saturado con agua o lodo. De igual forma, Takahashi afirma que es apropiado considerar al flujo de escombros como el flujo de un fluido no newtoniano, dado que definitivamente se comporta de manera diferente al flujo de agua simple, presenta mayor resistencia a deformarse, y su densidad y viscosidad son mayores que las del agua.

Para caracterizar los flujos de escombros se utiliza el modelo de fluido dilatante desarrollado por Takahashi en 1991, con base en los trabajos de Bagnold (Suarez, 2013), el cual se expresa mediante la ecuación 1.

$$\tau = C_1 \left( \frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 \quad [1]$$

Donde:

$\tau$  = Resistencia al cortante en la base del flujo

$C_1$  = Coeficiente de esfuerzos cortantes inerciales

El coeficiente de esfuerzos cortantes inerciales  $C_1$  depende de la densidad de masa de la mezcla, de la longitud de Prandtl y del tamaño, densidad de masa y concentración lineal de sedimentos en el flujo.

Asimismo, Takahashi al considerar el flujo como un compuesto de fase líquida y sólida, derivó ecuaciones de conservación de momento para cada fase y sumó los efectos de las dos fases como lo expresa la ecuación 2, los esfuerzos de colisión entre partículas sólidas y los esfuerzos en el flujo intersticial, debidos a la turbulencia y la viscosidad:

$$\tau = \tau_c + \tau_{mc} + \tau_v + \tau_t + \tau_d \quad [2]$$

El esfuerzo cortante total  $\tau$  está conformado por el esfuerzo límite cohesivo  $\tau_c$ , el esfuerzo de Mohr-Coulomb  $\tau_{mc}$ , el esfuerzo cortante viscoso  $\tau_v$ , el esfuerzo cortante turbulento  $\tau_t$ , y el esfuerzo cortante dispersivo  $\tau_d$ . Cuando escribimos en términos de tasas de deformación  $\partial v / \partial y$  el siguiente modelo cuadrático reológico puede ser desarrollado como la ecuación 3, propuesta por O'Brien y Julien (1985) y por Julien y Lan (1991) (Julien y León, 2000), en la cual  $\tau_{mc}$  y  $\tau_c$  son independientes del gradiente de velocidad,  $\tau_y$  varía linealmente con el gradiente de velocidad  $y$ , tanto  $\tau_t$  y  $\tau_d$  varían con la segunda potencia del gradiente de velocidad.

$$\tau = \tau_y + \mu \frac{\partial v}{\partial y} + C_1 \left( \frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 \quad [3]$$

Donde:

$$\tau_y = \tau_c + \tau_{mc}$$

$$\tau_{mc} = \rho_s \tan \phi$$

$\rho_s$  = presión intergranular

$\phi$  = ángulo de reposo

$\mu$  = viscosidad dinámica del flujo en Pa.s

Los flujos de escombros y lodo pueden ser simulados por modelos numéricos que muestran el impacto que pueden ocasionar. De acuerdo con Nakatani, Wada, Satofuka y Mizuyama (2008), el programa KANAKO se originó a partir de la idea de que existían diversos programas de modelamiento complejos y que solo se podían usar a menos que se encuentre un experto en la materia.

El programa KANAKO es un sistema de simulación numérico equipado con una eficiente interfaz gráfica de usuario (GUI, por sus siglas en inglés) que usa MS Visual Basic. NET (VB. NET) como plataforma (Nakatani et al, 2008). Liu, Nakatani y Mizuyama (2012) aseguran que es un sistema que facilita conocer las medidas de mitigación eficientes y explicar el efecto del flujo de escombros.

El sistema desarrollado incorpora la visualización de la información de la descarga, la profundidad de flujo y la sedimentación como patrones visuales y figuras, también permite a los usuarios navegar por muchos tipos de información simultáneamente y obtener mejor comprensión de los datos. Además, permite simular un conjunto montañoso de ríos con más de una represa dentro del sistema, los usuarios pueden seleccionar diferentes tipos de presas y la simulación se puede ejecutar fácilmente modificando algunos parámetros. Durante las simulaciones, los usuarios pueden ver imágenes en tiempo real de flujos de escombros, hidrogramas y los efectos de las represas.

El sistema contiene dos partes: una interfaz de usuario, que gestiona los datos de Entrada y Salida de la exhibición, y una simulación. La interfaz de usuario permite a los usuarios ingresar conjuntos de datos para simulaciones usando una computadora común. Por lo tanto, el sistema es relativamente sencillo para el uso de principiantes. Ello es posible porque parámetros complejos como la rugosidad de Manning, coeficiente de erosión o tasa de acumulación ya han sido introducidos. Por lo tanto, los usuarios pueden ejecutar la simulación sin tener que configurar o utilizar estos parámetros y modelos.



Para las ecuaciones básicas de flujo de escombros 2-D se aplica las mismas ecuaciones utilizadas en simulaciones de 1-D incluyendo el eje y la dirección. El Momento, la continuidad, la deformación de lecho de río, la erosión y deposición, y la resistencia de cizallamiento se expresan mediante las siguientes ecuaciones basadas en la investigación de Takahashi y Nakagawa (Takahashi y Nakagawa, 1991):

Ecuación de continuidad para volumen total de flujo de escombros se observa en la ecuación 4:

$$i = \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} \quad [4]$$

Donde:

h: profundidad del flujo

u: velocidad en el eje X, en dirección del flujo de escombros

v: velocidad en el eje Y, transversal al flujo de escombros

i: velocidad de erosión

Ecuación de continuidad para determinar el grado de concentración de la partícula del flujo se observa en la ecuación 5:

$$C^* \dot{i}_k = \frac{\partial C_k h}{\partial t} + \frac{\partial C_k u h}{\partial x} + \frac{\partial C_k v h}{\partial y} \quad [5]$$

Donde:

$C_k$ : Concentración del sedimento por volumen del flujo de escombros

$C^*$ : Concentración del sedimento por volumen en la capa de lecho movable.

El programa KANAKO 2D, es una herramienta eficiente para el modelamiento del siguiente trabajo, ya que ha sido utilizada con satisfacción para el modelamiento de flujos de escombros en la zona de Maranura La Convención ubicada en la ciudad de Cusco, para la tesis de Frank Escusa Arosquipa presentada en el año 2016, así como también para el análisis de sensibilidad del modelo de flujo de detritos con el Kanako-2D para la maestría de Maurício Andrades Paixao de la Universidad Federal de Rio Grande do Sul en el año 2017. Cabe resaltar también que este programa fue utilizado para el “Proyecto de emergencia por peligro inminente Fenómeno El niño 2015-2016 - Instalación de barreras dinámicas frente a huaicos en la quebrada San Antonio de Pedregal, distrito de Lurigancho Chosica, provincia y departamento de Lima año 2015”, una de las razones principales por la que se escogió utilizarlo.

Adicionalmente, para la estimación de los caudales máximos de los flujos de escombros existen dos metodologías más usadas, la de JICA (Japan Internacional Cooperation Agency) que es basada en los estudios de Takahashi, y la metodología de O’Brien (Castillo, 2006), de las cuales para el presente trabajo se utilizó la última, que también ha sido implementada en un modelamiento y simulación de una quebrada en Puno (Celi & Tanta, 2019).

Esta metodología consiste en que el hidrograma de flujo de escombros se estima a partir del producto del hidrograma de flujo de agua por un factor en función de la concentración volumétrica de escombros (Castillo, 2006). La ecuación utilizada por O’Brien es la ecuación 6 y 7.

$$Q_t = BF \cdot Q_l \quad [6]$$

$$BF = \frac{1}{1 - C_v} \quad [7]$$

Donde:

$Q_t$ : Caudal total de flujo de escombros ( $m^3/s$ )

$Q_l$ : Caudal líquido ( $m^3/s$ )

BF: Factor (Bulking Factor)

$C_v$ : Concentración volumétrica de escombros

Según la referencia de O'Brien (2000), para flujos de escombros de  $C_v$ , varía entre 0.20 (para flujos bajos) y 0.45 (para flujos altos).

## DATOS Y MÉTODOS

Para iniciar el presente trabajo, se buscó tener la mayor información posible, tanto bibliográfica como obtenida en campo, para lo cual se realizó una visita a la quebrada. El distrito de Chosica está conformado por distintas cuencas y subcuencas en las cuales se forman las quebradas que son pasos estrechos entre las montañas. La quebrada San Antonio de Pedregal se ubica al margen derecho del río Rímac, tiene una longitud de 6 Km, un área de 10.4 Km<sup>2</sup> aproximadamente, y una pendiente promedio de 30% con rumbo N-S (Guadalupe & Carrillo, 2012). Se inicia a 2000 m.s.n.m., entre las coordenadas UTM, 314552E, 8680625N, y con altura media 990 m.s.n.m.

Para el trabajo se utilizaron curvas de nivel generadas con el software ArcGIS con un contorno de cada 10 metros y elaboradas a partir de un archivo de modelo digital de elevación (DEM) que fue descargado del portal de datos de la Instalación de Satélites de Alaska para imágenes de la Tierra con sensores remotos llamado Vertex (Earth Data, 2017), se escogió el satélite ALOS (Advanced Land Observation Satellite), el cual colectó imágenes de Radar en escenas de 5 km y 70 km de todo el planeta a través de su sensor PALSAR (Phased Array Type L-band Synthetic Aperture Radar) y tiene una resolución espacial de imagen de 6.25 o 12.5 metros (GeoSpatial, 2013). De acuerdo con las curvas de nivel y las imágenes satelitales se trazó el cauce principal, el cual se distribuyó en 8 zonas (véase Figura 1a) que se usaron para realizar el modelamiento hidrológico y del flujo de escombros, y para una mejor evaluación de la quebrada en estudio. El estudio geotécnico y geológico considerado permitió definir y asumir que en la parte superior se presenta afloramientos rocosos intrusivos, en todo el margen, depósitos coluviales y en la parte inferior, depósitos aluviales, también que la cuenca media está formada por quebradas de fuerte pendiente y es una zona árida, lo cual conlleva a que el origen del flujo de escombros sea producido por la saturación de los suelos y las caídas de rocas de las partes altas de las laderas de las estribaciones que limitan la quebrada, así como por la influencia de las pendientes y la acumulación de sedimentos. De igual forma, se consideró el resumen de los ensayos de mecánica de suelos realizados en la quebrada por Asencios (2020) para el SENAMHI, en el cual se obtuvo un ángulo de fricción de 30°.

Asimismo, se utilizó el hietograma del registro histórico de la Estación Meteorológica de Chosica, elaborado con los datos obtenidos desde el año 1976 hasta 2019, para el estudio hidrológico. Se preparó los datos necesarios del área de estudio, para lo cual se utilizó la extensión Hec-GeoHMS de ArcGis y se dividió la cuenca en 5 subcuencas como se observa en la Figura 1b, de las cuales se obtuvieron los datos de longitud, área y pendiente de cada una de ellas. A partir de ello y tomando como referencia la tabla del Soil Conservation Service (1972) National Engineering Handbook y el mapa de Número de Curva del Perú elaborado por el ANA (2014), se obtuvo el Número de Curva para cada subcuenca, se estableció que el suelo en estudio pertenece al grupo B y que el tipo de cobertura y condición hidrológica es Cardonal y Desierto Costero. Por tanto, se realizó una ponderación a través del método de números primos, con la cual se obtuvieron los valores para cada subcuenca.

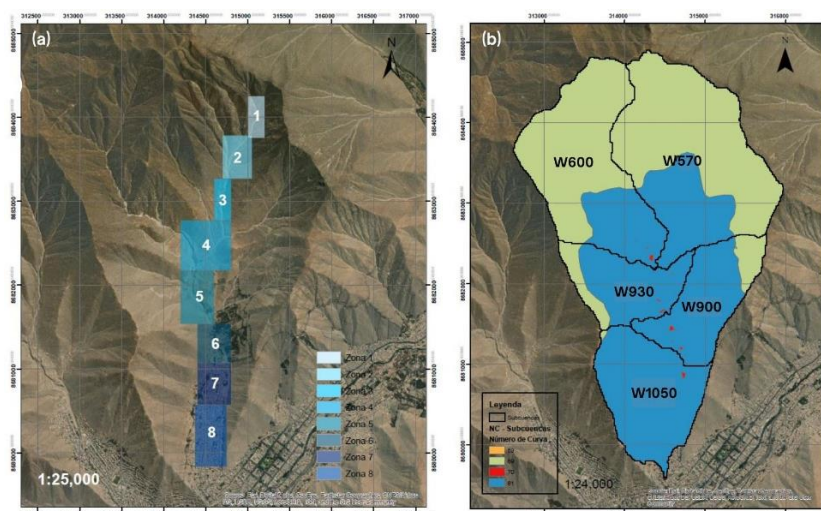
Además, en base a la información de la cuenca de San Antonio de Pedregal, considerando adicionalmente las áreas de las subcuencas delimitadas para la quebrada y de acuerdo con las ecuaciones correspondientes al Método de Témez, Kirpich y Bransby Williams, se obtuvo el tiempo de concentración para cada subcuenca. Cabe resaltar que las subcuencas cuentan con las características similares a las de las cuencas experimentales de cada método. En la tabla 1 se puede observar las características de las subcuencas de la quebrada en estudio.

**Tabla 7.-** Característica de las subcuencas de la quebrada en estudio. (Elaboración propia)

Subcuenca	Área [km <sup>2</sup> ]	Longitud [km]	Pendiente [m/m]	Número de Curva	Tc Promedio [h]	Tr [h]	Tr [min]
W600	2.637	3.573	0.010	72.2	1.629	0.977	58.633
W570	3.395	3.177	0.009	72.3	1.523	0.914	54.821
W900	1.277	2.528	0.006	79.1	1.451	0.871	52.251
W930	1.081	1.850	0.005	78.7	1.125	0.675	40.517
W1050	1.629	2.803	0.002	80.9	1.905	1.143	68.595

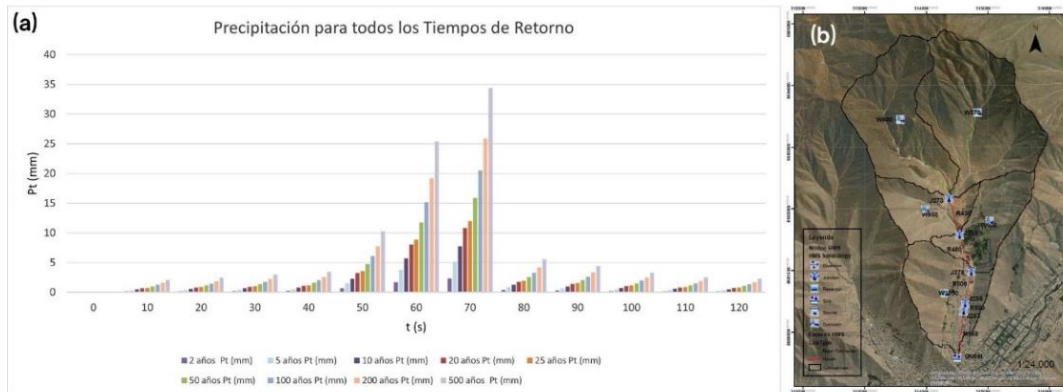
Con ello, se realizó la obtención del hietograma de diseño, a partir de los datos de precipitación máxima en 24 horas del hietograma histórico, el cual es el resultado de una serie de ajustes probabilísticos realizados previamente. El comportamiento de los datos se analizó con el uso de distribuciones de probabilidad que se aplican en hidrología, obteniéndose que la función Log Normal es la que tiene un mejor ajuste a los datos de precipitación máxima en 24 horas para la estación de Chosica. Adicionalmente, se obtuvieron las precipitaciones máximas anual para diferentes tiempos de retorno, usando la distribución de probabilidad seleccionada y considerando un coeficiente de corrección de precipitación máxima por número de lecturas de 1.13, recomendada por la Organización Meteorológica Mundial (OMM). Asimismo, se determinó usar el método de perfiles de lluvia del SCS con los datos preparados, de esta forma, y en base al tiempo de concentración obtenido anteriormente para cada subcuenca, cuyo redondeo superior es de 2 horas, se consideró elaborar hietogramas de diseño de 2 horas de duración para los tiempos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 200 y 500 años basado en la distribución tipo II de 24 horas, elaborándose el hietograma para dos horas de duración discretizado en un rango de 10 minutos para cada tiempo de retorno considerado, como se observa en la Figura 2a. Posteriormente, con la información procesada, se distribuyó los elementos necesarios (subcuencas, tramos y uniones) para el modelamiento hidrológico como se observa en la Figura 2b y se utilizó el método SCS y de Muskingum Cunge para la obtención de los hidrogramas con el software HEC-HMS, estableciéndose así los hidrogramas que se consideraron como parámetros de entrada para el modelamiento de flujo de escombros con el Kanako 2D.

A partir de los datos obtenidos se prepararon los parámetros de entrada necesarios para el modelamiento de flujos de escombros con el Kanako 2D, los cuales incluyen a las características topográficas (altitud de los puntos de las zonas), morfológicas (pendiente y ancho de cauce), geotécnicas (concentración volumétrica y ángulo de reposo) e hidrológicas (el hidrograma de entrada) de la zona de estudio.



**Figura 1.-** Mapas de la Zonas de Estudio, las Cinco Subcuencas y su clasificación para el Número de Curva. (Elaboración propia)





**Figura 2.-** Hietogramas discretizados de 2 horas para Tr: 2, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 200 y 500 años, subcuencas, tramos y uniones de la cuenca de la quebrada San Antonio de Pedregal. (Elaboración propia)

Se utilizaron los 9 escenarios y se consideró que el caudal del flujo generado proviene de las precipitaciones y del agua que aflora de los deslizamientos que se pueden provocar del suelo por la infiltración, razón por la cual, el caudal pico del flujo de entrada resultó ser la suma del caudal líquido y del caudal sólido, lo cual se obtuvo mediante la metodología de O'Brien con las ecuaciones 6 y 7, considerando el coeficiente de concentración volumétrica de escombros de 0.45, basado en los parámetros que se utilizaron en el modelamiento de la quebrada realizado por Asencios (2020), y en las recomendaciones de O'Brien para flujos altos, por lo que se calculó el caudal total del flujo de escombros al multiplicar el factor 1.82 con el caudal total de agua que se obtuvo en los hidrogramas para cada tiempo de retorno en estudio.

Con esta información, se procedió a colocar los parámetros de entrada en la interfaz del Kanako 2D. Es importante mencionar, que el Kanako 2D utiliza un modelo integrado que incluye la zona de transporte, simulada de forma unidimensional, y la zona aluvial, simulada a partir de las ecuaciones bidimensionales 4 y 5, por lo que fue necesario establecerlas de acuerdo con las 8 zonas delimitadas en la quebrada. Para ello, se unieron las Zonas 1 y 2, 3 y 4, ubicadas en la parte superior de la quebrada, y las Zonas 5 y 6, 6 y 7, y 7 y 8, ubicadas en la parte media e inferior, siendo las Zonas 6 y 7 simuladas tanto de forma unidimensional y bidimensional para dar una correlación a la simulación, dado que hay presencia de población desde la Zona 5 hasta la 8 y es necesario analizar toda la trayectoria del flujo de escombros, por el riesgo que este implica.

Adicionalmente, el software permite indicar puntos de control a lo largo de la zona de transporte, con el fin de proporcionar los caudales de entrada y salida en esos lugares, por lo cual se consideraron puntos en la parte inicial, medio y final de las zonas establecidas como transporte, con motivo de analizar el desarrollo del flujo a lo largo del tiempo en dichos puntos.

De acuerdo con la línea de flujo trazada y las zonas delimitadas, se consideraron los hidrogramas de la Subcuenca W570, la Unión J273, la Unión J270 y la Unión J278 (Véase Figura 2b) como aquellos que intervienen en el origen del flujo de escombros, a los cuales se les aplicó el factor de 1.82 y, si bien se elaboraron hidrogramas de entrada de 8 horas (rango de control considerado debido a que la escorrentía continuaba después de que la lluvia cesara a las 2 horas de iniciada la tormenta), por las limitaciones del software Kanako 2D, con respecto al tiempo de tormenta, se consideraron solo 9600 segundos para el modelamiento.

## RESULTADOS

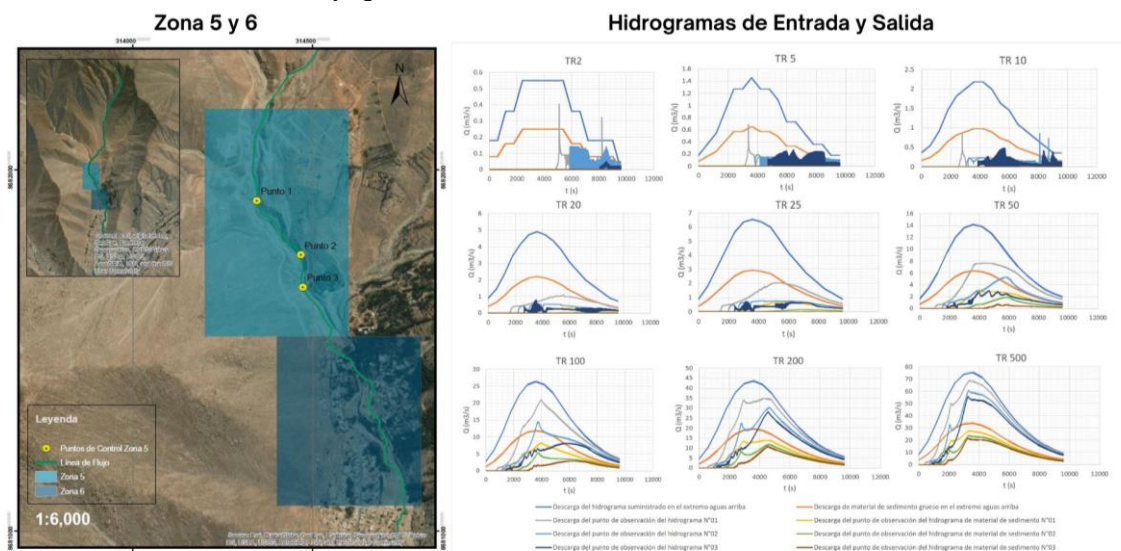
Los resultados que se obtuvieron de las simulaciones fueron el tirante del flujo de escombros y la velocidad media en distintos puntos de su recorrido, los cuales guardaban relación con los parámetros de diseño de las barreras geodinámicas instaladas en la quebrada que cuentan con una altura de 4 a 6 metros para una velocidad de 4.62 a 6.80 m/s, de acuerdo con lo indicado por el ANA (2015).

Estos resultados son una primera aproximación que podría complementarse con un eventual estudio de campo más específico del área, razón por la cual, se trabajó en rangos de valores de acuerdo con el tiempo de retorno y la sensibilidad de algunos parámetros de entrada, lo que permitió apreciar el rango de valores del tirante y velocidad que los flujos de escombros desarrollarían. Es importante mencionar que la calibración del modelamiento si bien requiere de datos registrados de un evento de flujo de escombros en la zona, esta información es difícil de hallar con exactitud y precisión, por lo que se realizó una verificación en base a marcas de socavamiento y erosión, así como de material fílmico, que permitió estimar el tirante en diferentes lugares por donde pasó el flujo de escombros años anteriores en la quebrada. Es por ello, que también se realizó un análisis de sensibilidad de la concentración volumétrica dado que representa la producción de sedimentos y que podría amplificar el impacto del flujo de escombros en la quebrada siendo que, al considerar un menor o mayor valor, el tirante tiene una relación directamente proporcional, a diferencia de la velocidad que es inversa.

Con respecto a la información del caudal de entrada y salida que el Kanako 2D proporciona después de la simulación, es exclusiva de la zona de transporte, puesto que se refiere al caudal que origina la formación del flujo de escombros que después pasará a depositarse en la zona aluvial.

Como se mencionó anteriormente, el Kanako 2D permite visualizar y descargar de forma sencilla los resultados de su plataforma, pero ello no es similar cuando se requiere analizar dichos resultados, puesto que, al descargarlos, se encuentran unificados en un solo archivo de texto, es decir, para poder trabajar los resultados primero se requiere disgregar el documento, por lo que se utilizó la guía práctica de Andrade et al (2017), la cual permitió realizar dicha disgregación a partir de una programación en Matlab y de esta forma poder tener los resultados ordenados por tiempo de duración y por parámetro. Este procedimiento también facilitó el ingreso de los resultados en el programa ArcGis para desarrollar los mapas de tirantes y velocidad.

Cabe resaltar que el análisis de los resultados se desarrolló de forma similar en todos los pares de zonas definidos y para todos los tiempos de retorno considerados en el presente trabajo. A modo de ejemplo, en este inciso se presentará los resultados más relevantes de la Zona 5 y 6 (Ver Figura 3) de la Quebrada San Antonio de Pedregal. Estas zonas se ubican en la parte media de la quebrada, de las cuales, se estableció que la Zona 5 es la zona de transporte, por lo que también se muestra los tres puntos de control considerados, y que la Zona 6, es la zona aluvial.



**Figura 3.-** Ubicación de la Zona 5 y 6, Hidrogramas de entrada y salida para los puntos de control (Elaboración propia)

En la Figura 3 también se muestran los hidrogramas de avenida para los distintos escenarios en estudios. Lo particular de la zona 5 es que el caudal del flujo de escombros tiene influencia no solo de la subcuenca W570 sino también de la subcuenca W600, lo cual conlleva a que el caudal sea mayor



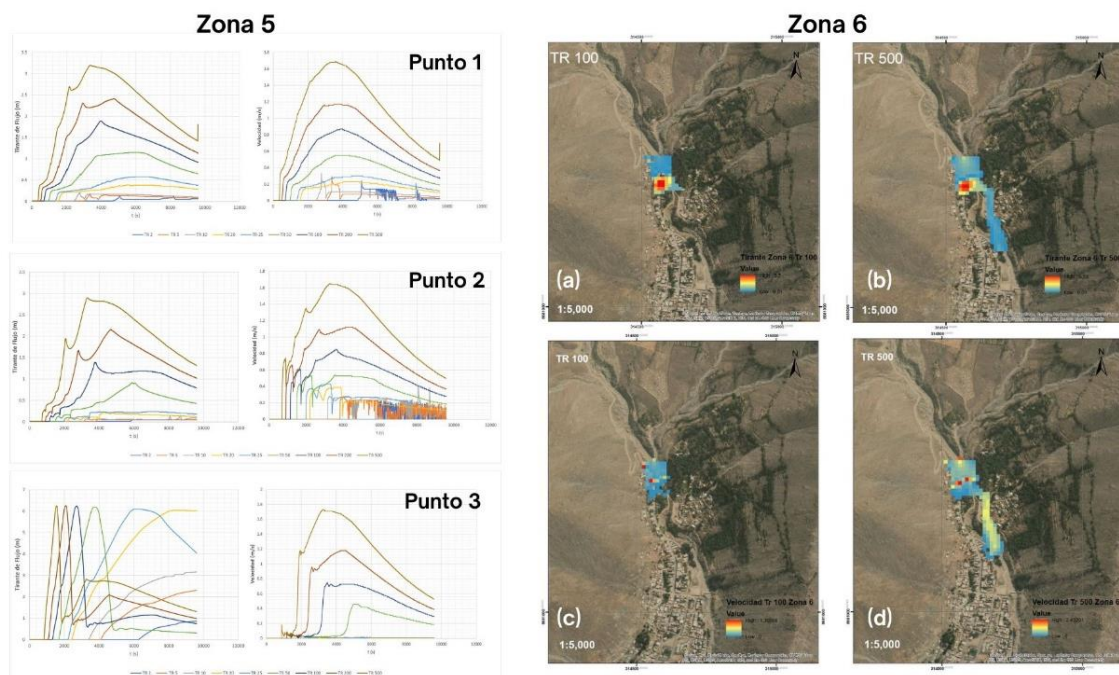
que en las anteriores zonas. De los resultados, se observa que aproximadamente los valores de caudal  $Q$  de los hidrogramas de entrada son el doble de los valores de los hidrogramas de salida, y que su desarrollo presenta una tendencia diferente para tiempos de retorno cortos, lo cual se relaciona a la morfología de la zona en estudio, puesto que el ancho del cauce es mayor que en las anteriores zonas y adicionalmente, en la trayectoria que sigue el flujo de escombros por la zona 5 existe una elevación del terreno, lo que ocasiona que para pequeños tiempos de retorno el caudal del flujo no tenga la suficiente velocidad que permita sobrepasarla y, como se evidencia en el gráfico para un tiempo de retorno de 2, 5 y 10 años, después de la mitad de la duración del flujo existen constantes subidas y bajadas del caudal. El rango de valores máximos, desde el tiempo de retorno de 2 hasta 500 años, es de 0.55 a 75.46  $\text{m}^3/\text{s}$  para los hidrogramas de entrada y de 0.25 a 33.95  $\text{m}^3/\text{s}$ . para los hidrogramas de salida.

De igual manera, en la Figura 4, se muestra los resultados de tirante y velocidad en los tres puntos de control de la zona 5 para todos los tiempos de retorno. De los resultados, se puede observar que para el punto 1, ambos grupos de valores presentan una tendencia similar para todos los escenarios, para el punto 2, como anteriormente se ha explicado se puede observar el comportamiento de la velocidad para tiempos de retorno cortos, que después del segundo 4000 aproximadamente tiende a aumentar y disminuir constantemente, lo que ocasiona que el tirante sea reducido también, a su vez, se debe observar que a medida que va aumentando el tiempo de retorno ambos grupos de valores van formando una clara tendencia de acrecentamiento hasta llegar a su pico alrededor de los 4000 segundos para luego proceder a descender. De igual manera en el punto 2, se puede rescatar que existe la presencia de olas que sumergen las primeras olas del flujo de escombros por el descenso que se observa del tirante pasados los 2000 segundos para luego seguir aumentando. Finalmente, para el punto 3, se puede observar que resalta más la tendencia del aumento y descenso del tirante en poco tiempo, lo cual se relaciona con el aumento rápido de la velocidad en el instante que disminuyó súbitamente el tirante, esto es una clara evidencia de la presencia de la elevación en la zona 5, puesto que el pico máximo del tirante es el mismo para todos los tiempos de retorno en los que el flujo de escombros logra sobrepasarla. El rango de valores máximos entre los tres puntos, desde el tiempo de retorno de 2 hasta 500 años, para el tirante de flujo es de 0.1 a 6.24 m, así como el rango de valores para la velocidad es de 0 a 1.73 m/s.

En la Figura 4 también se muestran los mapas elaborados a partir de los resultados obtenidos de la simulación bidimensional perteneciente a la zona 6 aluvial para los tiempos de retorno de 100 y 500 años a modo de ejemplo, es importante mencionar que, para los tiempos de 2, 5 y 10 años, de acuerdo con los resultados, el flujo de escombros que se origina no alcanza la zona 6 debido a la presencia de la elevación en la zona 5, como se explicó anteriormente. En los mapas se visualiza el instante en que se da los valores máximos de tirantes y las velocidades con las que se desarrolla el flujo de escombros en ese momento.

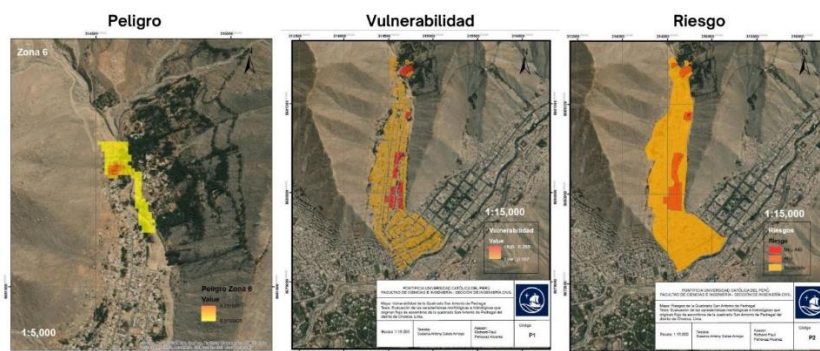
En los resultados, se observa que el pico máximo del tirante de flujo para cada tiempo de retorno se desarrolla en diferentes duraciones, pero en esta zona se mantiene en un mismo lugar, lo cual se debe a que en el terreno existe una depresión en la cual se deposita el material del flujo de escombros. Por ejemplo, para los tiempos de retorno desde 20 hasta 100 años el tirante máximo del flujo se mantiene en el mismo lugar a causa de la presencia de la cavidad de la zona (véase Figura 4a), alcanzando una altura de 5.17 metros y, para los tiempos de retorno de 200 y 500 años el flujo cubre a su totalidad la concavidad alcanzando una altura de 6.33 metros y direccionándose hacia un costado (véase Figura 4b), ocasionando que el tirante del flujo de escombros en efecto comience a descender en los siguientes segundos. Se puede verificar también que la velocidad del flujo de escombros en los lugares donde se genera el tirante máximo no es la velocidad máxima de ese instante (véase Figura 4c y 4d), lo que conlleva a comprobar la situación afirmada por Takahashi (2014), quien lo sustenta con el experimento de Iverson (1997), indicando que cuanto más sea la profundidad del flujo, más rápida es la velocidad frontal, y esto sugiere que las olas más grandes tienden a superar y canibalizar las olas más pequeñas.





**Figura 4.-** Tirante y velocidad de flujo de escombros para el Punto 1, 2 y 3 de la Zona 5 y tirante máximo y velocidad de flujo de escombros en Zona 6 para Tr = 100 y 500 años. (Elaboración Propia)

Finalmente, con la información obtenida de la evaluación cuantitativa y las consideraciones de una evaluación cualitativa previa, se procedió a integrar los datos en el desarrollo del mapa de peligrosidad, vulnerabilidad y de riesgo como se muestra en la Figura 5, de forma que se pueda identificar las zonas de mayor riesgo de la quebrada San Antonio de Pedregal.



**Figura 5.-** Peligro en la Zona 6 y Vulnerabilidad y Riesgo en la Quebrada San Antonio de Pedregal. (Elaboración Propia)

## CONCLUSIONES

Para el modelamiento de flujo de escombros, se consideró todos los datos obtenidos anteriormente referidos a las características del suelo, topografía e hidrología. Las principales características morfológicas se obtuvieron gracias a la DEM proporcionada por el satélite ALOS y su sensor PALSAR con una resolución espacial de imagen de 12.5 metros, estas permitieron verificar que el área de la quebrada sea de 10.4 km<sup>2</sup> aproximadamente con una pendiente de 30%. De igual forma, la visita de campo, el estudio geotécnico y geológico considerados permitieron asumir que el origen del flujo de escombros es producido por la saturación de los suelos y el desprendimiento de rocas, así como por la influencia de las pendientes y la acumulación de sedimentos.

Asimismo, las características hidrológicas se obtuvieron con un modelamiento hidrológico, para el cual se dividió la cuenca de la quebrada en 5 subcuencas con el apoyo del ArcGis y su extensión de HEC-GeoHMS con el fin de profundizar mejor el comportamiento de la escorrentía a lo

largo de toda la cuenca, así como también se desarrolló 9 escenarios para tiempos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 200 y 500 años para comparar el impacto que se tendría al generarse la tormenta. Se obtuvo así los hidrogramas de diseño para cada escenario y subcuenca, el caudal resultante de salida en la parte inferior se encuentra en el rango de 0.1 a 46.8 m<sup>3</sup>/s, siendo el menor para el tiempo de retorno de 2 años y el mayor para 500 años.

Otras características importantes y que tuvieron que ser obtenidas previamente fueron el número de curva, el cual se obtuvo con la ayuda de un SIG y el método de los números primos para cada una de las subcuencas y el tiempo de concentración, el cual se calculó para cada subcuenca por tres métodos diferentes y se promedió, definiendo con ello el tiempo base de 2 horas para el modelamiento hidrológico y los hietogramas de diseño que se ingresaron en el HEC-HMS.

Se consideró también un factor que incluía la influencia del suelo en el flujo, obteniéndose caudales de entrada de 0.182 a 87.6 m<sup>3</sup>/s, asimismo, se contó con una malla de datos extraída del ArcGis para ingresar los datos para la simulación unidimensional y bidimensional. El Kanako 2D fue una herramienta útil para este tipo de estudio puesto que visualmente representó de manera adecuada el flujo de escombros y en los resultados se pudo observar e identificar en qué momento y en qué zona se ubicaban los tirantes máximos y sus velocidades, así como también verificar que no necesariamente la velocidad máxima hacía referencia al pico máximo.

Respecto al desarrollo de los mapas de peligro, vulnerabilidad y riesgos, la evaluación cuali-cuantitativa previa fue importante para este fin. El estudio hidrológico permitió conocer los caudales de diseño para los diferentes escenarios que fueron requeridos para el modelamiento de flujo de escombros, el cual permitió identificar las zonas donde se generaban los mayores tirantes del flujo convirtiéndose en zonas de peligro ante un eventual flujo de escombros, estas zonas se ubicaban por lo general a los costados del camino por donde pasaría.

Finalmente, se concluye que la elaboración del mapa de riesgos permitió identificar los lugares que necesitan mejorar las medidas de prevención, incluyendo un plan de evacuación, el aumento o reparación de obras de mitigación como muros de contención y diques, descolmatación o reforestación, para disminuir el impacto cuando se origine un flujo de escombros.

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Pontificia Universidad Católica del Perú, al Departamento Académico de Ingeniería y al Ing. Richard Pehovaz, quien, con su experiencia y conocimientos, me extendió su apoyo en la elaboración del presente trabajo.

## REFERENCIAS

**Abad, C.** (2009). “Huaycos en 1987 en el distrito de Lurigancho-Chosica (Lima-Perú)”. *Bulletin de l’Institut français d’études andines*, 38(3), 475-486. doi: 10.4000/bifea.2272. Extraído en: <https://doi.org/10.4000/bifea.2272>

**ANA** (2015). “Proyecto de emergencia por peligro inminente Fenómeno el Niño 2015-2016. Instalación de barreras dinámicas frente a huaicos en la quebrada San Antonio de Pedregal, distrito de Lurigancho Chosica, Provincia y departamento de Lima año 2015”. Lima: Autoridad Nacional del Agua.

**Andrade, M; Lana, R; Masato, K; Augusto, L; Monsalve, M & Paulo G** (2017). *Guia práctico de modelagem de fluxo de detritos com utilização do modelo KANAKO-2D*. Universidade Federal do Rio Grande do Soul. Instituto de pesquisas hidráulicas. Grupo de pesquisa em desastres naturais. Porto Alegre – Brasil.

**Asencios, H** (2020). “Caracterización del peligro por movimientos en masa debido a lluvias extremas en la quebrada Pedregal”. *Informe Final. Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI)*. Lima, Perú. Mayo, 2020. Extraído en: <https://hdl.handle.net/20.500.12542/478>



- Brebbia, C.A, De Wrachien, D.** (2010). *Monitoring, Simulation, Prevention and Remediation of Dense Debris Flows III*. University of Milano, Italy - Wessex Institute of Technology, UK. WIT Press. Southampton, Boston.
- Cabrera, W** (2013). “Modelación de huaycos como herramienta para la gestión y prevención de desastres. Lima”. Extraído en:  
[http://www.cip-civil.com/wp-content/uploads/2013/08/Modelacion\\_de\\_huaycos\\_2013JUL23\\_II\\_IngCabrera.pdf](http://www.cip-civil.com/wp-content/uploads/2013/08/Modelacion_de_huaycos_2013JUL23_II_IngCabrera.pdf)
- Castillo, L** (2006). “Aplicación de un modelo numérico de flujos de escombros y lodo en una quebrada en el Perú”. Lima. Extraído en:  
[file:///C:/Users/Microsoft/Downloads/Aplicaci%C3%B3n%20de%20un%20modelo%20n%C3%BAmerico%20de%20flujos%20de%20escombros\\_Matucana\\_LFCN.pdf](file:///C:/Users/Microsoft/Downloads/Aplicaci%C3%B3n%20de%20un%20modelo%20n%C3%BAmerico%20de%20flujos%20de%20escombros_Matucana_LFCN.pdf)
- Celi, J;Tanta, F** (2019). “Modelamiento y simulación de la quebrada Llocllamayo para control de flujo de escombros-región de Puno”. *Tesis de titulación de Universidad Ricardo Palma*. Lima, Perú. Extraído en:  
[https://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/URP/2649/Tesis\\_Modelamiento%20y%20simulaci%C3%B3n%20de%20la%20Quebrada%20Llocllamayo%20para%20control%20de%20flujo%20de%20escombros-Regi%C3%B3n%20Pu.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/URP/2649/Tesis_Modelamiento%20y%20simulaci%C3%B3n%20de%20la%20Quebrada%20Llocllamayo%20para%20control%20de%20flujo%20de%20escombros-Regi%C3%B3n%20Pu.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Colegio de ingenieros del Perú** (1998) “Informe del fenómeno del niño 1997-1998”. Lima pp.110
- INDECI** (2019). *Compendio Estadístico del INDECI 2019. En la Preparación, Respuesta y Rehabilitación de la GRD/Perú*. Instituto Nacional de Defensa Civil. Lima INDECI. Dirección de Políticas, Planes y Evaluación 2019, pp 192-194.
- Iverson, R.** (1997). “The Physics of Debris Flows”. *Reviews of Geophysics*, 35(3), pp. 245-296
- Julien, P; Lan, Y** (1991). “On the rheology of hyperconcentrations”. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 117(3), 346-353.
- Julien, P.; León C.** (2000). “Mud floods, mudflows and debris flows classification, rheology and structural design”. *Invited paper at the International Workshop on Mudflows and debris flows*, Caracas, Venezuela, November 27- December 1, 2000.
- Liu, J., Nakatani, K. & Mizuyama, T.** (2012). “Effect assessment of debris flow mitigation works based on numerical simulation by using Kanako 2D”. *Landslides* 10, 161–173 (2013). <https://doi.org/10.1007/s10346-012-0316-x>
- Nakatani, K;Wada, T.; Satofuka Y.;Mizuyama T.** (2008). “Development of “Kanako 2D (Ver.2.00),” a user-friendly one- and two-dimensional debris flow simulator equipped with a graphical user interface”. *International Journal of Erosion Control Engineering*, Vol. 1, No. 2. Pag 62-72. Extraído en:  
<http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.532.4146&rep=rep1&type=pdf>
- O’Brien, J.** (2000). *FLO-2D user manual, version (2000.01)*. Nutrioso, Ariz.
- O’Brien, J; Julien, P** (1985). “Physical properties and mechanics of hyperconcentrated sediment flows”. *Proc. ASCE Hyd. Div. Spec. Conf. On Delineation of Landslides, Flash Flood and Debris Flow Hazards*, Logan Utah, June 1984, 260-279.
- Savage, W., Baum R.** (2005). “Instability of steep slopes”. In: *Debris-flow Hazards and Related Phenomena*. Springer Praxis Books. Springer, Berlin, Heidelberg.
- Suarez, J** (2013). “Deslizamientos: Análisis geotécnico”. *Cap. 5: Los flujos* (pp. 173-208) Recuperado de:  
<http://www.erosion.com.co/deslizamientos-tomo-i-analisis-geotecnico.html>
- Takahashi, T** (2007). *Debris Flow – Mechanics, Prediction and Countermeasures*. Taylor & Francis Group, London, UK.
- Takahashi, T** (2014). *Debris Flow – Mechanics, Prediction and Countermeasures*. 2<sup>nd</sup> Edition. Taylor & Francis Group, London, UK.
- Takahashi, T., Nakagawa, H.** (1991). “Prediction of stony debris flow induced by severe rainfall”. *Journal of the Japan Society of Erosion Control Engineering*, Vol. 44, No. 3, pp. 12–19.
- Wieczorek, G. and Glade, T.** (2005). “Climatic Factors Influencing Occurrence of Debris Flows”. In: *Jakob, M. and Hungr, O., Eds., Debris-Flow Hazards and Related Phenomena*, Springer, Berlin, 325-362.[https://doi.org/10.1007/3-540-27129-5\\_14](https://doi.org/10.1007/3-540-27129-5_14)



# USO DE PLACAS DE VIDEO PARA LA PREDECIR LA EROSIÓN LOCAL

Lucas Bessone<sup>1,3</sup>, Pablo Gamazo<sup>1</sup>, Mario Storti<sup>2</sup>, Andrés Saracho<sup>1</sup>, Julián Ramos<sup>1</sup>, Elena Alvareda<sup>1</sup>, Rafael Navas<sup>1</sup>, Romina de Souza<sup>1</sup>, Pablo Paskosky<sup>1</sup>.

Departamento del Agua, CENUR Litoral Norte, Universidad de la República, Uruguay.  
 Centro de Investigación de Métodos Computacionales (CIMEC), CONICET-UNL, Santa Fe.  
<sup>3</sup>Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Concordia.  
 E-mail: lcbessone@gmail.com

## Introducción

El transporte de sedimentos y su impacto en la morfología de los cauces es de mucho interés en problemas de ingeniería y ciencias ambientales. La simulación numérica de los procesos sedimentarios permite una mejor comprensión de los fenómenos involucrados, resultando en una herramienta que permite reducir en gran medida, los tiempos y costos asociados a la implementación de modelos y experimentos físicos.

Los principales ingredientes para una simulación numérica exitosa son: tener resolvers eficientes, robustos y que puedan ajustarse a los distintos tipos de escenarios. Por otro lado, que logren reproducir correctamente la física del mecanismo de transporte de sedimentos y los cambios morfológicos que originan. La dinámica fluvial es compleja y muchas veces involucra modelos de flujo tridimensionales, esto implica disponer de recursos computacionales considerables (en general un clúster de computadoras) a la vez que las simulaciones requieren varios días de uso intensivo de cómputo según la cantidad procesadores disponibles.

En este trabajo se muestra como el uso de placas de video puede ser una herramienta muy útil para reducir la cantidad de equipo informático y los tiempos de cómputo que se necesitan para llevar a cabo este tipo de simulaciones numéricas.

## Metodología

Con el paso de los años los cambios en hardware han permitido el desarrollo de modelos con mayor resolución y complejidad. En la última década las GPUs han surgido como una alternativa para computación de propósito general y su uso para cálculo científico ha ido aumentando. Para obtener un código GPU eficiente, los algoritmos deben diseñarse de acuerdo a las características específicas del hardware. El modelo de ejecución adoptado por las GPUs para el cómputo en paralelo es el de Simple Instrucción Múltiples Datos (SIMD). Las arquitecturas GPU se caracterizan por la abundante capacidad de cómputo en relación al ancho de banda de memoria (Loppi et al, 2018). Esto las hace muy buenas para resolver discretizaciones temporalmente explícitas y espacialmente compactas. Por otro lado, se debe tener en cuenta los aspectos del modelo de programación CUDA en los métodos utilizados para resolver las ecuaciones discretizadas.

Comenzando con la ecuación general de transporte, se implementó un resolver basado completamente en GPU del tipo temporal explícito y otro implícito, usando el Método de los Volúmenes Finitos (FVM) en grillas cartesianas uniformes, guardando las variables en forma colocada. Para el término difusivo se utilizan diferencias centradas, mientras que para el término advectivo se dispone tanto de esquemas de bajo orden (upwind) como de alto orden (HO) y de alta resolución (HR), por ejemplo QUICK, MINMOD, MUSCL entre otros.

Para resolver las ecuaciones del flujo incompresible se implementó el método de Pasos Fraccionados (FS) combinado con el Método de Fronteras Embebidas (IBM) utilizando celdas fantasmas (GC).

La superficie del lecho y los obstáculos sólidos se representan mediante técnicas del tipo Level Set (LS). Finalmente, para predecir el transporte de sedimentos se utilizaron modelos estándar de transporte sólido mediante carga de fondo.

## Ecuaciones

Para el flujo incompresible se resuelven mediante FVM, las ecuaciones de Navier Stokes:

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + \sum \frac{\partial (u_i u_j)}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\mu}{\rho} \sum \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j^2} + f_i \quad [1]$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad [2]$$

Una vez obtenido el campo de velocidades, se calcula el esfuerzo de corte en el lecho ajustando una ley de pared al perfil de velocidad obtenido. Con los esfuerzos de corte y un modelo estándar de carga de fondo, como por ejemplo el modelo de Meyer-Peter-Muller, se calculan las descargas de sedimento en el fondo:

$$\frac{q_b}{\Delta y D^3} = \begin{cases} 8(\tau^* - \tau_c^*)^{3/2} & \text{si } \tau^* \geq \tau_c^* \\ 0 & \text{si } \tau^* < \tau_c^* \end{cases} \quad [3]$$

Con las descargas de sedimento en el fondo se resuelve la ecuación de Exner para determinar la evolución temporal del nivel del lecho de fondo:

$$(1 - n) \frac{\partial \xi}{\partial t} = -\frac{\partial q_{bi}(\tau(u_i))}{\partial x_i} \quad [4]$$

El conjunto de ecuaciones se resuelven usando una estrategia de acople particionado, es decir, en cada paso temporal, se resuelve primero el campo de velocidades para un dominio espacial fijo, se determinan los esfuerzos de corte, se evalúan las descargas de sedimento, luego se resuelve la ecuación de Exner y finalmente se actualiza el dominio físico para avanzar al siguiente paso de tiempo. A su vez, al modelo de flujo incompresible se incorporan modelos de turbulencia del tipo LES explícito o el modelo tipo RANS,  $k - \omega$  SST (Menter, 1994).

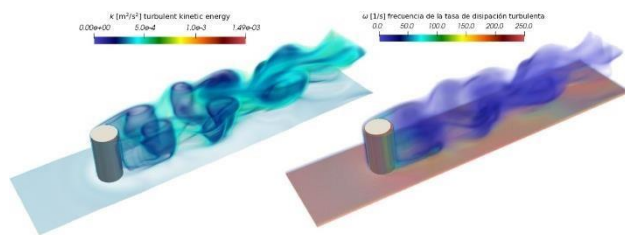
## Detalles de la implementación

Los algoritmos implementados se ejecutaron en un equipo Dell PowerEdge R740 con procesador Intel Xeon Gold CPU 6138 con 128GB DDR4 RAM provisto de una tarjeta de video NVIDIA Tesla V100 GPU con 32GB de memoria HBM2. El sistema operativo es CentOS Linux v7, el compilador GCC 4.8.5 y la versión 9.1 para el compilador nvcc de CUDA. Todas las implementaciones se realizaron de doble precisión (DP) en un código propio basado completamente en GPU. Todas las operaciones de álgebra lineal fueron implementadas con ayuda de la librería CUBLAS.

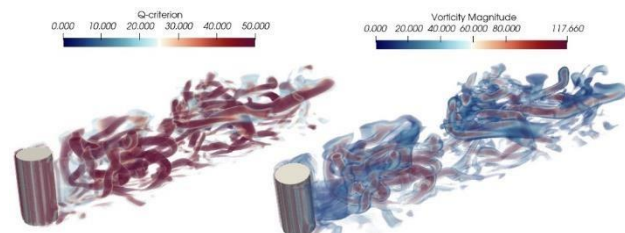
## Resultados

En la Figura 1 se presentan a modo de ejemplo, los resultados obtenidos para el flujo alrededor de una pila circular en régimen turbulento, en las mismas, pueden apreciarse los campos de

energía cinética y la tasa de disipación turbulentas. En la Figura 2 se muestran los remolinos mediante dos técnicas de visualización de estructuras de vórtices.

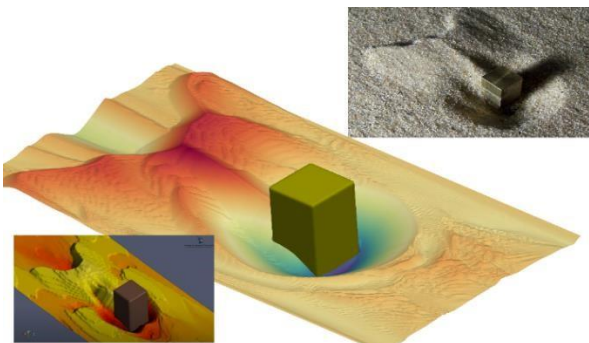


**Figura 1.-** Visualización de los dos escalares transportados en el modelo  $k - \omega SST$  en un instante de simulación. Energía cinética  $k$  (izquierda) y razón de disipación turbulenta  $\omega$  (derecha).



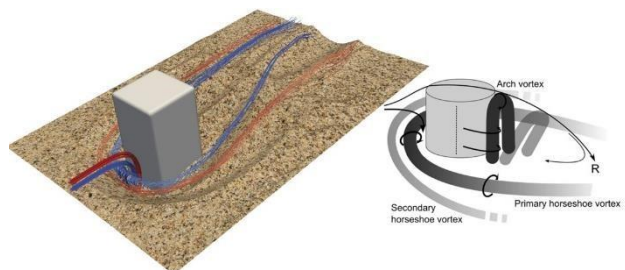
**Figura 2.-** Visualización de las estructuras de vórtices utilizando el Criterio Q y módulo del campo de vorticidad.

Se validó el código para el caso de erosión alrededor de un obstáculo rectangular a  $Re = 1000$ . En la Figura 3 puede observarse que se logra obtener con buena aproximación el patrón de erosión - sedimentación alrededor del obstáculo, obtenidas en un experimento físico (Burkow, et al, 2010).



**Figura 3.-** Comparación de la erosión alrededor de un obtáculo rectangular a  $Re = 1000$ , luego de 500 segundos. Resultados numéricos extraídos de Burkow 2016 (izquierda-abajo), resultados de este trabajo (centro), resultados experimento físico Burkow 2010.

En la Figura 4 se puede apreciar cualitativamente las complejas estructuras de vórtices teóricas que se espera obtener para este caso.

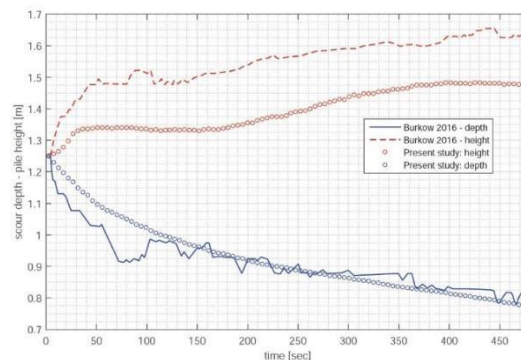


**Figura 4.-** Captura de los vórtices de herradura (primario y secundario) obtenidos en la simulación numérica de este trabajo (izquierda). Patrones de flujo tridimensional idealizados alrededor del objeto, figura extraída de Euler, 2012.

Finalmente en la Figura 5 se compara la profundidad de erosión delante del objeto (curva azul) cuyos valores resultan más importantes para aplicaciones de ingeniería fluvial. Puede observarse que los resultados concuerdan con las simulaciones

de Burkow, et al, 2016. Por otra parte, la altura de sedimentación (curva roja) difiere levemente, respecto a esto, hay que tener en cuenta que ambas simulaciones comparadas, se realizaron con diferentes condiciones de contorno, diferentes metodologías y algoritmos con lo que el resultado obtenido se considera suficientemente aceptable.

Los tiempos de cómputo para la simulación de erosión durante 500s físicos, fue del orden de 10h, utilizando una sola tarjeta de video, mientras que el tiempo reportado en Burkow, 2016, utilizando el software NaSt3D paralelizado en CPU, fue de 180h de cómputo, utilizando 2 nodos de un clúster con un total de 64 núcleos. Esto muestra que se requieren cerca de 36 nodos de similares características, para igualar el tiempo de cómputo de una tarjeta.



**Figura 5.-** Validación de resultados: evolución temporal de la profundidad de socavación delante del obstáculo y la altura máxima de la duna depositada tras el obstáculo. Comparación con el trabajo presentado en Burkow, 2016.

## Conclusiones

Se implementaron algoritmos eficientes en GPU de acuerdo a las características específicas del hardware, para resolver el flujo y el transporte de sedimentos, que permiten predecir la socavación local alrededor de obstáculos inmersos en una corriente líquida. Los resultados obtenidos fueron validados con los trabajos de otros autores. Se muestra entonces que la GPU surge como una alternativa para la computación de alto desempeño, capaz de realizar simulaciones numéricas aplicadas a la hidráulica fluvial con tiempos de cómputo reducidos.

## Agradecimientos

Universidad tecnológica Nacional, Facultad Regional Concordia (“Becas de formación de doctores para fortalecer las áreas de I+D+i”, Res. 1460/15).

Departamento del Agua, Centro Universitario Regional Litoral Norte – Sede Salto, Universidad de la República.

## Referencias

- Burkow, M.** (2010). Numerische simulation stromungsbedingten sedimenttransports und der entstehenden gerinnebettformen. Master's thesis, Mathematisch-Naturwissenschaftlichen Fakultät der Rheinischen Friedrich-Wilhelms-Universität Bonn, Bonn, Germany.
- Burkow, M., & Griebel, M.** (2016). A full three dimensional numerical simulation of sediment transport and the scouring at a rectangular obstacle. *Computers & Fluids*, 125, 1-10.
- Euler, T., & Herget, J.** (2012). Controls on local scour and deposition induced by obstacles in fluvial environments. *Catena*, 91, 35-46.
- Loppi, N. A., Witherden, F. D., Jameson, A., & Vincent, P. E.** (2018). A high-order cross-platform incompressible Navier–Stokes solver via artificial compressibility with application to a turbulent jet. *Computer Physics Communications*, 233, 193-205.
- Menter, F. R.** (1994). Two-equation eddy-viscosity turbulence models for engineering applications. *AIAA journal*, 32(8), 1598-1605.

## MORFOMETRÍA DE LA RED DE CANALES DEL DELTA DEL RÍO PARANÁ

1<sup>er</sup>. Nicolás E. Ortiz, 2<sup>do</sup>. Martín Sabarots Gerbec, 3<sup>er</sup>. Santiago Guizzardi y 4<sup>to</sup> Rafael Grimson

<sup>1,2 y 3</sup> Subgerencia Laboratorio de Hidráulica, Instituto Nacional del Agua, Argentina

<sup>4</sup> Universidad Nacional de San Martín  
nortiz@ina.gob.ar

### RESUMEN:

En el siguiente trabajo se presenta una metodología basada en datos para predecir la profundidad media de cursos de agua en el Delta del río Paraná. Para ello se trabajó con cinco fuentes de datos topobatimétricos, con los cuales se calcularon una serie de atributos de interés. Este conjunto de datos se entrenó con un algoritmo de aprendizaje automático denominado Random Forest Regression, el cual permite estimar la profundidad media de cursos de agua a partir de variables explicativas fácilmente obtenidas de diversas fuentes de información. El desarrollo de esta metodología permite avanzar en la caracterización hidráulica de cursos de agua no relevados y que constituyen insumos de importancia para el desarrollo de un modelo hidrodinámico de la zona.

### ABSTRACT:

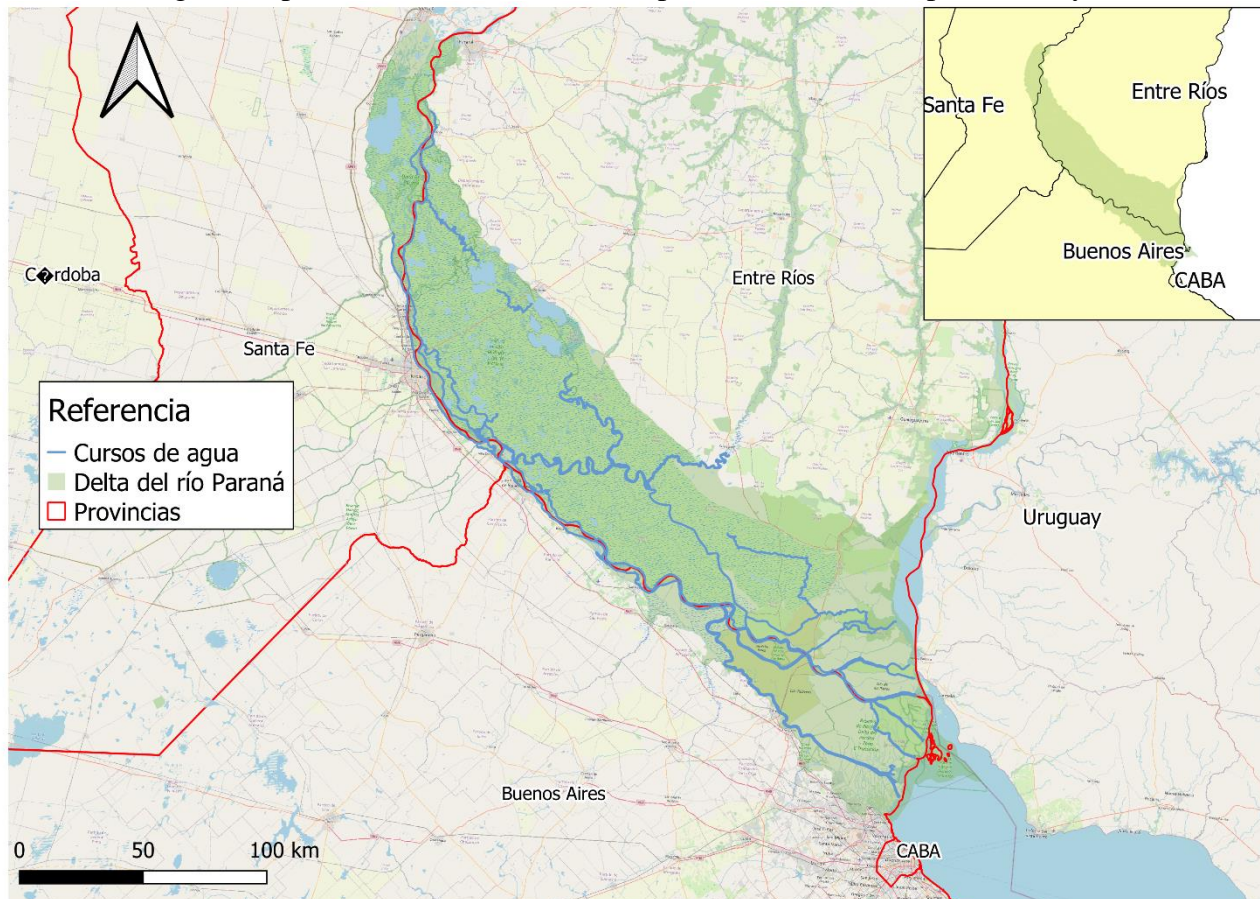
The following paper presents a data-driven methodology to predict the mean depth of watercourses in the Paraná River Delta. For this purpose, five topo-bathymetric data sources were used to calculate a series of attributes of interest. This data set was trained with a machine learning algorithm called Random Forest Regression, which allows estimating the mean depth of watercourses from explanatory variables easily obtained from various sources of information. The development of this methodology allows us to advance in the hydraulic characterization of watercourses that have not been surveyed and that constitute important inputs for the development of a hydrodynamic model of the area.

**PALABRAS CLAVES:** Delta del río Paraná, Random Forest Regression, Aprendizaje Automático.



## INTRODUCCIÓN

El Delta del río Paraná comprende un área de aproximadamente 1.500.000 ha desde su nacimiento en la localidad de Diamante en Entre Ríos, hasta su desembocadura en el estuario del Río de la Plata (Figura 1), presentando una relevante importancia comercial, productiva y ambiental.



**Figura 1.-** Ubicación geográfica del Delta del Paraná.

Para entender el funcionamiento de este sistema complejo es necesario recurrir a la modelación numérica y al análisis de datos para dar respuesta a diferentes problemáticas que se presentan. En los últimos años se han realizado diversas campañas de medición (aforos líquidos, batimétricos, topográficos, entre otros) para la recopilación de datos (Morale *et al.*, 2018) que sirven de insumo para la puesta a punto de los modelos hidrodinámicos en desarrollo (Sabarots Gerbec, 2014; Guizzardi *et al.*, 2022).

Dada la compleja red hidrológica y geomorfológica presente, se configura una red de canales heterogénea y dinámica en el tiempo que es necesario abordar de una manera eficiente. Una particularidad importante es que no se dispone de mediciones hidráulicas detalladas para la mayoría de los cursos de agua de la región del Delta del río Paraná, en particular para las ramas secundarias, lo cual no es una tarea sencilla de resolver dada las limitaciones económicas, físicas y de infraestructura para relevar todos los cursos de agua de interés, contando su principal vía fluvial con una extensión de unos 448 km de extensión.

En el presente trabajo se describe una metodología para la determinación de la profundidad media de los cursos de agua del Delta del Paraná con un enfoque basado en datos.



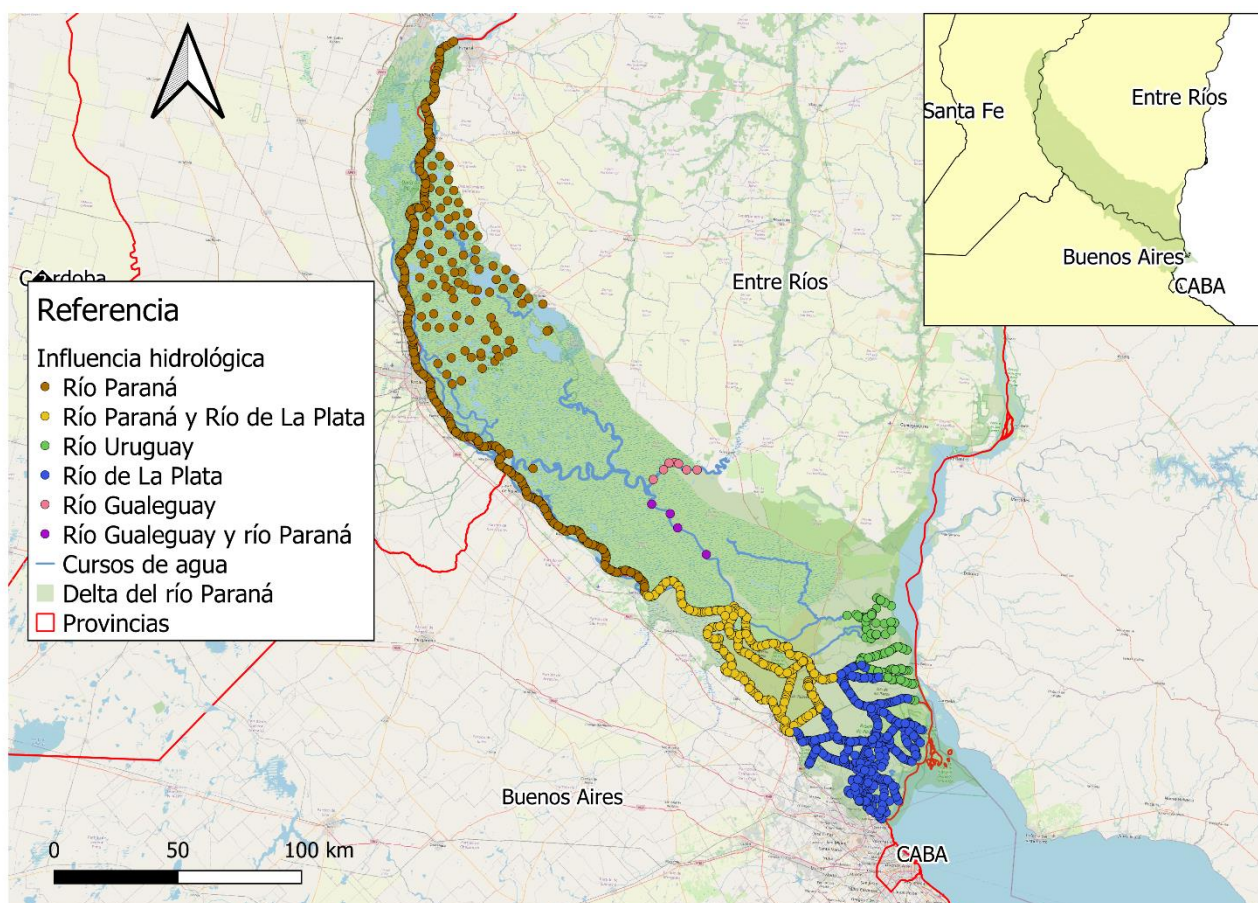
## METODOLOGÍA

Se partió de la hipótesis que las características morfométricas de los cursos de aguas principales y secundarios se ven influenciados principalmente por su historia geomorfológica y su régimen hidrológico.

Para ello se propone un abordaje de toma de decisiones basada en datos a partir del uso de fuentes provenientes de diferentes campañas realizadas a lo largo de los últimos años en la zona.

Se trabajó con una técnica de aprendizaje automático denominada Random Forest Regression, el cual es un algoritmo rápido, robusto y de fácil uso, que utiliza el método Bagging obteniendo resultados de diferentes predictores (árboles de decisión) los cuales son promediados. El objetivo es reducir la varianza del modelo y lograr un grado de generalización óptimo (James et al., 2013). Se eligió este algoritmo a modo experimental, dada la cantidad de datos presentes y las cualidades previamente mencionadas.

Se trabajó con un conjunto de 1295 datos de secciones transversales (Figura 2) que se recopilaron a partir de cinco fuentes de datos diferentes.



**Figura 2.-** Clasificación de secciones según influencia hidrológica.

Para el entrenamiento del modelo, en primera instancia se dividió el conjunto de datos en un set de entrenamiento (80%) y testeo (20%) y posteriormente se normalizaron los datos.

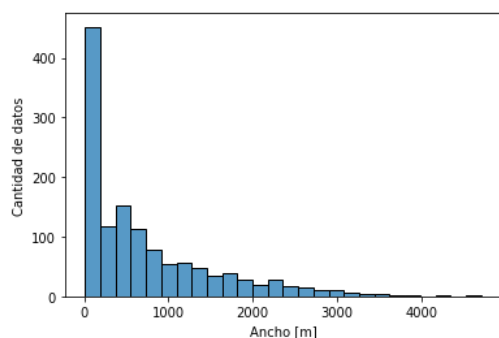
Los hiperparámetros que se optimizaron fueron: *n estimators* (se seleccionaron 100), *max depth* (se optimizó con 22 en un rango de 1 a 25), *min samples leaf* (se optimizó con 2, con valores de 2, 5, 10 y 20) y *min samples split* (se optimizó con 2, con valores de 2, 3, 4 y 5). La métrica utilizada para evaluar la performance del modelo fue RMSE (Root Mean Squared Error).

## ANÁLISIS EXPLORATORIO DE DATOS

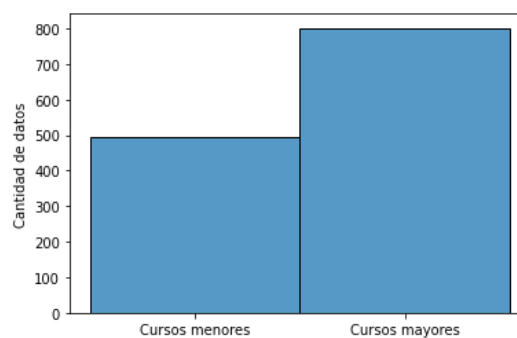
Los datos con los cuales se trabajó fueron recopilados de diferentes campañas de medición realizadas en diferentes épocas y por diferentes organismos, por lo cual presentan incertidumbres propias de cada técnica de medición.

Las variables explicativas se seleccionaron de acuerdo a la disponibilidad de información y dada la hipótesis que presentan una relación física con la profundidad media de los cursos de agua, la cual es la variable a explicar (Figura 3). A su vez, se consideró que sean datos que se puedan determinar de manera sencilla. Entre los atributos asociados a los datos, se encuentran:

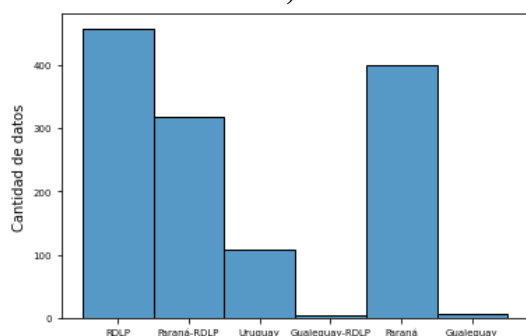
- Latitud
- Longitud
- Ancho del curso de agua
- Principal influencia fluvial bajo la que se encuentra el curso
- Unidades de paisaje
- Unidades geomorfológicas
- Cursos mayores o menores
- Cursos naturales o artificiales



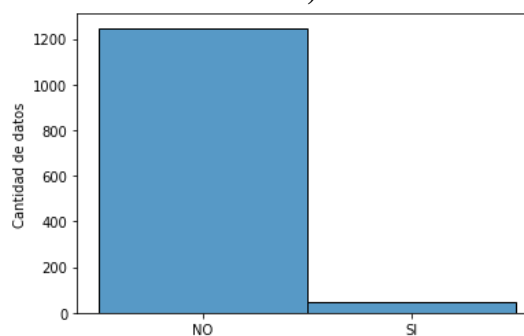
a)



b)

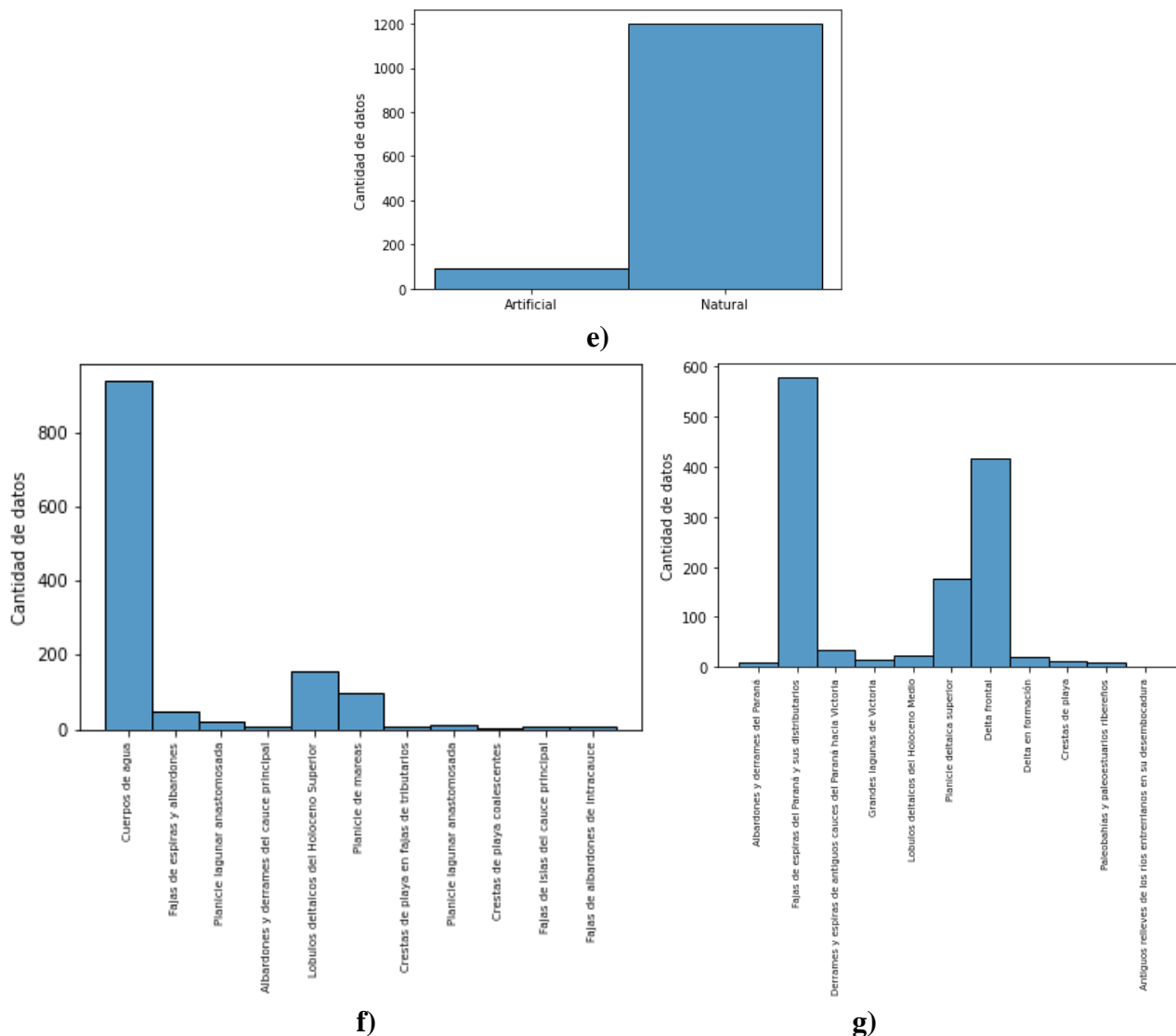


c)



d)





**Figura 3.-** Histogramas de variables explicativas. a).- Ancho de sección, b).- Dimensión, c).- Influencia hidrológica, d).- Influencia fluvial local, e).- Tipo, f).- Unidades de paisaje y g).- Unidades geomorfológicas.

## RANDOM FOREST REGRESSION

Random Forest es un ensamble de árboles de decisión que dependen de una colección de variables aleatorias y que utilizan funciones de embolsado (Bagging) y aleatoriedad para crear un bosque aleatorio con árboles de decisión no correlacionados.

Cada conjunto de embolsado se compone de un árbol de entrenamiento de una muestra de datos extraída del conjunto con reemplazo, lo que significa que los datos se pueden utilizar más de una vez, llamada muestra de arranque. De esa muestra de entrenamiento, un tercio se reserva como datos de prueba, conocidos como muestra fuera de la bolsa (out of bag). Luego, se introduce otra instancia de aleatoriedad a través del empaquetamiento de atributos, lo que agrega más diversidad al conjunto de datos y reduce la correlación entre los árboles de decisión.

Estos modelos se entrenan de manera independiente, en el caso de un problema de regresión se promediarán las predicciones de los árboles de decisión individuales (Figura 4). Esta metodología es ampliamente utilizada para reducir la varianza en conjuntos de datos ruidosos.

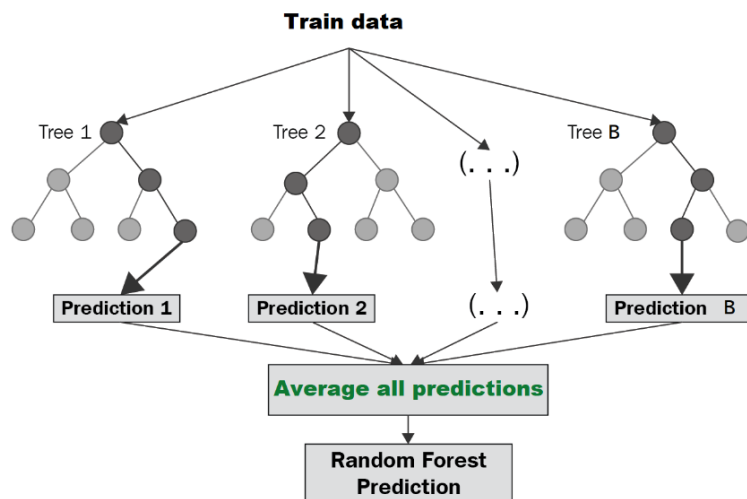


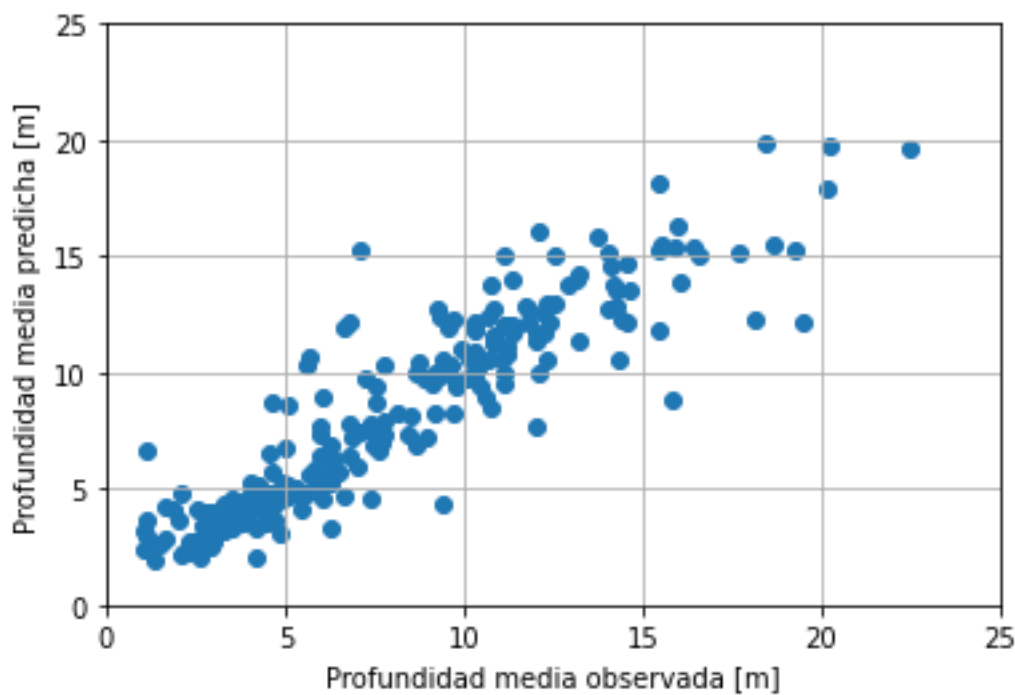
Figura 4.- Estructura de Random Forest.

Una característica importante del proceso de aplicación de algoritmos de aprendizaje automático es la selección y ajuste de los hiperparámetros del modelo. Este se realiza sobre el conjunto de datos de entrenamiento, en la cual se busca minimizar o maximizar una métrica de interés. La elección de los hiperparámetros y su rango de evaluación es arbitraria, pero es posible realizar múltiples pruebas para la elección de los más relevantes. Entre los hiperparámetros más relevantes en Random Forest encontramos:  $n\_estimators$  (número de árboles que tendrá Random Forest);  $max\_depth$  (profundidad máxima del árbol de decisión);  $min\_samples\_leaf$  (número mínimo de muestras que debe haber en un nodo final u hoja) y  $min\_samples\_split$  (número mínimo de muestras necesarias antes de dividir el nodo).

Con este algoritmo se consigue mejorar la capacidad predictiva en comparación a los modelos basados en un único árbol de decisión, pero la interpretabilidad del modelo se reduce. Al tratarse de una combinación de múltiples árboles, no es posible obtener una representación gráfica sencilla del modelo y no es inmediato identificar de forma visual que predictores son más importantes.

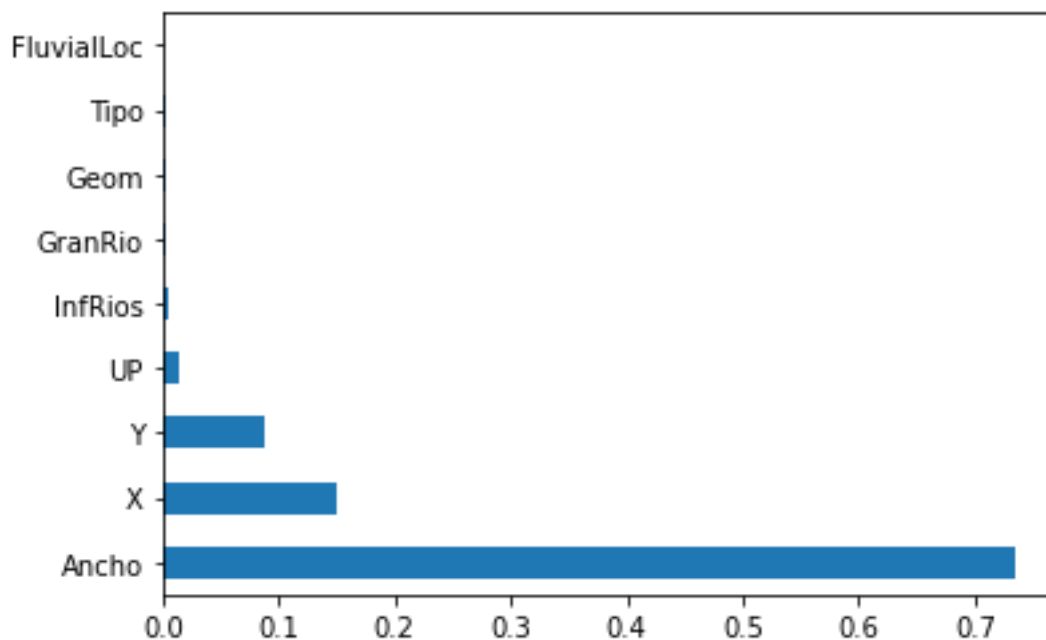
## RESULTADOS

Se presentan a continuación los resultados obtenidos de las predicciones de profundidad media realizadas en secciones pertenecientes a datos del conjunto de testeo (Figura 5).



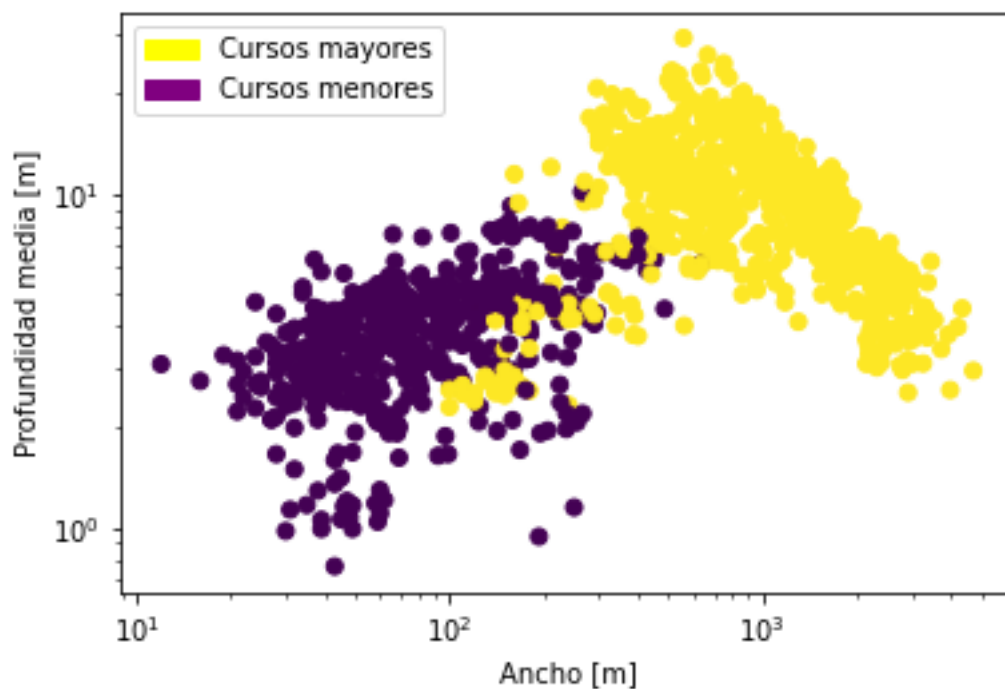
**Figura 5.-** Profundidad media observada versus profundidad media predicha.

Se obtuvo un RMSE de 1.79 m en el conjunto de datos de testeo. El atributo más explicativo de la profundidad media de los cursos de agua resultó ser el ancho de las secciones (Figuras 6 y 7).



**Figura 6.-** Importancia de variables en la predicción.





**Figura 7.-** Clasificación de cursos de agua en mayores y menores.

A partir de ello, se evaluó el error cuadrático medio en los cursos de agua que presentan un ancho mayor a 100 m y menor a 100 m, obteniéndose un RMSE de 1.94 m y 1.12 m respectivamente.

Por último, se evaluó el RMSE de cursos mayores y menores por zonas, las cuales fueron definidas por su influencia hidrológica principal (Tabla 1).

**Tabla 1.-** RMSE según influencia hidrológica en el conjunto de testeo.

Influencia hidrológica	Curso mayor	RMSE [m]
río Paraná	SI	1.37
río Paraná	NO	1.30
río Uruguay	SI	2.89
río Uruguay	NO	0.70
Río de La Plata y río Paraná	SI	2.54
Río de La Plata y río Paraná	NO	1.88
Río de La Plata	SI	1.63
Río de La Plata	NO	1.06
río Gueleguay	SI	2.35
río Gueleguay	NO	SIN DATOS
río Gueleguay y río Paraná	SI	SIN DATOS
río Gueleguay y río Paraná	NO	SIN DATOS

## CONCLUSIONES

La aplicación de esta técnica permite el desarrollo de una línea de base para el establecimiento de una metodología que permita predecir una variable hidráulica de importancia y a su vez estandarizar los procedimientos de medición en campañas planteando un objetivo específico.

A partir del análisis de datos por clases se observa que las mayores diferencias se presentan en grandes ríos y en zonas en los cuales hay menor disponibilidad de datos.

Esta metodología presenta la desventaja de estar condicionada fuertemente a la calidad de los datos presentes, los cuales fueron conseguidos de fuentes diversas y presentan clases de datos desbalanceadas. Sin embargo, el modelo presenta la cualidad de ir aprendiendo a medida que se incorporan nuevos datos y puede ir mejorando su performance a lo largo del tiempo, lo cual permitiría ir ajustando las diferencias presentes.

El desarrollo de esta información permite avanzar en la caracterización de cursos de agua no medidos y en los cuales la posibilidad de avanzar en el conocimiento a partir de la medición in situ es poco viable. En particular estos datos son necesarios generarlos para la construcción de un MDE topobatemétrico que incluya gran parte de los cursos de agua del Delta del río Paraná.

## REFERENCIAS

- James, G., Witten, D., Hastie, T., & Tibshirani (2013).** An introduction to statistical learning with applications in R. *Springer Science and Business Media*, ISBN: 978-1-4614-7137-7.
- Guizzard, S., Bianchi, J., Cortese, J.E., Uriburu Quirno, M., & Sabarots Gerbec, M. (2022).** Forecast System Implementation in the Paraná Delta. *Proceedings of the 39<sup>th</sup> IAHR World Congress, Granada, Spain.*
- Morale, M., Sabarots Gerbec, M. Re, M., Ortiz, N., & Bernal, J. (2018).** Delta del Paraná: del territorio hacia la modelación hidrodinámica. *IFRH 2018.*
- Sabarots Gerbec, M. (2014).** Estudio de la dinámica superficial de la red de canales del Delta Medio del río Paraná. *II Encuentro de Investigadores en Formación en Recursos Hídricos, Ezeiza, Argentina.*

## EXPERIMENTAL ASSESSMENT OF FLOW RESISTANCE IN CHANNELS WITH STEEP SLOPES AND LARGE-SCALE ROUGHNESS

<sup>1</sup>Mauricio Romero, <sup>2</sup>Jaime Torrico

<sup>1</sup>Researcher, Hydraulics Laboratory of San Simon University (LHUMSS),  
Av. Petrolera km 4.2, cell: +591 7979 7593, Cochabamba, Bolivia  
mauricioromero.m@fcyt.umss.edu.bo

<sup>2</sup>Civil Works Engineer, Yacimientos Petrolíferos Fiscales Bolivianos (YPFB),  
Av. Doble Vía La Guardia esq. Regimiento Lanza, cell: +591 7593 1971,  
Santa Cruz, Bolivia  
jtorricoa@ypfb.gob.bo

### RESUMEN:

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo evaluar experimentalmente, en un canal de pendiente regulable, una serie de modelos empíricos de resistencia al flujo para canales de pendiente fuerte y rugosidad a gran escala (grava y cantos rodados), a nivel de sección transversal y a nivel longitudinal. Se instaló un perfilador de lecho láser en la parte superior del canal del Laboratorio de Hidráulica de la UMSS (LHUMSS), con la finalidad de llevar a cabo relevamientos batimétricos del lecho. Para la distribución del tamaño de partículas superficiales, se aplicó el método de muestreo de Bunte & Abt (2001). Durante la fase experimental se evaluaron cuatro pendientes longitudinales y seis caudales (24 ensayos y 192 secciones transversales analizadas en total). A nivel de sección transversal, los modelos de Romero (2013) y Ugarte & Madrid-Aris (1994) presentaron los mejores desempeños en la evaluación del coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach  $f$  y la velocidad de escurrimiento  $V$ . Los modelos de Simons et al. (1989), Ugarte & Madrid-Aris (1994), Bathurst (2002) y Romero (2013) estimaron con mayor precisión  $f$  de y  $V$  a un nivel de longitud de tramo. A nivel de sección transversal se observa que la mayoría de los modelos empíricos potenciales son los que mejor estiman  $f$  y  $V$ , siendo la sumergencia relativa de la partícula  $d/D_{84}$  o  $R/D_{84}$  un parámetro importante.

### ABSTRACT:

The objective of the present research work is to evaluate experimentally, in a laboratory flume, a number of empirical models of flow resistance for channels with steep slopes and large-scale roughness, at a cross-section level and at a reach-length level. An artificial large-scale roughness bed, composed of coarse material (gravel and boulders), was set up in the adjustable slope flume of the Hydraulic Laboratory of San Simon University (LHUMSS, Cochabamba, Bolivia). To perform bathymetric scans of the bed, a laser bed profiler was installed on the top of the flume. For the surface particle size-distribution, sampling method Bunte & Abt (2001) was applied. Four flume bed slopes and six flow discharges were set up for the experimental phase (24 tests and 192 overall analyzed cross-sections). At a cross-section level, the models of Romero (2013) and Ugarte & Madrid-Aris (1994) presented the best performances in the assessment of the Darcy roughness coefficient  $f$  and flow velocity  $V$ . Models of Simons et al. (1989), Ugarte & Madrid-Aris (1994), Bathurst (2002) and Romero (2013) estimated more accurately  $f$  and  $V$  at a reach-length level. At cross-section level it is observed that most of the empirical models that best estimate  $f$  and  $V$  are power-based, being the particle relative submergence  $d/D_{84}$  or  $R/D_{84}$  an important parameter.

**KEY WORDS:** flow resistance; large-scale roughness; Darcy-Weisbach coefficient.



## INTRODUCTION

Equations of flow resistance or uniform flow equations (Chézy, Manning, Darcy-Weisbach) have been developed in principle semi-empirically, although grounded theoretically, for flow in pipes and channels with uniform flow. Subsequently, these equations have been the subject of different modifications and adaptations for complex processes and non-uniform conditions, present both in natural conditions of plain and mountain rivers (Bray, 1979).

In this sense, a number of formulations have been proposed and developed, relating friction factors to the gravel-bed hydraulic geometry (Afzalimehr & Anctil, 1998), form resistance (Abrahams & Li, 1998), grain roughness related to a characteristic grain size (Jarret, 1984; Bathurst, 1985; Bajestan & Yarahmadi, 2012), bed load conditions (Banerjee et al., 2018), particle relative submergences and sediment transport (Bathurst, 1985) and concentrations of coarser particles (Baiaomonte & Ferro, 1997) among others, where flow resistance and associated velocity profiles, related to downstream flow in open channels with small-scale roughness, are generally described in terms of the boundary-layer theory (Aguirre-Pe & Fuentes, 1990).

However, Aberle & Smart (2003) indicates that the hydraulics of steep mountain rivers is poorly understood and yet there is not a unique flow resistance equation for the assessment of the mean flow velocity and resistance in the available literature, since the morphology of mountain reaches, the water depth and the bed material size are of the same order of magnitude, being the study of hydraulic torrents still a challenging issue until nowadays (Romero, 2013).

The objective of the present research work is to evaluate experimentally, in a laboratory flume, a number of empirical models of flow resistance for channels with steep slopes and large-scale roughness.

Models of Bray (1979), Bathurst et al. (1981), Bathurst (1985), models of Simons et al. (1989), Bathurst (2002), Ugarte & Madrid-Aris (1994), Romero & Arnez (2012), Romero (2013), were assessed in order to estimate their accuracy in the prediction of the calculated Darcy-Weisbach roughness coefficient  $f_c$  and the calculated average flow velocity  $V_c$  at a cross-section level and reach-length level (average results from the 8 cross-sections), for different flow discharge and channel slope conditions.

## METHODS AND MATERIALS

### Flow Resistance

Flow resistance expresses the dynamic interaction between the water and the boundary in contact with the flow. Romero & Rojas (2009) indicate that the river bed retards or opposes the water flow, causing in turn energy losses.

Abrahams & Li (1998) state that the flow resistance in overland flows can be characterized as grain resistance, which is the result of shear and pressure forces over the grains and aggregates; form resistance which give rise to pressure differences between up and down flow sides of the obstacles; wave resistance, which includes free surface disturbances and the spill resistance (Abrahams et al., 1995) and the sediment transport resistance. In this sense, Bajestan & Yarahmadi (2012) state that in gravel bed rivers, flow resistance occurs more likely due to grain roughness.

According to Bray (1982), the following variables are considered when addressing flow over rough boundaries: the kinematic viscosity, the mass density of the fluid, the mass density of sediments, the median grain size, the average flow depth, channel width, hydraulic radius, the channel slope, the average velocity and the acceleration due to gravity.

However, Bathurst (1985) indicates that no general resistance equation for different conditions in mountain or steep-slope rivers has been developed yet. Discrepancies between empirical formulas

and experimental data occur due to the randomness of the pattern and spacing of the roughness elements, especially for protruding bed particles (boulders), where flow resistance is based mainly on individual drags (Aguirre-Pe & Fuentes, 1990).

In this sense, Aberle & Smart (2003) discuss the fact that most approaches for the determination of flow resistance in mountain torrents focus on the bed shear stress, based on uniform flow conditions, which seldomly occur in such streams. Hence such approaches should be considered as empirical ones. In addition, both authors also discuss the data acquisition techniques used in mountain streams, the difficulties in the accurate measurement of the hydraulic radius based on the wetted perimeter, and the fact that flow resistance for low relative submergence relays considerably on the density of the roughness elements.

## Flow Resistance Equations

Numerous empirical formulations have been published relating the so-called roughness coefficients to the gravel-bed river downstream hydraulic geometry (Afzalimehr & Anctil, 1998). In these relationships, known as flow resistance equations, such roughness coefficient estimates the retarding capacity of the contour to the flow (Romero et al., 2010).

Aberle & Smart (2003) indicate that the three existing approaches for flow resistance equations are: logarithmic, based on the Froude number  $F_r$  and the ones based on power-laws. In addition, both authors proposed the standard deviation  $s$  of the bed profiles instead of the characteristic grain size  $D_{84}$  in a logarithmic relationship including the Darcy-Weisbach roughness coefficient.

Other examples are a gravel-bed semilogarithmic formulation developed by Afzalimehr & Anctil (1998), using non-linear statistical tools, considering the influence of the relative roughness, the Froude number, the sediment mobility parameter and a cross-sectional form factor. Baiamonte & Ferro (1997) analysed the spatial variability of bed particles from a gravel-bed channel for simulating the influence of the coarse bed elements arrangement on the flow resistance law. Both authors propose a  $\Gamma$  parameter (Colosimo et al., 1988), which provides a measure of the frequency of the coarser particles in a bed layer.

Ferro & Giordano (1991) tackled this problem and experimentally showed that for large-scale roughness, the variation in the  $\Gamma$  parameter can be described by the variation in  $D_{84}$  or  $D_{90}$ .

## The Darcy-Weisbach velocity equation

The Darcy-Weisbach velocity equation was applied for the assessment of the observed values of  $f$  as (Romero, 2013):

$$\frac{V_o}{\sqrt{gR_hS_f}} = \sqrt{\frac{8}{f_o}} \quad [1]$$

where  $V_o$ : observed average flow velocity [m/s],  $g$ : acceleration due to gravity [m/s<sup>2</sup>],  $R_h$ : hydraulic radius [m],  $S_f$ : energy slope [-] and  $f_o$ : observed Darcy-Weisbach roughness coefficient [-]. Eq. [1] is a Froude approach (Aberle & Smart, 2003), widely used for flat rivers with rigid contours (Romero & Arnez, 2012).

## Large Scale-Roughness

The concept of relative submergence  $d/D_m$  was first defined by Bathurst (1978), where  $d$ : average flow depth and  $D_m$ : characteristic particle size (Romero et al., 2010).

Channels with large-scale roughness are mainly characterized by steep slopes, high roughness particles, and flow depths of the same order of magnitude as the bed material. The ratio between the width and depth of the water that occurs in these channels is high and, at low flows, it can exceed a value of 100 (Bathurst, 1982).

Ranges of relative submergence  $d/D_{84}$  are considered as follows (Wolman, 1954; Bathurst, 1985):  $d/D_{84} > 4.0$  for small scale roughness;  $1.2 < d/D_{84} < 4.0$  for intermediate scale roughness and  $d/D_{84} < 1.2$  for large scale roughness, where  $D_{84}$ : grain size in which 84 % of the particles are finer by counting.

## Flow Resistance Empirical Models

There are plenty of flow resistance empirical model in the available literature. Those models are based on vertical velocity distribution laws, in which the resistance coefficient is a normative function of the relative submergence of the flow, or equations that, based on dimensional or statistical analysis, include variables such as relative submergence, longitudinal slope or the number of Froude (for high subcritical or even supercritical values) (López, 2005).

For most of these formulas, their application is restricted to well-defined alluvial channels with uniform slopes, in which energy losses are not considered due to the effect of vegetation or longitudinal variation of the section, slope or alignment. In addition, variations in the resistance coefficients are prone to occur both at a site or between sites (Bathurst, 1985). Next, a brief summary of the formulas evaluated in this study is presented below (from Romero & Rojas, 2009 and Romero et al., 2010).

**Model of Bray (1979):** The author proposed the following logarithmic relationship based on data from 67 rivers in Canada.

$$\frac{1}{f^{0.5}} = 0.284 + 2.36 \log\left(\frac{d}{D_{50}}\right) \quad [2]$$

where  $f$ : the Darcy-Weisbach roughness coefficient;  $d$ : average flow depth [m];  $D_{50}$ : is the grain size in which 50 % of the particles are finer by counting [m].

**Model of Bathurst et al. (1981):** This equation is appropriate for large-scale roughness as follows:

$$\left(\frac{8}{f}\right)^{0.5} = \frac{V}{\sqrt{gdS_f}} = K_1 K_2 K_3 \quad [3]$$

where  $K_1$ : term tackling drag forces on the fluid from the free surface of the particles;  $K_2$ : term related to the roughness geometry and  $K_3$ : term that considers a relative roughness area. Romero et al. (2010) present the empirical expressions for these empirical coefficients, taken from Bathurst (1981).

**Model of Bathurst (1985):** This model is a semi-logarithmic one, from the resistance law proposed by Hey (1979) and suitable for gravel-bed rivers.

$$\left(\frac{8}{f}\right)^{0.5} = 5.62 \log\left(\frac{d}{D_{84}}\right) + 4 \quad [4]$$

**Model of Simons et al. (1989):** This model is illustrated in detail in Simons & Sentürk (1992). The authors present several relationships for riverbed slopes up to 17%, for intermediate and large scale-roughness as follows:



$$\left(\frac{8}{f}\right)^{0.5} = a \left(\frac{d}{D_{84}}\right)^b \sigma^c \quad [5]$$

where  $a = 1.68$ ,  $b = 0.44$ ,  $c = -0.44$ : dimensionless coefficients depending on the scale roughness and riverbed slopes (Simons & Sentürk, 1992);  $\sigma$ : standard geometric deviation of the particle sizes.

**Model of Ugarte & Madrid-Aris (1994):** Both authors developed for the Manning coefficient  $n$  [ $\text{m}^{-1/3} \text{s}$ ] the following formula for large-scale roughness of the riverbed, based upon the published data by Jarret (1984) and Bathurst (1985):

$$n = \left[ 0.219 + \ln \left( \frac{1.3259 S_f^{0.0785} \left\{ \frac{R}{D_{84}} \right\}^{0.0211}}{F_r^{0.2054}} \right) \right] \frac{D_{50}^{1/6}}{\sqrt{g}} \quad [6]$$

where  $R$ : hydraulic radius [m]. The Darcy-Weisbach roughness coefficient  $f$  is related to  $n$  through the following expression (Romero & Rojas, 2009):

$$\left(\frac{f}{8}\right)^{0.5} = \frac{ng^{1/2}}{R_h^{1/6}} \quad [7]$$

**Model of Bathurst (2002):** This model is based upon data from 27 rivers in UK, USA and Czech Republic (García, 2005) for values of  $0.8\% < S_o < 4\%$  and  $d/D_{84} < 11$ , where  $S_o$  is the riverbed slope [-].

$$\left(\frac{8}{f}\right)^{0.5} = \frac{V}{\sqrt{g R_h S_o}} = 3.84 \left(\frac{d}{D_{84}}\right)^{0.547} \quad [8]$$

**Model of Romero & Arnez (2012):** This empirical flow resistance formula evaluates the Darcy-Weisbach resistance coefficient  $f$  in a representative stream cross-section with large-scale roughness conditions. Data were obtained from field measurements at five streams from the northern mountain range of the city of Cochabamba, Bolivia.

$$\left(\frac{8}{f}\right)^{0.5} = 1.957 \frac{d}{D_{50}} F_r^{1.355} + 0.0221 S_o^{-0.513} \quad [9]$$

**Model of Romero (2013):** This model was developed based upon extensive field work at five torrents from the northern mountain range of the city of Cochabamba, Bolivia. Basic data were collected at representative cross-sections through 120 liquid discharge measurements, 15 river sampling campaigns and 30 topographic surveys.

$$\left(\frac{8}{f}\right)^{0.5} = 1.039 \left(\frac{d}{D_{84}}\right)^{0.114} \sigma^{0.068} S_o^{-0.470} F_r^{0.863} \quad [10]$$

where  $\sigma = (D_{84}/D_{16})^{0.5}$ : standard geometric deviation of the particle sizes [-];  $D_{16}$ : is the grain size in which 16 % of the particles are finer by counting [m].

## Experimental Setup

An artificial large-scale roughness bed, composed of coarse material (gravel and boulders), was set up in the adjustable slope flume of the Hydraulic Laboratory of San Simon University (LHUMSS, Cochabamba, Bolivia). The flume length is 18 m with a cross-section of 0.80 m × 0.80 m and the adjustable slope range is  $\pm 3^\circ$  (see Figure 1). Downstream boundary conditions are attained through a tilting gate controlled automatically.

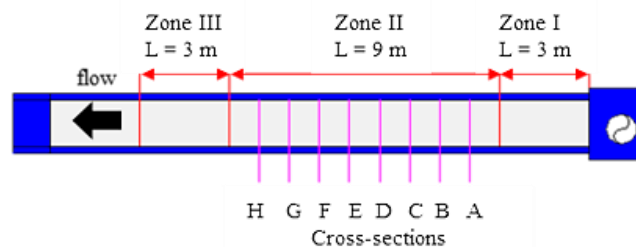


**Figure 1.-** Tilting flume with artificial large-scale roughness bed. Limnimeter and laser profile depicted on left figure

The LHUMSS has a recirculation system composed of two concrete tanks, a pumping facility consisting in two pumps of 200 and 100 l/s and a feeding pipe of 300 mm, designed to provide a constant water discharge to the flume by means of an electromagnetic flow meter and an automatic valve installed in the pipe.

To perform bathymetric scans of the bed, a laser bed profiler was installed on top of the flume (see Figure 1). The provided outputs were longitudinal and transverse bed profiles.

The flume was divided in 3 zones (see Figure 2). Zone II ( $L = 9$  m) was to accommodate 8 cross-sections in which all the measurements were carried out. This bed zone was composed of large-scale roughness particles.



**Figure 2.-** Plan view of the flume, Zones and control cross-sections

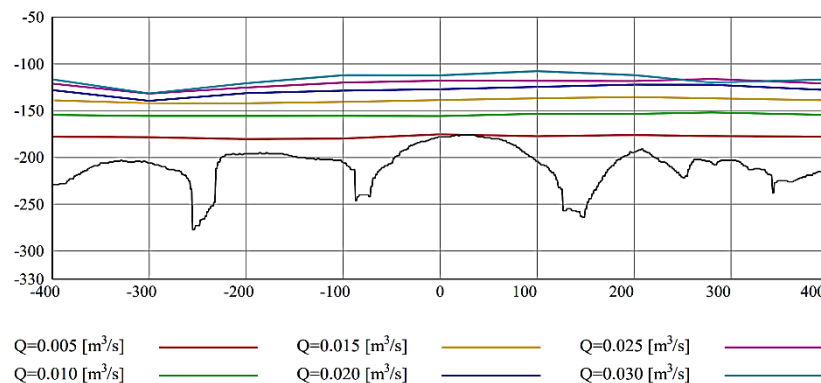
For the surface particle size-distribution, sampling method Bunte & Abt (2001) was applied (see Figure 3). The sampled diameters were  $D_{16} = 34.32$  mm;  $D_{50} = 80.96$  mm;  $D_{84} = 122.00$  mm;  $D_{90} = 133.30$  mm by counting, with a geometric standard deviation  $\sigma = 1.89$ . Water levels were measured every 0.05 m in each cross-section shown in Figure 2, through a movable limnimeter installed on top of the flume (see Figure 1).

Flume bed slopes of 2.1, 3.0, 4.2 and 5.0% and flow discharges of 0.005, 0.010, 0.015, 0.020, 0.025 and 0.030  $\text{m}^3/\text{s}$  were set up for the experimental phase (24 tests and 192 overall analysed cross-sections).

As illustration, Figure 4 presents an example of a cross-section survey for all the studied discharges  $Q$  and the bed slope  $S_o = 5.0\%$ . Water profiles are depicted in coloured lines.



**Figure 3.-** Metallic frame (0.60 m  $\times$  0.60 m) and gravelometer (left) used for the sampling method of Bunte & Abt (2001) (right)



**Figure 4.-** Cross-section C obtained through the laser profiler on top of the channel. Different transverse water profiles depicted for studied water discharges  $Q$ ;  $S_o = 5.0\%$

During the 24 tests, uniform flow was assumed (Bray, 1979; Bathurst, 1981, 1985; Simons et al. 1989, Bathurst, 2002; Bajestan & Yarahmadi, 2012; Romero 2013; Banerjee et al., 2018; Chen et al., 2020). The ranges of the observed velocities  $V_o$  and the relative submergence  $d/D_{84}$  were:  $0.114 \text{ m/s} < V_o < 0.664 \text{ m/s}$ ;  $0.254 < d/D_{84} < 0.765$  (large-scale roughness condition). The Froude number  $F_r$  varied from 0.155 to 1.185, with an average value of 0.420, a standard deviation of 0.156 and a coefficient of variation  $CV = 0.371$ . In 98.91% of the tests, subcritical flow condition was present ( $F_r < 1$ ), in accordance to what has been reported in Bathurst (1985), Baiamonte & Ferro (1997), Afzalimehr & Anctil (1998), Romero & Rojas (2009), Cassan et al. (2014) and Carollo & Ferro (2021).

## RESULTS AND DISCUSSION

Models of Simons et al. (1989), model of Bathurst (2002), Ugarte & Madrid-Aris (1994), Romero & Arnez (2012), Romero (2013), were assessed in order to estimate their accuracy in the prediction of the calculated Darcy-Weisbach roughness coefficient  $f_c$  and the calculated average flow velocity  $V_c$  at a cross-section level and at a reach-length level (average results from the 8 cross-sections).

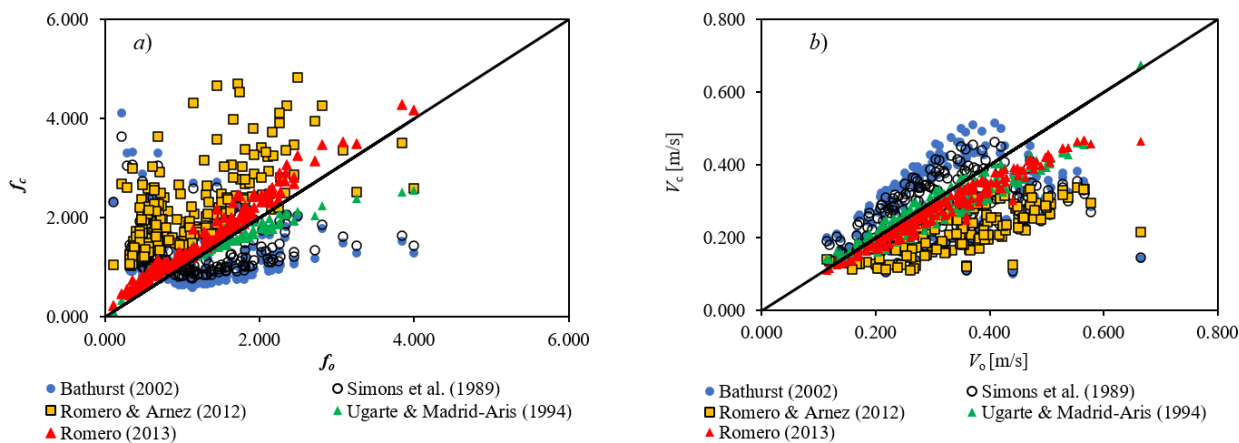
From an initial assessment, models of Bray (1979), Bathurst et al. (1981) and Bathurst (1985) did not produce good results in the estimation of both  $f$  and  $V$ , hence, they were not further considered during the present research.



The Darcy-Weisbach velocity equation was applied for the assessment of the observed values of  $f$  and  $V$  ( $f_o$  and  $V_o$  in Eq. [1]).

In order to perform an accurate and precise comparison between observed and calculated values of  $f$  and  $V$  for each applied model, the root mean square error ( $RMSE_x$ ), the Nash-Sutcliffe efficiency coefficient ( $NSE_x$ ), the mean absolute percentage error ( $MAPE_x$ ) and the modified index of agreement of Willmott ( $W_x$ ) were assessed. The subscript  $x$  denotes " $f$ " or " $V$ ".

At a cross-section level (192 data for each model), the models of Romero (2013) and Ugarte & Madrid-Aris (1994) presented the best performances in the assessment of the Darcy roughness coefficient  $f$  and flow velocity  $V$ , as illustrated in Figure 5 and tables 1 and 2.



**Figure 5.-** Dispersion diagrams of assessed models: a)  $f_c$  vs.  $f_o$  and b)  $V_c$  vs.  $V_o$  at a cross-section level;  $0.254 < d/D_{84} < 0.765$  (large-scale roughness condition);  $0.114 \text{ m/s} < V_o < 0.664 \text{ m/s}$

**Table 1.-** Values of  $RMSE_f$ ,  $MAPE_f$ ,  $NSE_f$  and  $W_f$  for the studied literature models in the assessment of  $f$ ; cross-section level

Model	$RMSE_f$ [%]	$MAPE_f$ [%]	$NSE_f$ [-]	$W_f$ [-]
Simons et al. (1989)	251.27	125.13	-0.63	0.31
Bathurst (2002)	257.27	120.79	-0.76	0.29
Ugarte & Madrid-Aris (1994)	37.32	29.27	0.85	0.94
Romero & Arnez (2012)	214.3	150.73	-1.84	0.60
Romero (2013)	36.01	30.23	0.84	0.96

**Table 2.-** Values of  $RMSE_V$ ,  $MAPE_V$ ,  $NSE_V$  and  $W_V$  for the studied literature models in the assessment of  $V$ ; cross-section level

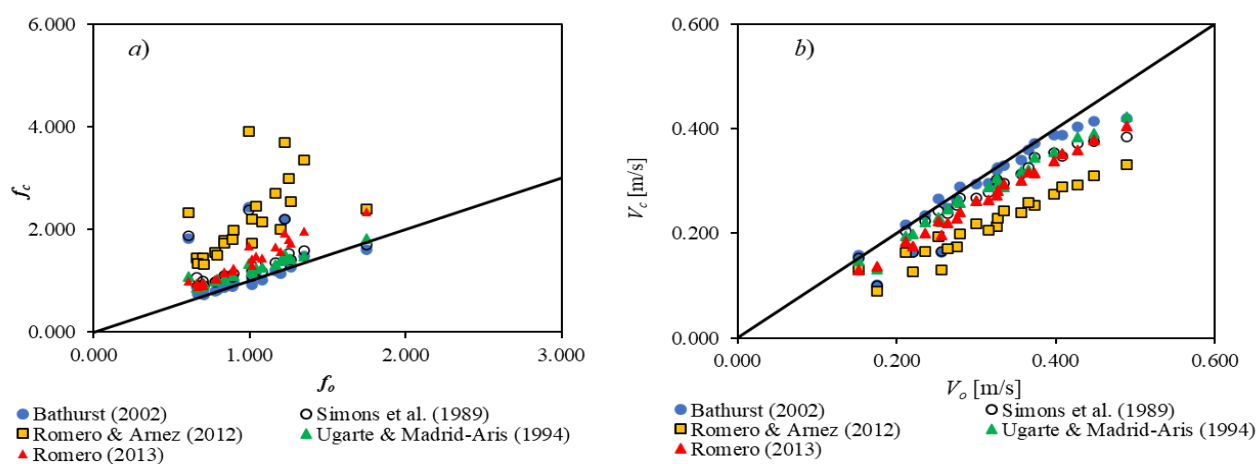
Model	$RMSE_V$ [%]	$MAPE_V$ [%]	$NSE_V$ [-]	$W_V$ [-]
Simons et al. (1989)	33.37	29.11	-0.34	0.57
Bathurst (2002)	36.05	32.28	-0.37	0.57
Ugarte & Madrid-Aris (1994)	13.84	11.48	0.76	0.92
Romero & Arnez (2012)	34.61	30.96	-0.52	0.62
Romero (2013)	13.21	11.71	0.78	0.93

From Figure 5 it is observed that model of Ugarte & Madrid-Aris (1994) underestimates de observed Darcy-Weisbach roughness coefficient  $f_o$  calculated from Eq. [1]. Model of Romero (2013) overestimates  $f$ .

Both models exhibit errors in the estimation of  $f_o$  of around and slightly higher than 30%, as reported by Aguirre-Pe & Fuentes (1990) for  $d/D_{84} < 6.0$  and  $0.4\% < S_o < 5\%$ . In this sense, Bathurst (1985) reports errors from  $\pm 25\%$  up to  $\pm 35\%$  if an empirical approach is to be used, where the friction factor  $f$  is calculated based upon a relative submergence  $d/D_m$ .

At a cross-section level, both models present better results in relation to the estimation of the average velocity  $V$ , although slightly underestimating the observed average velocity  $V_o$ . This improvements in the statistics are due to the fact that there is less scatter of the points ( $V_o$ ,  $V_c$ ) relative to the bisector line (perfect agreement) than in the case of ( $f_o$ ,  $f_c$ ) as shown in Figure 5.

At a reach-length level, the data for  $f$  and  $V$  were obtained by averaging them for the 8 cross-sections studied, for each discharge and slope considered (24 points per model). Figure 6 and tables 3 and 4 present the achieved results.



**Figure 6.-** Dispersion diagrams of assessed models: a)  $f_c$  vs.  $f_o$  and b)  $V_c$  vs.  $V_o$  at a reach-length level;  $0.254 < d/D_{84} < 0.765$  (large-scale roughness condition);  $0.152 \text{ m/s} < V_o < 0.490 \text{ m/s}$

From Figure 6 it is observed that; at reach-length level, both models of Ugarte-Madrid-Aris (1994) and Romero (2013) overestimate the observed Darcy-Weisbach roughness coefficient  $f_o$  from Eq. [1]. From tables 1 and 3 it is observed that for model Ugarte & Madrid-Aris (1994)  $RMSE_f$ ,  $MAPE_f$  improved slightly in relation to the same cross-section level's statistics, whereas for  $NSE_V$  and  $W_V$  results are poorer. Statistics from the model of Romero (2013) presents less favourable results related to the ones at a cross-section level.

Models of Simons et al. (1989), Ugarte-Madrid-Aris (1994), Bathurst (2002) and Romero (2013) presented a lot more satisfactory results for the estimation of the average flow velocity  $V$  at a reach-length level, as seen from the statistics related to  $V_o$  and depicted in Table 4. Additionally, the first three models improved significantly their statistics when compared to the corresponding ones at a cross-section level (see Table 2). Only models of Simons et al. (1989) and Romero (2013) provided less satisfactory results for  $NSE_V$  than the other two.

It is important to mention that the improvement in the models' statistics, regarding the prediction of  $V$  in relation to  $f$ , has been already reported in Romero (2013); either at the cross-section level or at the reach-length level, due to the fact that the data from the Darcy-Weisbach roughness coefficient present greater scattering than those coming from the average flow velocity.

**Table 3.-** Values of  $RMSE_f$ ,  $MAPE_f$ ,  $NSE_f$  and  $W_f$  for the studied literature models in the assessment of  $f$ ; reach-length level

Model	$RMSE_f$ [%]	$MAPE_f$ [%]	$NSE_f$ [-]	$W_f$ [-]
Simons et al. (1989)	62.08	39.13	-2.32	0.53
Bathurst (2002)	56.34	25.9	-1.83	0.57
Ugarte & Madrid-Aris (1994)	29.04	24.8	0.28	0.83
Romero & Arnez (2012)	141.44	125.11	-23.92	0.29
Romero (2013)	43.12	40.89	-1.53	0.70

**Table 4.-** Values of  $RMSE_V$ ,  $MAPE_V$ ,  $NSE_V$  and  $W_V$  for the studied literature models in the assessment of  $V$ ; reach-length level

Model	$RMSE_V$ [%]	$MAPE_V$ [%]	$NSE_V$ [-]	$W_V$ [-]
Simons et al. (1989)	16.61	12.9	0.69	0.92
Bathurst (2002)	13.90	7.93	0.85	0.96
Ugarte & Madrid-Aris (1994)	8.55	7.68	0.92	0.98
Romero & Arnez (2012)	33.55	31.95	-0.47	0.69
Romero (2013)	16.22	15.59	0.65	0.91

## CONCLUSIONS

The objective of the present research work was to evaluate experimentally, in a laboratory flume, a number of empirical models of flow resistance for channels with steep slopes and large-scale roughness, at a cross-section level and at a reach-length level. Four flume bed slopes and six flow discharges were set up for the experimental phase (24 tests and 192 overall analyzed cross-sections).

At a cross-section level, the models of Romero (2013) and Ugarte & Madrid-Aris (1994) presented the best performances in the assessment of the Darcy-Weisbach roughness coefficient  $f$  and flow velocity  $V$ . Models of Simons et al. (1989), Ugarte & Madrid-Aris (1994), Bathurst (2002) and Romero (2013) estimated more satisfactory  $f$  and  $V$  at a reach-length level.

It was observed that more precise results are obtained in the assessment of  $f_o$  and  $V_o$  at a reach-length level than at a cross-section level, due to the fact that data averaging from 192 to 24 points, for each studied model, reduces considerably the scattering.

The data scattering of the Darcy roughness coefficient  $f$  can be attributed to a number of factors like: a complex morphology of the flume artificial bed and the density of its roughness elements, the precise determination of both the water depth and elevation, the cross-section hydraulic radius, specially at a low-relative submergence, the lack of data detrend (Aberle & Smart, 2003), uncertainty in the sampling method of particles (errors up to  $\pm 15\%$  according to Hey & Thorne, 1983) and in the application of empirical methods developed for rivers with different flow characteristics (Bathurst, 1985; Romero, 2013), wave and spill resistance that are not considered (Abrahams & Li, 1998), the matter of turbulence (Afzalimher & Anctil, 1998), the randomness of the pattern and spacing of roughness elements (Baiamonte & Ferro, 1997), the individual drag from protruding elements in the flow, both bottom location and wake zones (Aguirre-Pe & Fuentes, 1990), the changing discharges at a site and between sites and the errors in the Froude number  $F_r$  assessment ( $\pm 11\%$ ),  $(8/f)^{0.5}$  ( $\pm 12\%$ ) and  $d/D_{84}$  ( $\pm 16\%$ ) (Bathurst, 1985) among others.



Finally, at cross-section level it is observed that most of the empirical models that best estimate  $f$  and  $V$  are power-based  $(d/D_{84})^n$ , being the particle relative submergence  $d/D_{84}$  or  $R/D_{84}$  an important parameter, as reported in Bathurst (2002) and Chen et al. (2020) for mountain rivers, although better results may be obtained if  $D_{84}$  is replaced by the standard deviation  $s$  of the bed profile (Aberle & Smart, 2003).

## ACKNOWLEDGMENTS

We would like to express our gratitude to the Hydraulics Laboratory staff of the Universidad Mayor de San Simón (LHUMSS), for their support and help during the experimental phase.

## REFERENCES

- Aberle, J. and Smart, G.M.** (2003). "The influence of roughness structure on flow resistance on steep slopes". *Journal of Hydraulic Research*, IAHR, Vol. 41, No. 3, pp. 259-269.
- Abrahams, A.D. and Li, G.** (1998). "Effect of Saltating Sediment on Flow Resistance and Bed Roughness in Overland Flow". *Earth Surface Processes and Landforms*, Vol. 23, pp. 953-960.
- Abrahams, A.D., Li, G. and Atkinson, J.F.** (1995). "Step-Pool Streams: Adjustment to Maximum Flow Resistance". *Water Resources Research*, Vol. 31, No. 10, pp. 2593-2602.
- Afzalimehr, H. and Ancil F.** (1998). "Estimation of Gravel-Bed River Flow Resistance". *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 124, No. 10, pp. 1054-1058.
- Aguirre-Pe, J. and Fuentes, R.** (1990), "Resistance to Flow in Steep Rough Streams". *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 116, No. 11, pp. 1374-1387.
- Baiamonte, G. and Ferro, V.** (1997). "The Influence of Roughness Geometry and Shields Parameter on Flow Resistance in Gravel-Bed Channels". *Earth Surface Processes and Landforms*, Vol. 22, pp. 759-772.
- Bejestan, M.S. and Yarahmadi, M.B.** (2012). "River Bed Resistance Coefficient Variation of Different Sediment Particle Shapes". *Proceedings of the World Environmental and Water Resources Congress 2012: Crossing Boundaries*. Albuquerque, New Mexico, USA.
- Banerjee, S. Naik, B., Singh, P. and. Khatua K. K.** (2018). "Flow Resistance in Gravel Bed Open Channel Flows Case: Intense Transport Condition". *Journal of Hydraulic Engineering*, ISH, pp. 1-12. doi: 10.1080/09715010.2017.1422189.
- Bathurst, J.C.** (1978). "Flow Resistance of Large-Scale Roughness". *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 104, No. HY12, pp. 1587-1603.
- Bathurst, J.C., Li, R.-M., Simons, D.B.** (1981). "Resistance Equation for Large-Scale Roughness". *Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Hydraulics Division*. Vol. 107, No. HY12, pp. 1593-1613.
- Bathurst J. C.** (1985). "Flow Resistance Estimation in Mountain Rivers". *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 625-643.
- Bathurst J. C.** (2002). "At-a-site Variation and Minimum Flow Resistance for Mountain Rivers". *Journal of Hydrology*, ELSEVIER, Vol. 269, pp. 11-26.
- Bray, D.I.** (1979). "Estimating Average Velocity in Gravel-Bed Rivers". *Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Hydraulics Division*. Vol. 105, No. HY9, pp. 1103-1122.
- Bray, D. I.** (1982). "Flow Resistance in Gravel-Bed Rivers". *Gravel-Bed Rivers*. John Wiley & Sons, Inc., New York, 109-137.
- Bunte, K. and Abt, S.** (2001), "Sampling Surface and Subsurface Particle-Size Distributions in Wadable Gravel- and Cobble-Bed Streams for Analyses in Sediment Transport, Hydraulics and Streambed Monitoring". *General Technical Report RMRS-GTR-74*. USDA.
- Carollo, F.G. and Ferro, V.** (2021). "Experimental Study of Boulder Concentration Effect on Flow Resistance in Gravel Bed Channels". *Catena*, Vol. 205: 105458.

- Cassan, L., Tien, T.D., Courret, D., Laurens, P. and Dartus D.** (2014). “Hydraulic Resistance of Emergent Macroroughness at Large Froude Numbers: Design of Nature-Like Fishpasses”. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 140, No. 9: 04014043.
- Chen, X., Marwan A. Hassan, M.A., An Ch., and Fu X.** (2020). “Rough Correlations: Meta-Analysis of Roughness Measures in Gravel Bed Rivers”. *American Geophysical Union*, Accepted Article. doi:10.1029/2020WR027079. 32 pp.
- Colosimo, C., Copertino, V.A. and Veltri, M.** (1988). “Friction Factor Evaluation in Gravel-Bed Rivers”. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 861-876.
- Ferro, V. and Giordano, G.** (1991). “Experimental Study of Flow Resistance in Gravel-Bed Rivers”. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 117, No. 10, pp. 1239-1246.
- García D. F.** (2005), “Hidráulica y Transporte de Sedimentos en Ríos de Montaña”. *Master Dissertation*. Universidad de los Andes. Departamento de Ing. Civil. Colombia.
- Hey, R. D. and Thorne, C. R.** (1963). “Accuracy of Surface Samples from Gravel Bed Material”. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 109, No. 6, pp. 842-851.
- Jarrett, R. D.** (1984), “Hydraulics of High-Gradient Streams”. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 110, No. 11, pp. 1519-1539.
- López, R.** (2005), “Resistencia al Flujo en Ríos de Alta Montaña”. *Doctoral Thesis*. Programa de Doctorado de Ingeniería, Universidad de Lleida. (In Spanish).
- Romero, M. and Arnez, R.** (2012), “Nueva Formula Empírica de Resistencia al Flujo en Ríos de Pendiente Fuerte y Rugosidad a Gran Escala”. *Proceedings of the XXV Latin-Ameician Congress on Hydraulics*, San José, Costa Rica.
- Romero, M. and Rojas, E.D.** (2009). “Resistencia al Flujo en un Río de Pendiente Fuerte en Bolivia”. *Proceedings of the 4<sup>th</sup> Regional Symposium on River Hydraulics*, Salta, Argentina. (In Spanish)
- Romero, M.** (2013). “New Empirical Formula for Flow Resistance Assessment in Steep Torrents”. *Proceedings of the 35<sup>th</sup> IAHR World Congress*, Chengdu, China.
- Romero, M., Revollo, N. and Molina, J.** (2010). “Flow Resistance in Steep Mountain Rivers in Bolivia”. *Journal of Hydrodynamics*, ELSEVIER, Vol. 22, No. 5, pp. 702-705.
- Simons D. B. and Sentürk, F.** (1992). *Sediment Transport Technology*. Water Resources Publications, Colorado, U.S.A.
- Ugarte, A. and Madrid-Aris, M.** (1994). “Roughness Coefficient in Mountain Rivers”. *Hydraulic Engineering*, ASCE Press, New York.
- Wolman, M. G.** (1954). “A Method of Sampling Coarse River-Bed Material. *Transactions of American Geophysical Union*, AGU, Vol. 335, No. 6, pp. 951-956.

# EL CONTEXTO GEOLÓGICO DE LOS CAMBIOS MORFOLÓGICOS AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO DE PRESAS EN COLOMBIA

Andrés Vargas-Luna\*, Diana C. Alvarado, y Juan D. Giraldo-Osorio

Maestría en Hidrosistemas, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia

\* Autor de correspondencia

avargasl@javeriana.edu.co; diana\_alvarado@javeriana.edu.co; j.giraldo@javeriana.edu.co

## Introducción

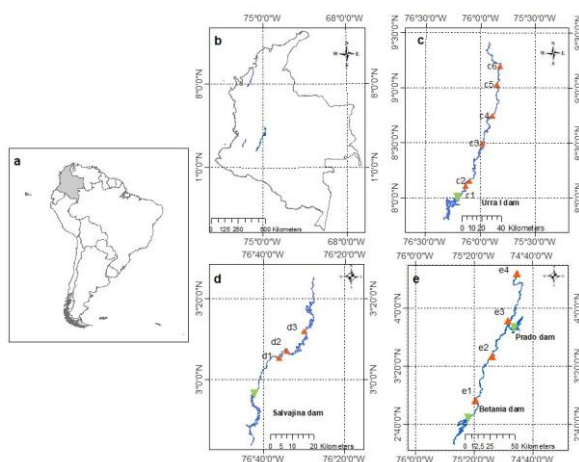
La construcción y operación de presas causa, inevitablemente, efectos a corto y largo plazo en la morfología de los ríos intervenidos (Csiki & Rhoads, 2010; Skalak et al., 2013) tanto aguas arriba (Baena-Escudero et al., 2021) como aguas abajo (Williams & Wolman, 1984; Brandt, 2000) de estas estructuras. Por tanto, la predicción de los efectos de las presas es un aspecto altamente relevante en la conservación de la biodiversidad y los servicios ecosistémicos (Liu et al., 2020; Stanley, 2021).

La mayoría de la energía en Colombia se produce por medio de la generación hidroeléctrica. Sin embargo, el impacto que la construcción de presas ha generado en la morfología de los sistemas fluviales afectados no ha sido estudiado en detalle. En este estudio se analizan los cambios en la morfología de los cauces en las zonas de aguas arriba y aguas abajo de las presas de Betania, Prado, Salvajina, y Urrá I. Los cambios en el ancho y la sinuosidad a lo largo de los tramos estudiados se obtienen analizando fotografías aéreas e imágenes satelitales, comparando la morfología en periodos anteriores y posteriores a la construcción de la presa.

Los impactos de la construcción de presas en la morfología de los ríos varía notablemente en diferentes regiones, por lo tanto, incluir las características de la geología del tramo de río puede ser útil para mejorar las predicciones de la respuesta morfológica de los cauces.

## Materiales y métodos

Se seleccionaron los tres principales ríos del área hidrográfica caribe de Colombia, zona que alberga al 85% de la población del país. Las presas consideradas (véase Figura 1 y Tabla 1) se localizan en los ríos: Magdalena, Cauca y Sinú.



**Figura 1.-** Localización de las presas seleccionadas: (a) Ubicación de Colombia en Sur América; (b) Proyectos seleccionados en Colombia; (c) Proyecto Urrá I (Río Sinú); (d) Proyecto Salvajina (Río Cauca); (e) Proyectos Betania y Prado (Río Magdalena).

La selección de las presas analizadas se fundamentó en criterios espaciotemporales. El criterio espacial fue limitado por la

menor resolución especial de las imágenes satelitales (30 m), considerando ríos de por lo menos 60 m de ancho. La resolución temporal seleccionada para cada zona debe permitir identificar la morfología tanto antes como después de la construcción de las presas, definiendo además un período de operación mínimo de 5 años.

**Tabla 1.-** Características principales de las presas seleccionadas

Presa	Año inicio de operación	Altura presa [m]	Volumen del embalse [ $10^6 \text{ m}^3$ ]	Ancho inicial del cauce [m]
Prado	1972	75	1010	302
Salvajina	1985	148	764	84
Betania	1986	170	1971	236
Urrá I	2000	100	1740	112

En este trabajo se adoptó el ancho del río como parámetro de referencia para establecer la magnitud de los cambios morfológicos, considerando su relevancia en la geometría y carácter de los cauces. La sinuosidad también se incluye en este estudio para complementar el análisis de los cambios en planta. El ancho del canal y la sinuosidad son obtenidos empleando la información disponible para cada sitio de estudio incluyendo su forma en planta obtenida de sensores remotos (fotografías aéreas e imágenes satelitales), el régimen hidrológico (estaciones hidrométricas), y la geología regional (información gubernamental). Esta última se emplea para establecer la resistencia de las bancas en cada zona y relacionarla con la migración observada.

Para las presas construidas entre 1972 y 1986 (i.e.: Prado, Salvajina, and Betania) fue necesario adquirir fotografías aéreas proporcionadas por el IGAC (Instituto Geográfico Agustín Codazzi). Un total de 85 aerofotografías se analizó para caracterizar la morfología anterior a la construcción de las presas. Las imágenes satelitales seleccionadas para este estudio fueron obtenidas del USGS (United States Geological Survey (USGS; <https://earthexplorer.usgs.gov/>), considerando imágenes de varias misiones Landsat (Landsat 4-5 TM, entre 1982-2012; Landsat 7 ETM+, entre 1999-2003; Landsat 8, desde 2013 al presente) con 30 m de resolución espacial; imágenes Aster proporcionadas por la National Aeronautics and Space Administration (NASA; <https://earthdata.nasa.gov/>), con resolución espacial entre 10 y 30 m, disponibles desde 2000 al presente. Adicionalmente, se emplearon imágenes de radar Sentinel 1-GDR en las zonas con alta nubosidad de la European Spatial Agency (ESA; <https://scihub.copernicus.eu/>), con resolución espacial de 10 m.

Las fotografías aéreas y las imágenes satelitales fueron integradas en GRASS con el fin de estimar los cambios morfológicos. Las fotografías aéreas fueron georreferenciadas y digitalizadas con funciones de GRASS GIS. Las imágenes satelitales con rango espectral se procesaron para extraer los cuerpos de agua por medio del MNDWI (de sus siglas en inglés Modified Normalized Difference Water Index). Las imágenes de radar fueron



convertidas de valores digitales de pixel a valores calibrados de retrodispersión SAR. Estos valores son analizados con histogramas que se basan en el comportamiento de las bajas señales de retorno de los cuerpos de agua, permitiendo retirar la superficie terrestre.

La información hidrológica fue obtenida del IDEAM (Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales), y la CVC (Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca). La información de la geología de los sitios de estudio se obtuvo del Servicio Geológico Colombiano, entidad que permite su libre consulta por medio de reportes geológicos de diferentes áreas (<https://recordcenter.sgc.gov.co>) y a través un visor SIG ([http://srvags.sgc.gov.co/JSViewer/Atlas\\_Geologico\\_colombiano\\_2015](http://srvags.sgc.gov.co/JSViewer/Atlas_Geologico_colombiano_2015)).

## Resultados

Para cada zona de estudio tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa se produjeron diagramas que condensan las características geomorfológicas analizadas, realizando el análisis cruzado de la información. Esto permitió establecer las relaciones funcionales entre el cambio del régimen hidrológico, la resistencia de las márgenes (basados en la geología superficial) y los cambios morfológicos observados (en función del ancho y la sinuosidad). En la Figura 2 se presentan, a manera de ejemplo, los cambios morfológicos observados aguas debajo de la presa de Salvajina para el período comprendido entre 1961 y 2020.

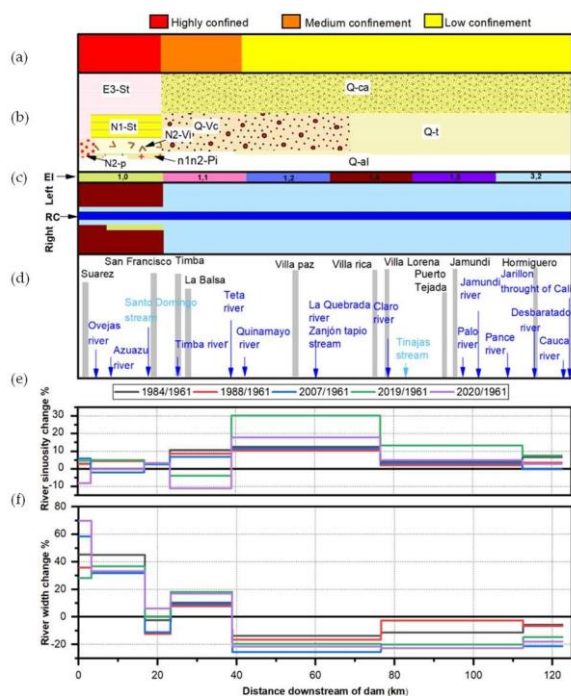


Figura 2.- Cambios morfológicos aguas abajo de la presa de Salvajina (período 1961-2020), (a) Grado de confinamiento, (b) Unidades geológicas cercanas al río Cauca, (c) Índice de erodabilidad (EI) en las márgenes izquierda y derecha del canal del río (RC), (d) Sitios cercanos al río Cauca incluyendo afluentes, (e) Cambio en la sinuosidad en porcentaje con respecto al año 1961 (antes de la construcción de la presa), (f) Cambio del ancho del río en porcentaje con respecto al al año 1961 (antes de la construcción de la presa).

## Conclusiones

Las magnitudes y tendencias de los cambios morfológicos aguas arriba y abajo debidos a la construcción de presas varían ampliamente. Por lo tanto, en esta contribución se aborda la relación existente entre la geología superficial de cada tramo de río y la magnitud del cambio del ancho y la sinuosidad del canal principal. El índice de erodabilidad (EI) se emplea como medio de correlación entre la geología superficial y la resistencia de las bancas del río.

A pesar de que la alteración hidrológica observada en los ríos tropicales de estudio es relativamente baja, los cambios morfológicos observados son de magnitud considerable. La importancia de estos cambios puede atribuirse a la alteración sedimentológica observada, ya que todos estos proyectos realizan la retención casi total de la carga sedimentológica de entrada.

Aguas abajo de las presas estudiadas, la geología define el grado de confinamiento y la resistencia de las bancas, aspectos determinantes de las tendencias morfológicas y comportamiento futuro del canal. Por lo tanto, incluir el contexto geológico del área de estudio puede facilitar la identificación de zonas más susceptibles a procesos erosivos.

Aguas arriba de las presas estudiadas, la geología de los materiales superficiales también influencia los cambios morfológicos. Las características geométricas de la cola del embalse (Grado de confinamiento del valle y pendiente transversal) y su operación, determinan la magnitud y alcance de los cambios de la morfología del canal.

La alta carga sedimentológica de los ríos colombianos (y de los sistemas tropicales en general) permite una recuperación relativamente rápida de las cargas sedimentológicas, sin embargo, los impactos morfológicos aguas debajo de las presas pueden alcanzar longitudes considerables que, según nuestros resultados, pueden superar los 220 km. Esto demuestra que es importante realizar estudios morfológicos antes de la construcción de las presas que consideren el contexto geológico de los materiales superficiales para predecir los efectos negativos y las zonas más susceptibles a tales intervenciones.

## Referencias

- Baena-Escudero, R., Guerrero-Amador, I. C., Rinaldi, M., & González-Sayago, A. (2021). "Hydrological and geomorphic effects upstream of the Cantillana Dam along the Guadalquivir River (southern Spain)". *Geomorphology*, Vol. 388, 107786.
- Brandt, S. A. (2000). "Classification of geomorphological effects downstream of dams". *Catena*, Vol. 40, No. 4, pp 375-401.
- Csiki, S., Rhoads, B. L. (2010). "Hydraulic and geomorphological effects of run-of-river dams". *Prog. Phys. Geogr.*, Vol. 34, No. 6, pp. 755-780.
- Liu, X., Wu, R., Chen, X., Zhou, Y., Yang, L., Ouyang, S., & Wu, X. (2020). "Effects of dams and their environmental impacts on the genetic diversity and connectivity of freshwater mussel populations in Poyang Lake Basin, China". *Freshwater Biology*, Vol. 65, No. 2, pp. 264-277.
- Skalak, K. J., Benthem, A. J., Schenk, E. R., Hupp, C. R., Galloway, J. M., Nustad, R. A., & Wiche, G. J. (2013). "Large dams and alluvial rivers in the Anthropocene: The impacts of the Garrison and Oahe Dams on the Upper Missouri River". *Anthropocene*, Vol. 2, pp. 51-64.
- Stanley, E. H. (2021). "Understanding Ecosystem Effects of Dams". In *Fundamentals of Ecosystem Science* (pp. 287-291). Academic Press.
- Williams, G. P., & Wolman, M. G. (1984). "Downstream effects of dams on alluvial rivers". Vol. 1286. US Government Printing Office.

# CRITERIO PARA LA MODELACIÓN DE RÍOS CON ALTAS CARGAS DE SEDIMENTOS SUSPENDIDOS EN CONDICIONES DE CRECIDA

Zombori, Mateo; Spalletti, Pablo<sup>1</sup>; Brea, Francisco José<sup>1</sup>

(1) Instituto Nacional del Agua (INA)- País: Argentina

E-mails: mateozombori@gmail.com, pspalletti@ina.gob.ar, breafranciscojose@ina.gob.ar

## Introducción

El pasaje de crecidas en ríos que transportan altas cargas de sedimentos en suspensión suele estar acompañado por un descenso generalizado del lecho, de carácter transitorio, que se define como erosión general del cauce.

Su caracterización es de fundamental importancia, no sólo para el diseño y dimensionamiento de obras de infraestructura y protección en los cauces fluviales, sino para la propia interpretación y descripción del funcionamiento hidráulico del curso de agua (Spalletti et al., 2014).

En ríos de estas características los relevamientos batimétricos en épocas de aguas altas resultan muy complejos y peligrosos por las altas velocidades del escurrimiento y por el posible arrastre de material flotante, lo que motiva que las mediciones se efectúen normalmente durante el período de estiaje. Cuando se requiere conocer el funcionamiento hidráulico en aguas altas, las secciones relevadas difieren sustancialmente de las reales, y si no se tiene en consideración la erosión general, la verificación y calibración de las herramientas de cálculo implementadas pueden ser forzadas, y sus resultados erróneos (Brea et al., 2020).

El tramo inferior del río Bermejo, localizado en el norte de la República Argentina, constituye un ejemplo característico de cauce con significativos procesos de erosión general durante el pasaje de crecidas.

En el presente trabajo se propone y explica, a través de un ejemplo en un tramo del río Bermejo a la altura de la localidad de El Colorado, en Formosa, Argentina, un criterio para la implementación de modelos matemáticos bidimensionales para caracterizar el funcionamiento hidromorfológico en ríos que transportan altas cargas de sedimentos en suspensión, utilizando el software OPEN TELEMAC-2D.

## Velocidad de equilibrio en crecida

La velocidad de equilibrio se define como aquella para la cual se iguala la velocidad media del flujo con la velocidad media necesaria para mantener un equilibrio entre los sedimentos erosionados y los aportes provenientes de aguas arriba (Farías et al., 2008). Esta velocidad de equilibrio mantiene un transporte generalizado en el lecho, y es superior a la crítica de inicio de movimiento de las partículas del fondo.

En la estación de aforos de El Colorado, sobre el río Bermejo inferior, se recopilieron los registros completos de mediciones de profundidades y velocidades en diversas verticales de la sección transversal (Spalletti et al., 2015).

Con la información de la estación de aforo de El Colorado, en la que el diámetro característico del material del lecho en las crecidas es del orden de los 85µm, se elaboró el gráfico de la Figura 1 que muestra cómo varían las velocidades máximas y medias en la sección transversal, en función del caudal registrado. Puede apreciarse que con caudales altos, las velocidades puntuales máximas rondan 2,4 m/s, y en general no superan 2,5 m/s. Las velocidades medias en la sección transversal presentan valores típicos en crecida entre 1,7 y 1,8 m/s, y pueden llegar hasta 2 m/s.

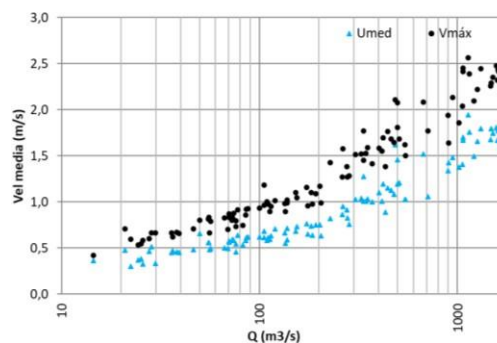


Figura 1.- Registros de velocidades medias y velocidades máximas en función del caudal aforado – Estación El Colorado, río Bermejo

Los registros también muestran que durante las crecidas aumenta levemente el ancho superficial del escurrimiento, con la profundización del lecho en el sector donde se concentra el flujo principal.

Para evaluar la evolución morfológica en el río Bermejo inferior, se adoptó una velocidad de equilibrio en crecida a partir de los aforos realizados en El Colorado, tomándose 2,4 m/s como velocidad máxima de equilibrio.

## Profundización del lecho en condiciones de crecida

Se implementó con el OPEN TELEMAC-2D una modelación de un tramo del río Bermejo de aproximadamente 12 kilómetros de longitud, en la zona donde se localiza la estación de aforo de El Colorado. El ancho del cauce en el sector modelado varía entre 125 y 200 metros, y el mallado triangular contó con 22858 nodos y 43035 elementos.

La metodología consistió en realizar una corrida preliminar con un caudal del orden de 2200 m³/s, partiendo de la conformación inicial del lecho correspondiente a los relevamientos en condición de estiaje (Figura 2), para luego efectuar corridas sucesivas con pequeñas modificaciones de la batimetría.

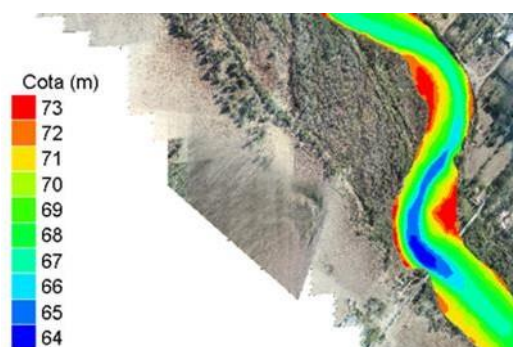
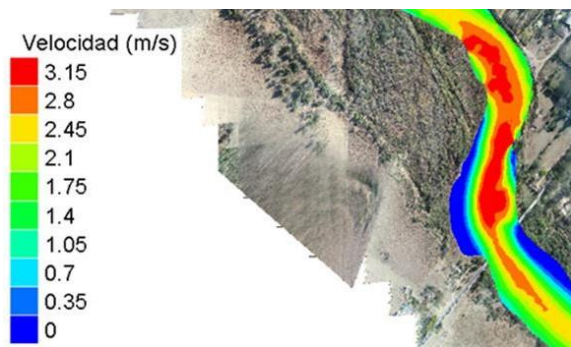


Figura 2.- Batimetría en estiaje. Detalle de un sector del modelo

A partir de los datos batimétricos iniciales, se obtienen velocidades iniciales ( $V_{inicial}$ ) y profundidades iniciales ( $h_{inicial}$ ) en cada nodo del modelo. La Figura 3 muestra las velocidades para la corrida con la batimetría en condición de estiaje, donde se pueden observar valores máximos entre 3,5 m/s a 4 m/s, en el sector del modelo mostrado en el detalle.





**Figura 3.-** Velocidades para la batimetría en estiaje (V<sub>inicial</sub>). Detalle  
El proceso de corrección de la batimetría se explica a partir de la expresión:

$$h_{profundizado} = \frac{h_{inicial} * V_{inicial}}{V_{equilibrio}}$$

A su vez con el nuevo valor de tirante es posible obtener el nuevo valor de cota de fondo en el nodo analizado y generar la batimetría modificada para efectuar una nueva corrida.

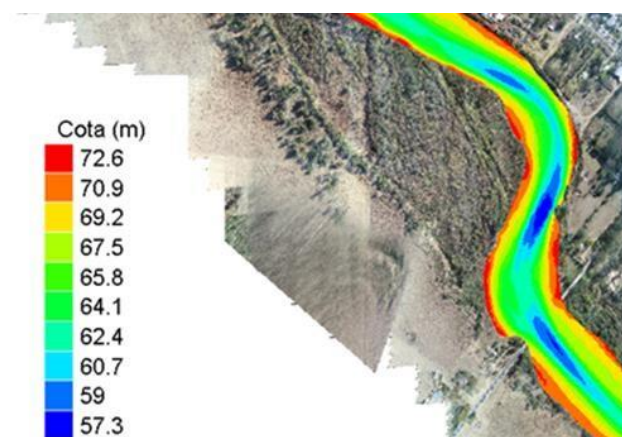
$$Cota_{profundizada} = Cota_{inicial} - (h_{profundizado} - h_{inicial})$$

Si solo limitásemos las velocidades mayores a 2,4 m/s, la profundización se daría en forma muy concentrada, generando un canal por demás profundo y angosto. Por ello, es necesario limitar también velocidades inferiores en porcentajes menores, redistribuyendo el flujo en la sección de escurrimiento. Para considerar este efecto se adoptaron entonces en el análisis, valores de  $V_{equilibrio}$  de acuerdo con las velocidades de cada nodo del modelo, de 1,8 m/s, 2 m/s, 2,2 m/s y 2,4 m/s. A modo de ejemplo, en los nodos donde la velocidad era entre 1,8 y 2m/s, el limitante fue 1,8 m/s, y así sucesivamente.

A su vez, el análisis es más preciso si no se toma la profundización completa, sino un porcentaje que puede variar entre el 30% y 50%. De esta manera se provoca una redistribución gradual del flujo, más acorde al fenómeno a representar, aunque como contrapartida será necesario un mayor número de corridas sucesivas para llegar al resultado final, que se tendrá cuando en la totalidad del dominio de cálculo no se tengan velocidades mayores a la máxima de equilibrio.

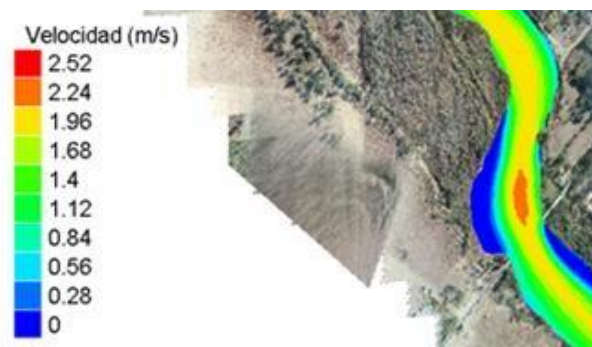
## Resultados

Los resultados al finalizar la sucesión de corridas se presentan en las Figuras 4 y 5, donde en un detalle de un sector del modelo se muestran la configuración final de lecho y la velocidad de flujo para dicha batimetría.



**Figura 4.-** Batimetría corregida en crecida. Detalle

Al analizar los resultados podemos observar profundizaciones acordes a las registradas durante los aforos con caudales altos, y velocidades menores a 2,4 m/s.



**Figura 5.-** Velocidades para la batimetría corregida en crecida. Detalle

Para llegar a estos resultados se realizaron cinco iteraciones sucesivas, y en cada paso se fue verificando la pendiente de la superficie libre para llevar a cabo una calibración precisa.

La Figura 6 contiene los perfiles longitudinales de la superficie libre en el tramo modelado, en dónde en rojo se indica el perfil para la batimetría de estiaje, y en verde el correspondiente a la batimetría modificada con el criterio de profundización a partir de la velocidad de equilibrio. Los niveles fueron calibrados con mediciones en distintos puntos, y el perfil final (verde), además de presentar una variación uniforme, responde a la pendiente media del río Bermejo en el tramo. Puede notarse que, de no considerarse los procesos de erosión general, los niveles en el tramo estudiado pueden verse incrementados en más de 2 m.



**Figura 6.-** Perfil longitudinal de la superficie libre en el tramo de río Bermejo modelado

**Conclusiones** La caracterización de la erosión general en crecidas es fundamental para el diseño de obras en los cauces fluviales, y para la propia interpretación y descripción del funcionamiento hidráulico del río. De no contemplarse, las modelaciones hidrodinámicas dan resultados forzados o erróneos.

Se ha presentado una metodología que permite caracterizar los procesos morfológicos a través de una sucesión de corridas en un modelo hidrodinámico, contemplando las velocidades máximas de equilibrio. La implementación de la citada técnica de modelación en el río Bermejo inferior, muestra resultados muy satisfactorios para describir su comportamiento en crecida.

## Referencias Bibliográficas

- Brea, J. D.; Spalletti, P. D.; Farias H. D.** (2020). "Sediment transport and its influence on the lower reach morphology of the Pilcomayo River". Pilcomayo River Basin, International Hydraulic Challenges – Eds.: Rodríguez, A et al. Pág. 109-124. ISBN 978-987-86-3847-8
- Farias,H.D., Pilán,M.T., Olmos,L.A., Pesce,F.J.** (2008). "Erosión General en Ríos Aluviales". Ingeniería del Agua, Vol.15, N°2.
- Spalletti, P.D.; Irigoyen, M.; Brea, J.D.** (2014). "Erosión general en crecidas en ríos de llanura – Caso del río Pilcomayo". XXVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Santiago, Chile, agosto de 2014.
- Spalletti, P.D.; Irigoyen, M.; Brea, J.D.** (2015). "Erosión general en crecidas en tramos inferiores de los ríos Pilcomayo y Bermejo". Séptimo Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos (Ríos 2015)



# VALIDACIÓN EXPERIMENTAL A NIVEL REGIONAL Y GLOBAL DE UN CRITERIO RACIONAL PARA EL DISEÑO DE CANALES ALUVIALES EN RÉGIMEN

Hector Daniel Fariás, Matías Lezcano Chico, Ricardo Pellene y Jorge Prieto Villarroya

Instituto de Recursos Hídricos, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnologías, Universidad Nacional de Santiago del Estero, Argentina  
irhi.fceyt.unse@gmail.com

## Introducción

En la provincia de Santiago del Estero (Norte de Argentina) es una práctica común la construcción de canales de tierra como medio para proveer de agua a las diferentes poblaciones, a la vez de ser el principal tipo de conducción a cielo abierto en sistemas de riego y drenaje. Los canales presentan problemas asociados a la inestabilidad de sus secciones, lo que se traduce en el deterioro y disminución de capacidad de conducción de las mismas. Para acometer estos problemas, es necesario llevar a cabo investigaciones tendientes a aportar una serie de elementos adicionales a los criterios de cálculo ya existentes, complementándose con mediciones directas en campo a los efectos de validar las metodologías existentes en la literatura.

Los resultados que puedan obtenerse son directamente transferibles a sectores vinculados con el estudio, diseño, administración, operación y mantenimiento de obras hidráulicas que incorporen en su esquema de funcionamiento canales de tierra, excavados en suelos aluviales finos.

## Objetivos

- ◆ Revisar los criterios metodológicos existentes para el diseño de canales sin revestir excavados en terrenos aluviales finos.
- ◆ Evaluar la aplicabilidad de esas técnicas a las condiciones imperantes en la llanura aluvial del Proyecto Río Dulce (PRD), Santiago del Estero, Argentina (Figura 1).
- ◆ Realizar relevamientos y mediciones de campo para la validación de los procedimientos seleccionados.
- ◆ Obtener ecuaciones de diseño (tipo régimen) y evaluar su desempeño con datos de campo, globales y regionales.

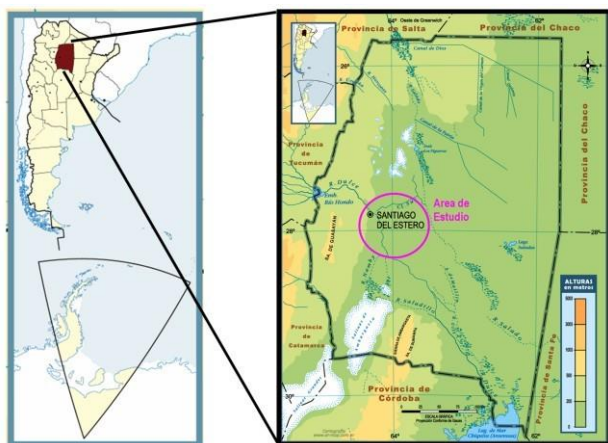


Figura 1.- Ubicación del Área de Estudio de Canales Estables

## Materiales y Métodos

Para llevar a cabo la investigación, se analizaron todas las fuentes bibliográficas sobre canales excavados en aluvión fino (arenas finas y limos gruesos), con mediciones de geometría transversal

y pendiente longitudinal, así como también otros datos de interés. Sin bien estos estudios difieren algo en su concepción y puesta en práctica, la metodología general y la forma de presentar los resultados resulta fácilmente comparable. En general, todos ellos parten de la excavación de un canal en un suelo conformado por sedimentos de propiedades dadas. La geometría del canal generalmente es trapezoidal, y sus dimensiones iniciales se estiman con la ayuda de fórmulas empíricas (como las de Lacey, Blench, Simons, etc.; Fariás 1995). Luego se impone al canal una descarga líquida en flujo permanente y uniforme durante un tiempo prolongado (que en realidad es función de la escala de tiempos morfológicos) hasta que la geometría tridimensional del canal (ancho, profundidad, pendiente) se haya estabilizado. En esa instancia, se miden todas las variables deseadas y se las almacena para su posterior tratamiento. En la Figura 2 (capturada durante las tareas de mediciones de campo) se muestra una fotografía característica de la apariencia que exhiben los canales estudiados, los cuales presentan lechos arenosos y márgenes con algo de contenido de suelos del tipo CL-ML (SUCS), mezclados con arena fina.



Figura 2.- Apariencia típica de un canal estable en el Área del PRD

Los trabajos de campo consistieron en mediciones de la geometría hidráulica del canal (ancho  $B$ , profundidad del flujo  $h$ , pendiente longitudinal  $S$ , inclinación de taludes  $m$ , forma de la sección, etc.), práctica de aforos líquidos (para determinar el caudal  $Q$ ) y análisis sedimentológico de material de lecho y márgenes. En la Figura 3 se presenta un ejemplo para un canal.

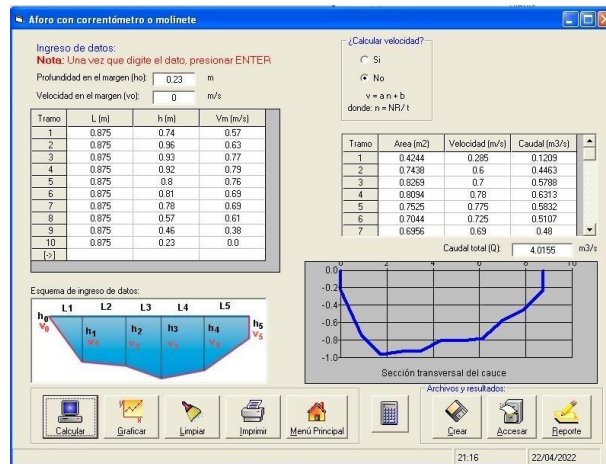


Figura 3.- Ejemplo de Cálculo de aforos líquidos.

Por su parte, los análisis granulométricos del material de lecho en los canales estudiados indica la presencia de arenas medias, con tamaños medianos ( $d=d_{50}$ ) variables entre 0.20 y 0.40 mm, con la mayoría de los casos próximos a los 0.30 mm. En la Figura 4 se muestran las curvas obtenidas en seis canales.

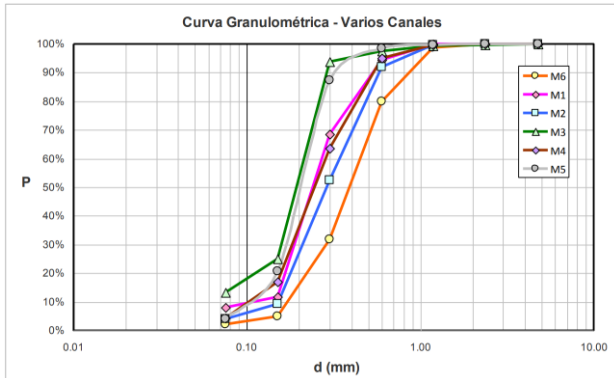


Figura 4.- Curvas granulométricas de sedimento de fondo

Las ecuaciones de diseño (unidades SI) fueron obtenidas a través de la combinación de la función de Manning-Strickler para la resistencia al flujo, Engelund & Hansen para transporte de sedimentos y Glushkov para estabilidad lateral. Ellas son:

$$P = 0.7135 d^{-0.065} C^{-0.130} Q^{0.522}$$

$$R = 0.1418 d^{-0.044} C^{-0.087} Q^{0.348}$$

$$S = 11.419 d^{0.609} C^{0.551} Q^{-0.203}$$

### Evaluación de Resultados

El desempeño de las ecuaciones de régimen obtenidas fue evaluado con una base de 496 datos globales y con los datos colectados en el PRD. Los resultados se indican en las figuras 5, 6 y 7, en las que se muestran los datos globales, datos PRD (presente estudio) y las ecuaciones de mejor ajuste, con parámetros calibrados para los datos globales.

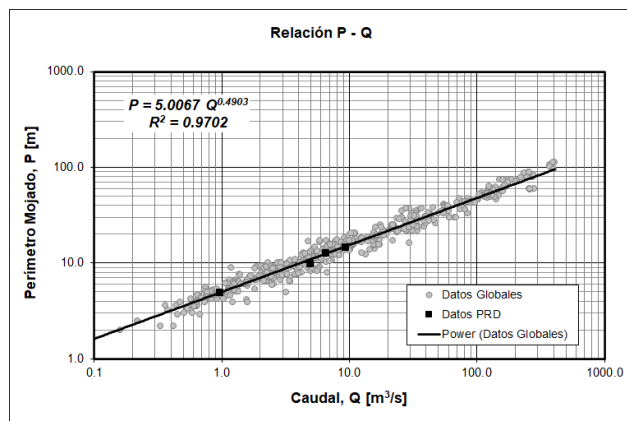


Figura 5.- Relación  $P=f_P(Q)$ , datos y curva de mejor ajuste

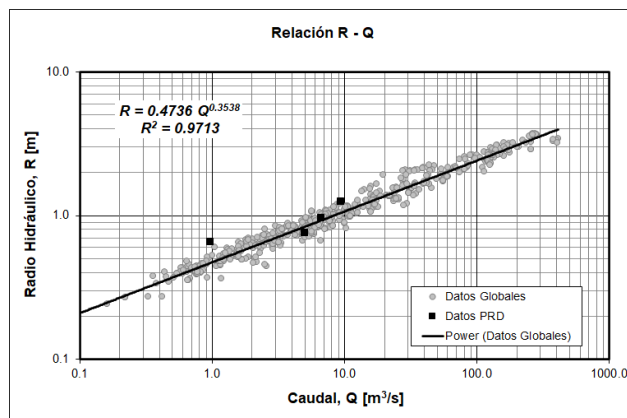


Figura 6.- Relación  $R=f_R(Q)$ , datos y curva de mejor ajuste

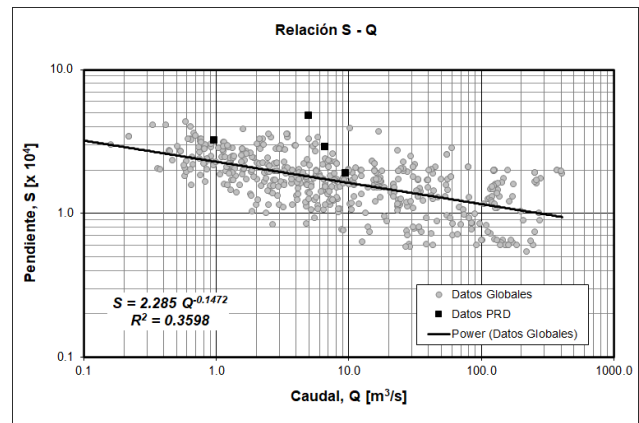


Figura 7.- Relación  $S=f_S(Q)$ , datos y curva de mejor ajuste

Los gráficos muestran los patrones de comportamiento de los puntos correspondientes a los canales PRD relevados, en el marco de las nubes de puntos de la base de datos global. Puede advertirse el muy ajuste para la geometría transversal, mientras que en el caso de la pendiente, la significativa dispersión está gobernada por la importancia específica de  $C_s$  y  $d$ , además del caudal dominante  $Q$  (Farias, 1995; Julien, 2018). Estas tendencias indican que el método que se propone en el presente estudio muestra una capacidad predictiva muy buena, tanto para los datos globales como para las condiciones imperantes en el área de estudio (PRD en Norte de Argentina).

### Conclusiones y Recomendaciones

El diseño de canales aluviales estables exige la determinación de la geometría hidráulica 3D [(B,H,S) o (P,R,S)] en función de los datos de entrada, constituidos por el caudal líquido ( $Q$ ) y las características del sedimento / material del contorno del canal ( $d$ ,  $C_s$ , ...). Se obtuvo un método racional combinando las funciones de resistencia al flujo (RF) y transporte de sedimentos (TS) con una condición de estabilidad lateral (EL).

La relación entre el ancho y la profundidad en un canal aluvial estable tiende a ajustarse a una ecuación del tipo potencial en función del caudal, en la que tanto el coeficiente como el exponente dependen de la naturaleza del material que constituye los contornos del cauce (el exponente varía en el rango de 0.12 a 0.20 para la mayor parte de las relaciones de resistencia –RF– y transporte –TS– usadas en la práctica).

La problemática relativa al diseño de canales aluviales en régimen plantea desafíos a futuro, a saber: (a) Conciliación de criterios racionales „mecánicos“ y de comportamiento extremo; (b) Incorporación más robusta y eficiente de los aspectos geotécnicos en la estabilidad lateral; (c) Comprensión del rol de las estructuras turbulentas del flujo en la definición de las relaciones fundamentales (RF,TS,EL); (d) Incremento y mejoramiento de las mediciones de campo en canales aluviales en régimen, para enriquecer las bases de datos disponibles.

### Referencias

- Farias, H. D. (1995). “Fórmulas prácticas para el diseño de canales sin revestir en terrenos aluviales”, doi: 10.4995/ia.1995.2682, *Ingeniería del Agua* (en línea), 2(3), 53-69.
- Julien, P. Y. (2018). *River Mechanics* (2nd Ed.). Cambridge University Press, DOI:https://doi.org/10.1017/9781316107072.

## ELABORACIÓN DE CURVAS HQ MEDIANTE INFERENCIA BAYESIANA EN ESTACIONES DE MONITOREO DE LA CUENCA MATANZA-RIACHUELO

Leandro D. Kazimierski, Pablo E. García, Nicolás Ortiz, Mayra Morale y Mariano Re

Subgerencia Laboratorio de Hidráulica, Instituto Nacional del Agua, Argentina  
lkazimierski@ina.gob.ar

### RESUMEN:

En este trabajo se presenta la metodología empleada para el ajuste de curvas altura-caudal en Estaciones de Monitoreo (EM) de aforos y calidad de agua pertenecientes a la Autoridad de Cuenca del sistema hídrico Matanza-Riachuelo (ACUMAR) de Argentina. Para la realización del ajuste se utilizó la técnica de Inferencia Bayesiana con el software BaRatinAGE desarrollado por el *Institut National de Recherche pour l'agriculture, l'alimentation et l'environnement* (INRAE) de Francia en 54 EM de alrededor de 80 disponibles.

La construcción de las curvas *a priori*, según el método Bayesiano propuesto, requirió de un análisis de las propiedades geométricas e hidráulicas de los cursos de agua, para lo cual se utilizaron visitas a campo, relevamientos topobatemétricos y el modelo digital de elevación de la cuenca. Las funciones luego fueron ajustadas utilizando aproximadamente 2,000 aforos obteniendo las curvas *a posteriori*.

Como principales resultados de este trabajo se obtuvieron curvas altura-caudal que resultan de base física, permiten tener distintos tramos de curvas según el nivel de agua que mantienen la continuidad entre tramos y el acople es suave. Finalmente, la metodología estima rangos de incertidumbre de la curva generada y permite extrapolar para caudales fuera del rango de caudales aforados.

### ABSTRACT:

This paper presents the methodology used for the adjustment of rating curves of gauging and water quality Monitoring Stations' (MS) belonging to the Basin Authority of the Matanza-Riachuelo water system (ACUMAR) of Argentina. To carry out the adjustment, the Bayesian Inference technique was used with the BaRatinAGE software developed by the *Institut National de Recherche pour l'agriculture, l'alimentation et l'environnement* (INRAE) of France in 54 MS out of around 80 available.

The construction of the *a priori* curves, according to the proposed Bayesian method, required an analysis of the geometric and hydraulic properties of the streams, for which field visits, topobathymetric surveys and the digital elevation model of the basin were used. The functions were then adjusted using approximately 2,000 gauges, obtaining the curves *a posteriori*.

As main results of this work, rating curves were obtained that are physically based, allow to have different sections of curves according to the water level that maintain continuity between sections with a smooth coupling. Finally, the methodology estimates uncertainty ranges of the generated curve and allows extrapolation for flows higher and lower than the gauged ones.

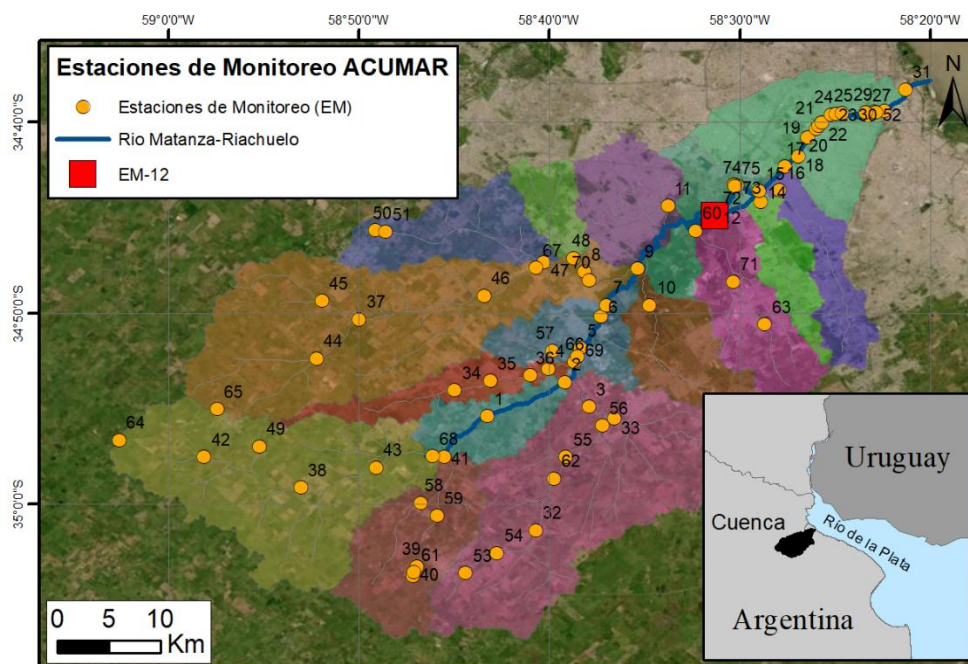
**PALABRAS CLAVES:** Curvas altura-caudal; Inferencia Bayesiana; Cuenca Matanza-Riachuelo



## INTRODUCCIÓN

El monitoreo de parámetros ambientales dentro de la Cuenca Matanza Riachuelo (CMR) en la Región Metropolitana de Buenos Aires en Argentina es de suma importancia para la definición de acciones a realizar por la Autoridad de Cuenca Matanza-Riachuelo (ACUMAR) en búsqueda de cumplir los objetivos propuestos en el Plan Integral de Saneamiento Ambiental (PISA) (ACUMAR, 2016).

Para monitorear la calidad del agua superficial, ACUMAR estableció una red que incluye alrededor de 80 Estaciones de Monitoreo (EM) sobre el río Matanza-Riachuelo y sus afluentes, cubriendo las 14 subcuencas que conforman la CMR (Figura 1).



**Figura 1.-** Mapa de subcuencas y estaciones de monitoreo en la CMR.

La toma de muestras de agua para el análisis de calidad en conjunto con aforos permite la cuantificación de la carga másica de distintos contaminantes de origen antrópico, establecer su posible origen y proponer acciones para la mejora en los cuerpos de agua de la cuenca.

Las campañas de monitoreo de calidad se realizan generalmente durante períodos de aguas bajas. Los aforos se llevan a cabo utilizando técnicas acústicas tales como ADV (Acoustic Doppler Velocimetry) y ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) o recientemente mediante LSPIV (Large-Scale Particle Image Velocimetry) (García, 2022). Realizar aforos en todas las EM y en todos los relevamientos de calidad es complejo, costoso e incluso peligroso para el personal debido al contacto directo con aguas altamente contaminadas.

Reemplazar la realización de aforos ante cada toma de muestras y poder inferir directamente los caudales a partir de observaciones de nivel con curvas confiables de altura – caudal (en adelante curvas HQ) puede disminuir los costos y permite realizar aforos en distintas situaciones hidrológicas, sin depender de las campañas de calidad. En el presente trabajo se describe la metodología utilizada para elaborar las curvas HQ en las EM de la cuenca, luego se presentan resultados del ajuste de curvas HQ en algunas EM, y finalmente se presenta un análisis en una EM en particular que permite trazar futuros ajustes.

## METODOLOGÍA

Los caudales de los cursos de agua se obtienen en muchas ocasiones convirtiendo niveles de la superficie del agua a partir de relaciones matemáticas. Estas relaciones, denominadas curvas altura-caudal se obtienen, se ajustan o se calibran a partir de relevamientos de caudales y alturas utilizando diferentes metodologías de medición (Le Coz, 2014).

Las curvas HQ suelen representarse mediante simples funciones monótonas donde el caudal está dado en función de las alturas observadas en una sección (estas alturas observadas se obtienen con buena precisión, del orden del centímetro, utilizando generalmente reglas hidrométricas fijas). Las curvas utilizadas son en su mayoría del tipo potencial (Fenton 2001; Petersen-Øverleir y Reitan 2005; Reitan y Petersen-Øverleir, 2008, Liendo, 2019) con un plano cero desplazado (o parámetro de locación) representando el nivel donde el caudal es nulo. Las curvas se suelen representar con la siguiente expresión:

$$Q(h) = \begin{cases} 0 & \text{si } h \leq h_0 \\ C(h - h_0)^b & \text{si } h > h_0 \end{cases} \quad [1]$$

donde Q es el caudal y h el nivel hidrométrico. El parámetro  $h_0$  es el nivel para el cual el caudal es nulo, mientras que b es un exponente que responde a las propiedades del tipo de control hidráulico de la sección y C es una constante relacionada con las características de la sección de control.

La teoría provee valores para el exponente b siendo 5/3 para un canal rectangular, ancho y uniforme (derivado de la ecuación de Chézy-Manning), 3/2 para un vertedero rectangular y 5/2 para un vertedero triangular (derivado del cálculo del caudal crítico). El valor del exponente también puede obtenerse de forma experimental para algunas estructuras de control: 1,55 a 1,60 para vertederos tipo Parshall. El valor del exponente en general para situaciones no teóricas puede tener variaciones que rondan  $\pm 0,1$  aproximadamente, debido a la complejidad de la geometría de la sección y los desbordes en las planicies de inundación (Le Coz, 2014).

Las características físicas del canal, las cuales gobiernan la relación entre la altura y el caudal en una sección determinada, constituyen el control hidráulico. Básicamente, existen dos tipos de controles hidráulicos: i) por la sección y ii) por el canal (WMO, 2010; ISO 1100, 2010). El control por la sección se observa en caudales bajos y se debe a la geometría de la sección o la presencia de una obra hidráulica donde el flujo se vuelve supercrítico (número de Froude mayor a 1) por una caída o un estrangulamiento. El control por la geometría del canal suele darse en caudales medios y altos donde el flujo es controlado por la forma y rugosidad general del canal, al menos en la zona cercana a la sección de aforo. Es importante remarcar que además de los controles previamente mencionados, en flujos no uniformes, la condición de aguas abajo puede tener influencia en la relación de altura-caudal debido a efectos de remanso (curso aguas abajo, obra de derivación, alcantarilla o vertedero, etc.).

En una misma sección, pueden existir varios controles hidráulicos. En general, existe uno en el fondo y al menos otro cuando el agua alcanza los niveles de la llanura de inundación. Pero en niveles intermedios pueden existir otros controles, debido a la presencia de estructuras (puentes, alcantarillas), producto de las condiciones del cauce para caudales bajos (macrorugosidades) o cambios en la sección como terrazas o estructuras.

Las curvas HQ se ajustan clásicamente realizando una regresión lineal minimizando el error cuadrático entre la función de ajuste y los pares de datos de altura y caudal obtenidos en campañas de aforo. El primer problema de esta metodología es que resulta complejo construir una curva continua si el análisis se hace segmentando los datos disponibles (por ejemplo, ajustando por tramos).

A su vez, esta metodología utilizada no tiene en cuenta en su construcción el comportamiento hidráulico de la sección de análisis, pudiéndose obtener parámetros que solamente responden a un análisis matemático pero que no representan la física del problema. Esto lleva a que no sea posible analizar de forma estricta y con criterio físicamente basados los aforos obtenidos y los niveles en la regla asociados.

La extrapolación de estas curvas a valores superiores e inferiores a los aforados no se considera una buena práctica, pudiendo introducir importantes errores en la estimación de los caudales lo cual limita la estimación de caudales en crecientes ordinarias y extraordinarias.

Otro condicionamiento que presenta esta metodología para obtener las curvas HQ es no incluir en el análisis los errores sistemáticos en los aforos. El ajuste tradicional tampoco permite inferir intervalos de confianza en las curvas. Esta limitación se observa luego al inferir un caudal (a partir de la curva HQ y un nivel observado) y no poder estimar el error o el grado de incertidumbre asociado al valor obtenido.

La posibilidad de estimar un error permite analizar rangos probables de caudal asociado a un nivel y de esta forma también asociar un rango de carga másica de contaminante medido (sabiendo que la misma presenta una variabilidad temporal dependiente de causas antropogénicas). Este resultado para ACUMAR resulta de gran importancia ya que permite diseñar medidas que controlen o disminuyan la carga de contaminante en los cursos de agua.

Se desea, entonces, que el método de cálculo de las curvas HQ tenga las siguientes propiedades:

- Sea de base física utilizando las propiedades geométricas e hidráulicas del curso de agua.
- Permita tener distintos tramos de curvas según el nivel de agua.
- Logre que la curva generada por tramos sea continua.
- Estime rangos de incertidumbre de la curva generada.

Siguiendo estos principios, se propone estimar las curvas HQ en las secciones hidrométricas correspondientes a las Estaciones de Monitoreo (EM) que posee la ACUMAR en la cuenca Matanza-Riachuelo utilizando la técnica de inferencia Bayesiana propuesta por Le Coz et al. (2014) mediante el software BaRatinAGE desarrollado por el INRAE (*Institut National de Recherche pour l'agriculture, l'alimentation et l'environnement*) de Francia.

## Inferencia Bayesiana

La inferencia Bayesiana (Gelman, et al., 2004) propone un conocimiento previo de cómo podría ser la curva de ajuste sin utilizar los datos con los que realmente se van a ajustar. Esto quiere decir, generar una curva HQ sin los aforos (curva HQ a priori) y luego sí ajustar la curva obtenida previamente utilizando los aforos (curva HQ a posteriori). La primera curva se genera en base a la geometría y la hidráulica de la sección. Se utilizan ecuaciones de la hidráulica (como la ecuación de Chézy-Manning para canales, o la descarga de vertederos y orificios) para proponer la curva HQ a priori.

A partir de la primera versión (curva HQ a priori), se utilizan distintas herramientas estadísticas para ajustar la nueva curva (curva HQ a posteriori) en base a los datos de aforos disponibles. La justificación de la metodología se basa en la idea de que no sean solamente los datos de aforos los que se utilicen para el ajuste sino también la hidráulica del problema. Sumado a todo esto, la inferencia bayesiana permite incluir incertezas de distinto grado y origen generando intervalos de incertidumbre de las curvas HQ generadas.

Con estas condiciones, la curva HQ generada cumple con la siguiente ecuación:

$$Q(h) = \sum_{r=1}^{N_s} (1_{[k_{r-1}; k_r]}(h) \cdot \sum_{j=1}^{N_{con}} M(r, j) \cdot a_j (h - b_j)^{c_j}) \quad [2]$$

donde  $M(r, j)$  es la matriz de control (valiendo 1 si el control hidráulico  $j$  está activo en el rango  $r$ ; y 0 en caso contrario). La función  $1_{[k_{r-1}; k_r]}(h)$  es igual a 1 si  $k_{r-1} \leq h \leq k_r$  y 0 en caso contrario.  $k_r$  es el nivel de agua de transición entre los segmentos  $r$  y  $r + 1$ . Dichos niveles de transición deben definirse previamente con sus valores modales y su incertidumbre. Las incógnitas de esta ecuación son los parámetros  $a_j$ ,  $b_j$ , y  $c_j$ . Para los segmentos siguientes al primero se calculará el valor del



parámetro  $b_j$  de manera de mantener continuidad de la curva HQ en cada nivel de transición.  $N_s$  es el número de intervalos en los que se divide la curva HQ y  $N_{con}$  es el número de controles hidráulicos.

Esta ecuación muestra que la relación altura-caudal es una combinación de funciones potenciales y la matriz de control es utilizada para especificar cómo estas combinaciones operan (sucesión o adición de controles).

Para asegurar la continuidad de la curva, los parámetros  $b_i$  son deducidos directamente de otros parámetros resolviendo la ecuación de continuidad en cada nivel de transición  $Q(k_r) = Q(k_{r-1})$  lo que lleva a la siguiente relación:

$$b_1 = k_0 \quad [3]$$

$$b_j = k_{j-1} - \left( \frac{1}{a} \sum_{i=1}^{j-1} (M(j-1, i) - M(j, i)) \cdot a_i (k_{j-1} - b_i)^{c_i} \right)^{1/c_j} \quad [4]$$

Una vez que se definen los valores a priori para todos los controles, se puede trazar una primera curva HQ (con incertidumbres). Esta curva llamada curva HQ a priori, porque se logra sin realizar ninguna calibración con los aforos, solo depende de las características físicas y geométricas de la sección y del curso de agua. La curva HQ a priori se calcula usando un enfoque de Cadenas de Markov – simulaciones de Monte Carlo (Renard et al., 2006): los parámetros  $k$ ,  $a$  y  $c$  de todos los controles se muestrean aleatoriamente usando las incertidumbres definidas en el paso anterior. Al muestrear un gran número de parámetros, obtenemos una familia de posibles curvas que se utilizan para calcular un intervalo de incertidumbre a un nivel de confianza dado (95% en BaRatinAGE).

El tercer paso del análisis es el cálculo mediante modelos estadísticos de la curva HQ a posteriori. En este punto se utilizan como datos de entrada la curva HQ a priori y los aforos realizados, ambos con sus incertezas asociadas. De esta forma se obtienen los parámetros finales de la curva.

Es particularmente importante revisar que los parámetros estimados a posteriori sean consistentes con los parámetros asumidos en el análisis a priori. Un conflicto entre los parámetros a priori y a posteriori debería ser interpretado como una alerta en la validez de la curva HQ, es decir, en la configuración hidráulica especificada. Puede suceder que un control se haya omitido forzando a los parámetros a ajustar a los datos más allá de límites físicos razonables.

## INFORMACIÓN

La caracterización de las secciones para la elaboración de las curvas a priori requiere de información de la geometría de los cursos de agua y las secciones, lo cual incluye la pendiente del lecho y la rugosidad característica indicada por el factor de rugosidad de Manning. También se requiere de los aforos y la técnica utilizada para estimar su incertidumbre. A continuación, se describen los datos disponibles para el conjunto de las EM de ACUMAR.

### Geometría de cursos y secciones

La caracterización geométrica de las estaciones de monitoreo y de los cursos aguas arriba y aguas debajo de las mismas se realizó utilizando las monografías provistas por ACUMAR que incluye relevamientos topográficos de las secciones (INA, 2022), el Modelo Digital de Elevación (MDE) realizado con LiDAR por parte de ACUMAR con una resolución de 1 metro, imágenes satelitales, visitas a campo en ocasión de la campaña de aforos y fotografías de la zona. Esta información sirvió para identificar las planicies de inundación y niveles en los cuales existen cambios en la hidrodinámica por estrechamientos, ensanchamientos o algún tipo de interferencia antrópica.



**Figura 2.-** Secciones de control por macrorugosidades en el fondo (a y b) marcadas con líneas de colores, terrazas en margen izquierda (c) y sección rectangular sin controles hasta el desborde (d).

### Pendiente de los cauces

La pendiente de los cursos se estableció utilizando el modelo hidrológico-hidrodinámico desarrollado por UTNFra-INA (2018). Este modelo utilizó para su construcción la información topográfica LiDAR y las secciones batimétricas relevadas.

### Manning de los cauces

El coeficiente de rugosidad de Manning se definió utilizando los valores definidos en el Modelo UTNFra-INA (2018). El valor adoptado para todos los cursos fue de 0,04. En algunas secciones se modificó este valor, en particular en secciones donde se observó una gran cantidad de vegetación y en secciones correspondientes a canales revestidos o perfilados. Este ajuste se hizo localmente mientras que el modelo hidrodinámico fue concebido para un análisis más global del funcionamiento del sistema.

### Efectos hidrodinámicos

Los niveles de los cursos de agua de la cuenca se ven afectados hidrodinámicamente por los niveles de agua en los cuerpos receptores (CR). Estos CR pueden ser otros cursos dentro de la cuenca o el propio Río de la Plata (RdP). Las variaciones de los niveles de agua en los CR afectan significativamente los niveles de los cursos de agua afluentes generando una curva de remanso. Este fenómeno puede ser estable en el tiempo o variable según la dinámica de cada cuerpo.

El RdP se ve afectado de forma sistemática por la marea astronómica que genera ondas en los registros de niveles con dos picos y dos valles cada día, aproximadamente a lo que se suma la marea meteorológica (ondas de tormenta) que puede generar crecidas (llamadas comúnmente sudestadas) o bajantes. Esta variación en los niveles del RdP altera los niveles sobre toda la extensión del Riachuelo provocando incluso flujos de agua inverso al escurrimiento natural del río.



El Matanza-Riachuelo también produce un control en los niveles de agua sobre sus afluentes. Esta afectación depende de la pendiente de los cursos afluentes y del nivel del Matanza-Riachuelo. Por lo tanto, la afectación puede ser variable en el tiempo y depende de la dinámica hídrica producto de las precipitaciones en la cuenca.

## Aforos

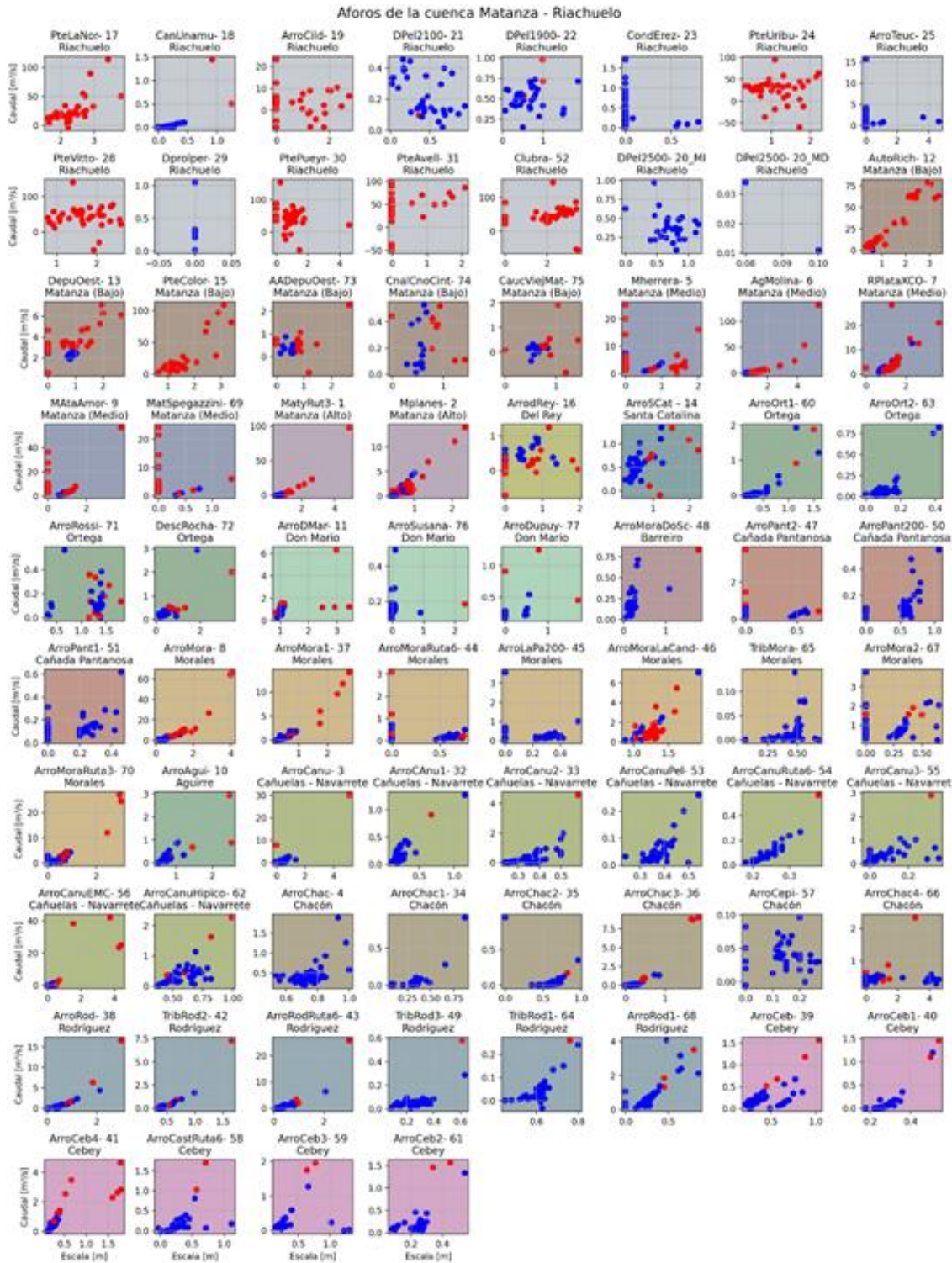
ACUMAR en su plan de caracterización hidrológica y de calidad de agua ha realizado campañas de aforos de forma sistemática desde 2012 con interrupciones en 2013, 2015 y 2019. Las primeras campañas de aforos durante el año 2012 incluyeron mediciones en 26 EM y a partir del año 2014 se realizaron mediciones en 68 estaciones. Durante 2018 se realizaron aforos especiales en 8 estaciones durante eventos de crecidas debido a precipitaciones.

Los aforos se realizaron utilizando las técnicas de ADV y de ADCP. Desde el 2021 también se incorporó la medición de caudales mediante la técnica LSPIV (INA, 2021).

A partir del análisis de los condicionantes hidrodinámicos de las EM y de los aforos realizados se definieron en qué estaciones se puede determinar las curvas HQ. En 23 EM se desistió establecer relaciones entre alturas y caudales (pues la relación entre ambas variables no es biunívoca por el efecto de las curvas de remanso) mientras que en 54 se cumplen con todos los requisitos para poder elaborar las curvas y cuentan con una cantidad razonable de aforos.

En las 54 EM seleccionadas se realizaron en total 2420 aforos a lo largo de 9 años de campañas, de los cuales 1953 sirven para el armado de las curvas HQ (Figura 3). La mayor parte de los aforos descartados no cuentan con lectura del nivel en la escala o presentan valores inconsistentes por diversos motivos (cambios de escalas y crecidas en los cuerpos de agua receptores que generan efectos de remanso). El 94% de los aforos se realizaron en conjunto con campañas de muestreo de calidad de agua superficial, las cuales suelen hacerse en situaciones de aguas bajas.





**Figura 3.-** Aforos por estación (relación altura regla hidrométrica vs. caudal). Aforos hechos con ADV en azul y ADCP en rojo.

## RESULTADOS

A continuación, se presentan las curvas HQ generadas (Figura 4) para 4 EM a modo de ejemplo de las 54 obtenidas: EM01, EM06, EM08 y EM64. En las figuras se realiza un zoom de cada curva en la zona de caudales bajos para poder apreciar mejor la dispersión de valores para la mayoría

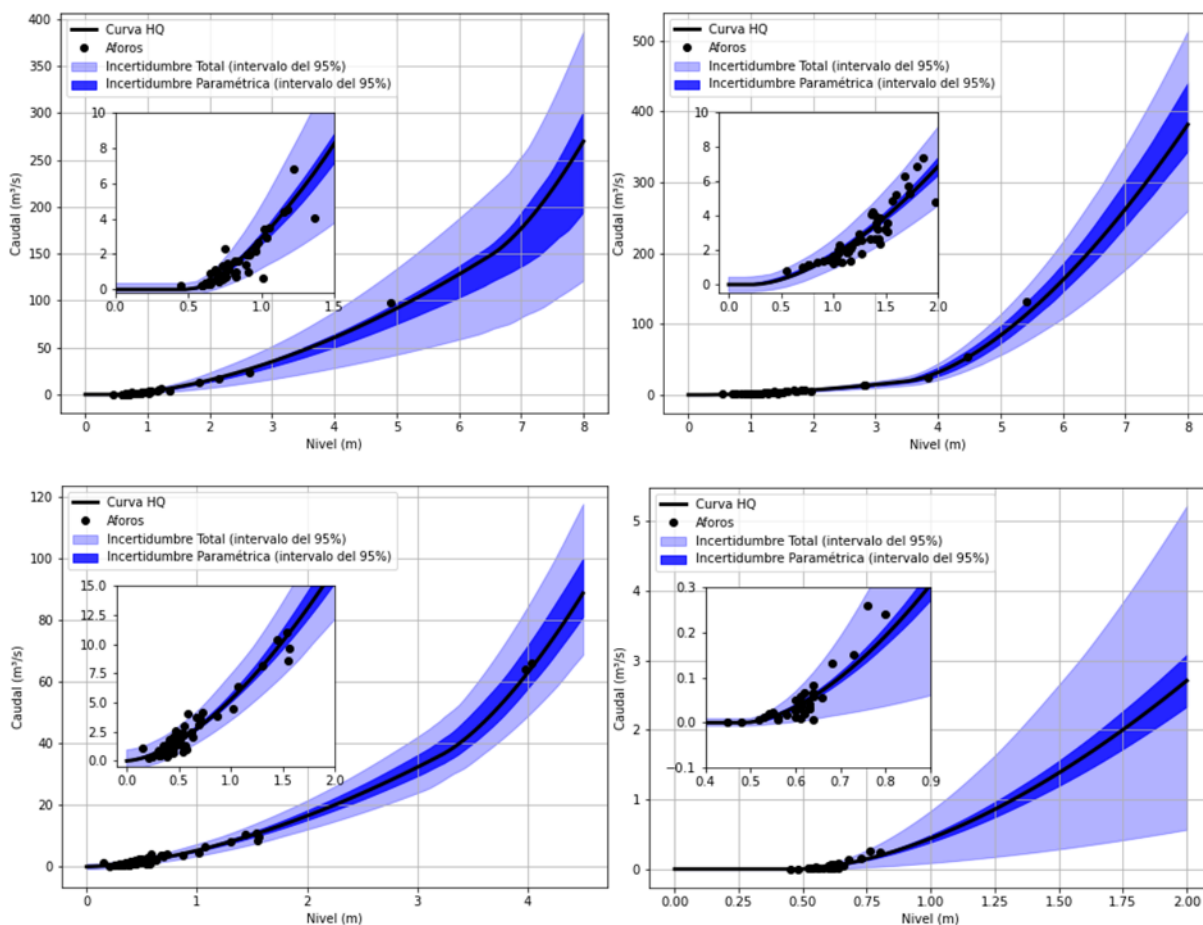
de los aforos realizados. Luego se presentan las ecuaciones asociadas a cada curva. La ubicación de las EM seleccionadas se puede encontrar en la Figura 1.

Las curvas tienen asociadas 2 incertidumbres, la primera marcada en violeta oscuro representa la incertidumbre de los parámetros utilizados para el modelo de curva. El segundo en violeta claro incluye la incertidumbre de los parámetros a lo que se le adiciona la incertidumbre generada por el error remanente o error estructural (Le Coz, 2014).

En la EM01 se encontraron 3 controles, los 2 primeros independientes entre sí y ubicados en la zona de aguas bajas. El tercero depende del segundo a unos 6 metros de altura. Esto se debe a que en el primero existe un control por macrorugosidades formando una rápida para aguas bajas (Figura 2a) que al ser sobrepasado no genera ningún tipo de control. En condiciones de banca llena, el segundo tramo y el tercer tramo están relacionados.

La EM06 y la EM08 presentan 2 controles en aguas bajas, donde en la EM06 existe un acoplamiento entre el primer y el segundo tramo mientras que en la EM08 nuevamente por efecto de macrorugosidades, los tramos no comparten el control. En la EM06 por las condiciones del cauce la curva pudo ser extrapolada hasta valores por encima del último valor aforado. En cambio, en la EM08, por las condiciones en desborde, extrapolar la curva generaba mucha incertidumbre y con valores que pueden ser poco realistas debido a las condiciones del entorno.

Finalmente, la EM64 tiene un solo tramo ya que se encuentra completamente encauzado y no existen controles hasta el desborde donde, al igual que en la EM08 no se puede extrapolar en condiciones de desborde.



**Figura 4.-** Curva HQ de la EM01 (a), EM06 (b), EM08 (c) y EM64 (d).



$$Q(h) = \begin{cases} 8,53855(h-0,51237)^{1,50081} & 0,51 \leq h \leq 1,19 \\ 6,83759(h-0,38185)^{1,69728} & 1,19 \leq h \leq 6,55 \\ 6,83759(h-0,38185)^{1,69728} + 29,5781(h-6,55117)^{1,67985} & 6,55 \leq h \leq 8,00 \end{cases} \quad [5]$$

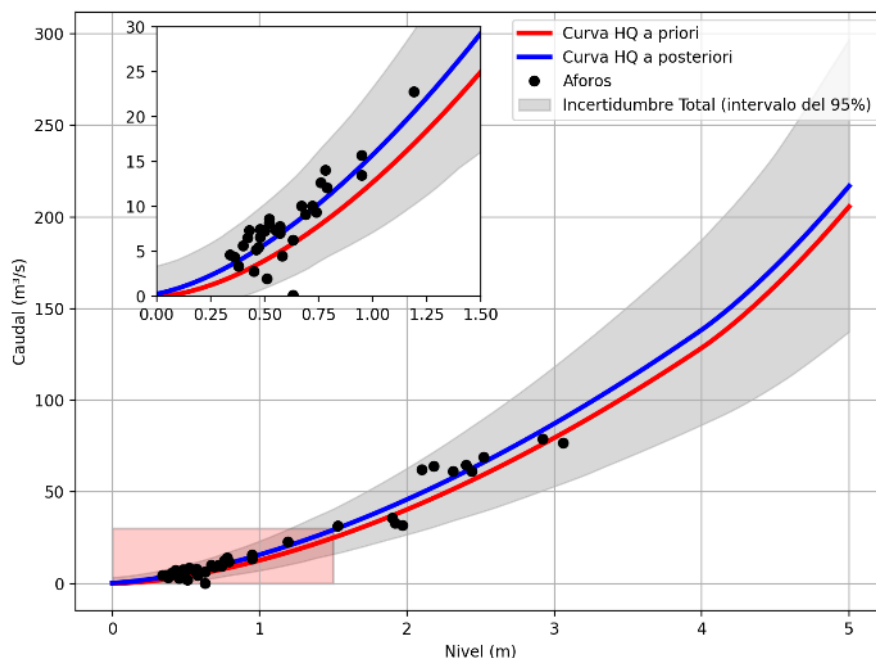
$$Q(h) = \begin{cases} 2,66131(h-0,23462)^{1,67083} & 0,23 \leq h \leq 3,53 \\ 2,66131(h-0,23462)^{1,67083} + 25,11880(h-3,52532)^{1,65468} & 3,53 \leq h \leq 8,00 \end{cases} \quad [6]$$

$$Q(h) = \begin{cases} 5,14750(h+0,01302)^{1,66606} & -0,01 \leq h \leq 3,24 \\ 17,25100(h-3,23885)^{1,67185} & 3,24 \leq h \leq 4,50 \end{cases} \quad [7]$$

$$Q(h) = \{1,3479(h-0,485677)^{1,67945} \quad 0,40 \leq h \leq 2,00 \quad [8]$$

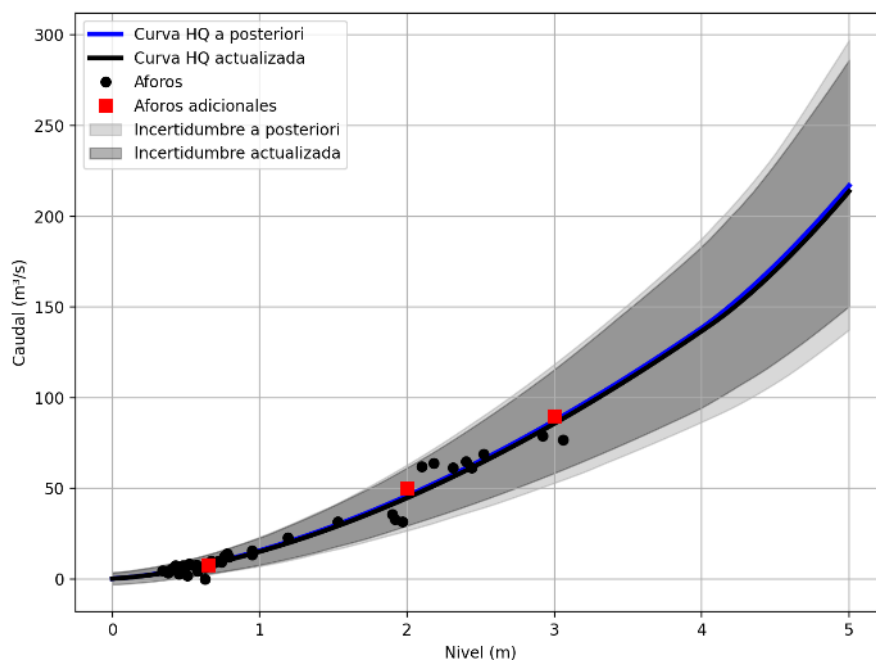
Se presenta a continuación un análisis particular realizado sobre la EM12 ubicada sobre el río Matanza en el cruce con la autopista Ricchieri para analizar el efecto de adicionar más aforos en condiciones de aguas altas al ajuste de la curva.

En esta estación se realizaron 47 aforos con ADCP por parte de ACUMAR. A partir del análisis se descartaron 3 aforos donde las mediciones están afectadas por el efecto de remanso producto de crecidas en el cuerpo receptor (eventos de onda de tormenta). Se establecieron 2 secciones de control, la primera en el fondo del cauce y la segunda a partir de la planicie de inundación.



**Figura 5.-** Curva HQ a priori (roja) y a posteriori (azul) de la EM 12, y aforos en negro. Ampliación en la zona de caudales y niveles bajos.





**Figura 6.-** Comparación de la curva HQ de la EM12 obtenida a posteriori (azul) y actualizada (negra) con aforos realizados por el INA (puntos rojos) en proyectos de investigación previos.

En la Figura 5 se presenta en rojo la curva HQ a priori y en azul la curva HQ a posteriori observándose un acuerdo satisfactorio lo que indica que la curva a priori estuvo bien estimada utilizando datos geométricos de la sección, la pendiente del cauce y un coeficiente de Manning basado en la modelación hidrodinámica. En gris se presenta el rango de incertidumbre total de la curva a posteriori.

En la Figura 6 se presenta el ajuste de una nueva curva HQ a posteriori agregando 3 aforos realizados por este equipo de trabajo en el marco de otros proyectos. Se observa que la curva HQ a posteriori (en negro) tiene leves cambios respecto a la curva azul con una disminución en el rango de incertidumbre total que resulta esperable debido a la utilización de más cantidad de datos para el ajuste.

## CONCLUSIONES

Se obtuvieron relaciones entre alturas y caudales en diferentes Estaciones de Monitoreo de la red de ACUMAR. Las curvas HQ se generaron en las estaciones que cumplen con todos requisitos para poder elaborar una relación entre alturas y caudales y cuentan con una cantidad razonable de aforos.

Se destaca la implementación de una novedosa metodología para obtener curvas HQ. Dicha metodología combina un análisis hidráulico de la estación y los aforos registrados en la misma utilizando la técnica de inferencia Bayesiana propuesta por Le Coz et al. (2014) mediante el software BaRatinAGE. Respecto a la metodología clásica de obtención de curvas HQ (que consiste en una regresión lineal minimizando el error cuadrático entre la función de ajuste y los pares de datos de altura y caudal obtenidos en campañas de aforo) este nuevo abordaje presenta una serie de ventajas que se detallan a continuación:

- Es de base física e incluye en el análisis las propiedades geométricas e hidráulicas del curso de agua.
- Permite tener distintos tramos de curvas según el nivel de agua.
- La curva generada por tramos es continua.
- Estima rangos de incertidumbre de la curva generada.
- Permite extrapolar para caudales más altos y bajos que los aforados.

La mayor cantidad de las campañas de aforos ejecutadas por ACUMAR tuvieron como objetivo caracterizar la calidad de los arroyos, es por eso que los mismos se realizaron en situación de aguas bajas (el 94% de los aforos se realizó en esta situación hidrológica). De lo visto en la elaboración de las curvas HQ surge la necesidad de contar con mayor cantidad de registros en situaciones de aguas medias o altas (como los aforos especiales realizados por ACUMAR en el año 2018). Esto es de suma importancia para verificar la performance de las curvas HQ generadas y, adicionalmente, sirve para ir disminuyendo los rangos de incertidumbres de las curvas (tal como se mostró para la curva HQ de la EM12, donde este grupo de trabajo tenía aforos previos en situaciones de aguas medias y medias-altas).

## AGRADECIMIENTOS

Este estudio fue realizado en el marco del proyecto “Aforos de ríos y arroyos en la Cuenca Matanza-Riachuelo” financiado por ACUMAR.

## REFERENCIAS

- Fenton, J. D., and R. J. Keller** (2001). “The calculation of streamflow from measurements of stage”, Tech. Rep. 01/6, Coop. Res. Cent. for Catchment
- García, P. E., Ortiz, N., Morale, M., Kazimierski, L.D., Lagos, M., Re, M., Sabarots Gerbec & M., Heredia, A.** (2022). “Advantages and disadvantages of hydrometric innovative proposals for water quality management in a highly polluted basin”. Innovation Workshop “WMO HydroHub Phase II Innovation Roadmap”.
- Gelman, A., Carlin, J.B., Stern, H.S., Rubin, D.B.** (2004). “Bayesian Data Analysis”. Texts in Statistical Science, second ed. Chapman & Hall.
- INA** (2021). “Aforos de ríos y arroyos en la Cuenca Matanza-Riachuelo. Estado del arte de la medición de caudales utilizando la técnica de velocimetría por imágenes”. Informe 01. Instituto Nacional del Agua. Informe LHA 01-397-20. Ezeiza. Argentina.
- INA** (2022). “Aforos de ríos y arroyos en la Cuenca Matanza-Riachuelo”. Informe 07 - Resumen Ejecutivo. Instituto Nacional del Agua. Informe LHA 07-397-22. Ezeiza. Argentina.
- ISO 1100-2** (2010). “Hydrometry – measurement of liquid flow in open channels – Part 2: Determination of the stage-discharge relationship”. International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland, 2010, 28 p.
- Le Coz, J., Renard, B., Bonnifait, L., Branger, F., & Le Boursicaud, R.** (2014). “Combining hydraulic knowledge and uncertainty gaugings in the estimation of hydrometric rating curves: A Bayesian approach”. *Journal of Hydrology*, 509, 573–587.
- Petersen-Overleir, A., Reitan, T.** (2005). “Objective segmentation in compound rating curves”. *Journal of Hydrology* 311 (1–4), 188–201.
- Reitan, T., Petersen-Overleir, A.** (2008). “Bayesian power-law regression with a location parameter, with applications for construction of discharge rating curves”. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment* 22 (3), 351–365.
- Renard, B., Garreta, V., & Lang, M.** (2006). “An application of Bayesian analysis and Markov chain Monte Carlo methods to the estimation of a regional trend in annual maxima”. *Water Resources Research*, 42, W12422. <https://doi.org/10.1029/2005WR004591>
- UTNFRa-INA** (2018). “Prosecución de la modelación de la calidad del agua superficial en la cuenca hídrica Matanza-Riachuelo”. Informe Final. Facultad Regional Avellaneda de la Universidad Tecnológica Nacional - Instituto Nacional del Agua. Ezeiza. Argentina.
- WMO** (2010). “Manual on Stream Gauging. Computation of discharge”. World Meteorological Organization. WMO-No. 1044, vol. II, 195 p.

# DINÁMICA DEL APORTE DE SEDIMENTOS DEL RÍO SAN ANTONIO AL EMBALSE SAN ROQUE, CÓRDOBA, ARGENTINA

Rocío Bianchi<sup>1</sup>, C. Marcelo García<sup>1,2</sup>, Francisco Pedocchi<sup>3</sup>, Ana I. Heredia Ligorria<sup>1,2,4</sup>, José Manuel Díaz Lozada<sup>1,2,4</sup>, Joaquín S. Segura Ellis<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC). FCEfYN, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.

<sup>2</sup> FCEfYN, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.

<sup>3</sup> Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA) – Universidad de la República, Montevideo, Uruguay.

<sup>4</sup> Instituto Nacional del Agua, Centro de la Región Semiárida (INA-CIRSA), Av. Ambrosio Olmos 1142, Córdoba, Argentina.

Mail de contacto: rbianchi@mi.unc.edu.ar

## Introducción

El embalse San Roque, ubicado en el valle de Punilla de Córdoba, Argentina, es uno de los cuerpos de agua de la provincia más importantes, ya que se utiliza para abastecer de agua potable a la Ciudad de Córdoba, generar energía eléctrica, riego, control de crecidas y recreación. Estudios previos (Pusetto et. al, 2020) (Beltramone, 2007) indican que el río San Antonio, uno de sus afluentes, aporta gran cantidad de sedimentos que deben ser gestionados adecuadamente para impedir la colmatación del embalse. Actualmente la información hidrológica, hidráulica y sedimentológica existente en el área de estudio no es suficiente para desarrollar herramientas de gestión sostenible de este cuerpo de agua; no existe un plan de extracción de áridos que siga un criterio en función de las características del curso fluvial y de las condiciones hidrológicas, que considere épocas de mayor o menor transporte, de manera de mantener el equilibrio de material sólido en el río y prevenir la disminución de la vida útil del embalse. En consecuencia, en el presente trabajo se plantean avances en el estudio de la dinámica del aporte de sedimentos del río San Antonio en la desembocadura del embalse San Roque.

## Objetivos

El objetivo de este trabajo es presentar los avances la caracterización de la dinámica del aporte de sedimentos en la desembocadura del río San Antonio en el embalse San Roque. Esta información será utilizada como herramienta para la gestión de áridos en la zona.

## Zona de Estudio

El presente trabajo se desarrolló en un tramo del río San Antonio, próximo a la desembocadura en el embalse San Roque (31°25'13.6"S 64°30'26.4"W), ubicado en la Provincia de Córdoba, Argentina. Allí, se dividió el área a analizar distintas progresivas, crecientes hacia aguas abajo tal como se puede observar en la figura 1.



Figura 1.- Zona de estudio en el río San Antonio.

## Materiales y Métodos

Para estudio la dinámica del transporte de sedimentos se elaboró, en primera instancia, un modelo conceptual para comprender los procesos físicos de interés en el área de estudio y las variables que los gobiernan, las zonas de sedimentación y erosión, junto a los cambios generados con variaciones en las condiciones de contorno. El modelo fue desarrollado en Python y considera de forma simple la morfodinámica de la evolución del lecho de un río de ancho fijo y caudal constante que desemboca en un lago de la misma anchura y extensión infinita. Estima el transporte de sedimentos del lecho por fondo y suspensión, sin considerar los aportes de sedimentos por carga de lavado provenientes de la cuenca alta (se asume que son despreciables). La carga de fondo de sedimento se encuentra en equilibrio y en la sección aguas arriba hay disponibilidad de sedimentos para transportar (de esta forma, lo simulado sería lo que potencialmente podría ocurrir para esa condición). Además, considera que el fondo presenta una pendiente uniforme en todo el trayecto, sin tener en cuenta erosiones y deposiciones de eventos anteriores.

El modelo requiere como variables de entrada características del flujo, fluido, sedimento y tramo de río analizado, junto a parámetros del esquema de la modelación. Ingresados los datos iniciales, determina las profundidades de flujo iniciales ( $t = t_0$ ) en todo el tramo utilizando esquemas de flujo gradualmente variado para una condición de profundidad de flujo aguas abajo  $y_f$  y una posición de lecho inicial definido por la pendiente de fondo  $S_0$ . Para ello, es necesario calcular la pendiente de la línea de energía considerando el efecto de la fricción sobre el flujo a partir de la ecuación propuesta por Engelund & Hansen (1967), el número de Froude y la profundidad del flujo para cada progresiva en el instante inicial. Luego, se determina la posición del lecho para el nuevo instante  $t_0 + \Delta t$  con las condiciones hidrodinámicas determinadas inicialmente y se calcula el transporte total de sedimentos del lecho  $q_t$ , como la suma del transporte de fondo y el transporte en suspensión, calculados con ecuaciones empíricas determinadas a partir de un análisis de sensibilidad que se presentará en el trabajo completo. Con el transporte total y la ecuación de balance de masa de Exner (1925) se determina la posición del lecho para un nuevo instante  $t + \Delta t$ . El procedimiento se repite para los nuevos intervalos de tiempo hasta alcanzar el tiempo de modelación. Finalmente, se generan gráficos y archivos con las distintas variables.

Con el modelo conceptual desarrollado, se determinaron las variables características a relevar en la zona de estudio: las condiciones hidrológicas e hidráulicas, el nivel del embalse, la topografía y las características del sedimento. Para el relevamiento de las mismas se desarrollaron distintas metodologías, de acuerdo a la disponibilidad de tecnología y las condiciones del flujo, que se desarrollan a continuación.

En el relevamiento de condiciones hidrológicas, hidráulicas y niveles del embalse, se obtuvieron datos de precipitación en la cuenca de aporte del embalse San Roque, caudal continuo (mediante hidrogramas) y caudal puntual en secciones del río (medido con un Perfilador de Corriente Acústico Doppler: ADCP en sus siglas en



inglés). Se relevaron velocidades de escurrimiento con ADCP y/o estimando la velocidad superficial del flujo con trazadores, y tirantes mediante ADCP o análisis de imágenes del cauce. La información de la variación del nivel del embalse se obtuvo a partir de un sensor de nivel instalado en el dique San Roque.

Durante el relevamiento topográfico se utilizaron cinco técnicas, de acuerdo a las condiciones hidráulicas e hidrológicas del cauce. En época de estiaje, donde el río presenta caudales menores a  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ , el lecho queda expuesto. Aprovechando esta condición favorable para el estudio, se relevó el fondo con fotografías (satelitales y obtenidas en campo) para realizar un análisis general de la situación y luego con un vehículo aéreo no tripulado (VANT) para generar una ortofoto y un Modelo Digital de Elevaciones (DEM, por sus siglas en inglés). Cuando luego de la crecida el embalse queda con un nivel alto, inundando el área de análisis, el lento descenso del mismo durante el estiaje no altera las formas de fondo generadas en el evento. En estos casos, se utilizó la metodología propuesta en estudios anteriores (Bianchi et. al, 2021). Si el río aumenta su caudal en crecida y luego disminuye rápidamente, las formas de fondo se desarman, quedando expuesto un lecho liso. En consecuencia, se realizó un análisis de DEMs (comparando la situación antes y después del evento de crecida) para determinar el cambio en los perfiles longitudinales y el volumen de sedimentación o erosión en cada zona. En época de crecidas, se caracterizaron las formas de fondo del cauce a partir de mediciones dinámicas utilizando el ADCP y se utilizaron fórmulas empíricas para aproximar la geometría esperada de acuerdo a las características hidráulicas generadas por el evento.

Respecto al relevamiento de los sedimentos, se realizó una caracterización granulométrica de los mismos (analizando con el método mecánico del tamizado muestras extraídas en perfiles longitudinales y transversales del cauce) y una estimación de su transporte a partir de mediciones estacionarias con ADCP, donde se obtiene una velocidad de las partículas cercanas al fondo estimada, mediciones dinámicas con ADCP, donde se logra estimar el transporte de fondo mediante la técnica de seguimiento de fondo y aplicación de fórmulas empíricas de diversos autores (Engel & Lau, 1980), (Kondap & Garde, 1973), (Havinga, 1983).

Los datos relevados en campo fueron utilizados luego para correr el modelo conceptual desarrollado, validarlo e interpretar los procesos intervinientes en cada caso.

## Resultados

El modelo conceptual se implementó para las condiciones relevadas en campo durante seis eventos de crecidas y ocho condiciones luego de la ocurrencia de la crecida. Las observaciones de campo fueron utilizadas para definir las variables de entrada en el modelo conceptual. A modo de ejemplo para este resumen extendido, se presentan en la Tabla 1 las variables de entrada utilizadas en dos condiciones de flujo seleccionadas, y en las Figuras 2 y 3 se muestran los resultados del modelo conceptual para las evoluciones del lecho y el transporte total de sedimentos del lecho para esas condiciones. Estos comportamientos fueron verificados durante las observaciones de campo.

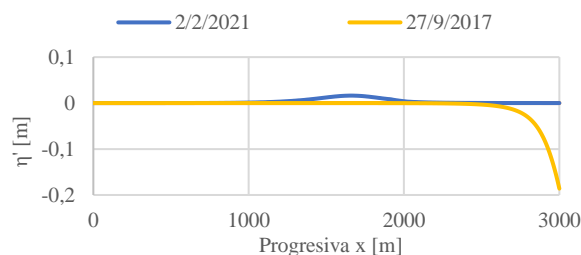
**Tabla 1.-** Variables de entrada del modelo conceptual para distintos eventos relevados.

Evento	$q$ [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]	$y_f$ [m]	$D_{50}$ [mm]	$S_0$ [%]
27/09/2017	0.97	0.59	1.50	0.15
02/02/2021	1.01	2.84	1.50	0.15

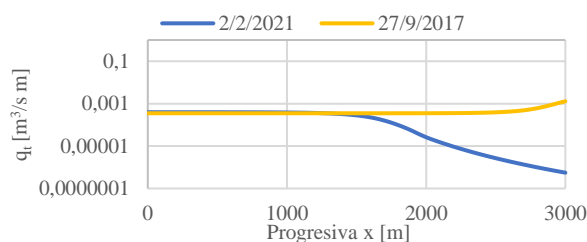
## Conclusiones

A partir de la implementación del modelo conceptual se lograron comprender los procesos físicos que gobiernan en el área de estudio, las zonas de sedimentación y erosión y las variables más

influyentes. Se obtuvo que las variables dominantes en la dinámica del transporte de sedimentos en la zona de estudio son el nivel del embalse, las condiciones hidrológicas e hidráulicas, la topografía y las características del sedimento transportado. En consecuencia, se relevaron datos en campo en diferentes eventos y condiciones del flujo que luego fueron utilizados como variables de entrada del modelo conceptual realizado para definir zonas de erosión y sedimentación, estimar la variación del transporte de sedimentos unitario a lo largo del cauce, entre otras aplicaciones. La erosión, y en consecuencia el ingreso de sedimentos al embalse, ocurre en condiciones de niveles bajos del embalse o en crecidas significativas y su efecto es más marcado de acuerdo a la magnitud del evento. Cuando el embalse presenta niveles bajos y ocurre una crecida, hay transporte de sedimentos en todo el tramo de estudio. Luego, al aumentar el nivel del embalse, la zona donde se transporta sedimento se traslada hacia aguas arriba. Estas afirmaciones pueden ser utilizadas para desarrollar herramientas de gestión sostenible del cuerpo de agua, como definir los lugares y tiempos recomendados de extracción de áridos.



**Figura 2.-** Variación del lecho para las condiciones relevadas.



**Figura 3.-** Transporte total de sedimentos del lecho para las condiciones relevadas.

## Referencias

- Beltramone, C.** (2007). "Geomorfología fluvial del Río San Antonio, Provincia de Córdoba, Argentina". *Cuadernos del CURIHAM*. (Vol. 13).
- Bianchi et. al** (2021). "Avances en la cuantificación experimental de aportes de sedimentos a un embalse en Córdoba Argentina". *XXIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, México.
- Edwards, T. K., & Glysson, G. D.** (1999). "Field Methods for Measurement of Fluvial Sediment". En U. S. Survey, *Techniques of Water-Resources Investigations of the U.S. Geological Survey: Book 3, Applications of Hydraulics*.
- Engel, P., & Lau, Y. L.** (1980). "Computation of bed load using bathymetric data". *Journal of the Hydraulics Division* (106(3)), 639–380.
- Engelund, F., & Hansen, E.** (1967). *A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams*. Copenhagen: Teknisk Forlag.
- Exner, F. M.** (1925). *Über die Wechselwirkung zwischen Wasser und Geschiebe in Flüssen*. Sitzber. Akad. Wiss Wien., 134.
- Havinga, H.** (1983). "Discussion of Bed load discharge coefficient". *Journal of the Hydraulics Division*. ASCE, 109, 157–160.
- Hoffmans, G.J.C.M. and H.J. Verheij** (1997). "Scour Manual". A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Kondap, D. M., & Garde, R. J.** (1973). "Velocity of bed forms in alluvial channels". *Proceedings of the 15 th Congress of International Association for Hydraulic Research*, 5.
- Pussetto, N.; Piovano, E. L.; Rodriguez, M. I.; Ruiz, M.; Halac, S. R.** (2020). "Modelo conceptual del funcionamiento del embalse San Roque: dinámica sedimentaria y geoquímica". *Revista de la FCEfyN UNC, Argentina*. Vol. 7, N° 2, Octubre 2020.

# ANÁLISIS DE LA EVOLUCIÓN DE LA GRANULOMETRÍA DE RÍOS DE MONTAÑA CON DATOS DE CIENCIA CIUDADANA

Rocío Bianchi<sup>1</sup>, Carlos M. García<sup>1,2</sup>, José M. Díaz Lozada<sup>1,2,3</sup>, Susana B. Degiovanni<sup>4</sup>, Nelso C. Doffo<sup>4,6</sup>, M. Eugenia Benito<sup>4,6</sup>, Cristhian A. Rodríguez<sup>2</sup>, Ana I. Heredia Ligorria<sup>1,2,3</sup>, Horacio S. Herrero<sup>2,5</sup>

<sup>1</sup> Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC). FCEfYn, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.

<sup>2</sup> FCEfYn, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.

<sup>3</sup> Instituto Nacional del Agua, Centro de la Región Semiárida (INA-CIRSA), Av. Ambrosio Olmos 1142, Córdoba, Argentina.

<sup>4</sup> Departamento de Geología, Universidad Nacional de Río Cuarto, RN 36, km 601, X5804BYA, Río Cuarto, Córdoba, Argentina.

<sup>5</sup> Administración Provincial de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba, Humberto 1° 607, Córdoba, Argentina.

<sup>6</sup> Instituto de Ciencias de la Tierra, Biodiversidad y Ambiente (ICBIA – CONICET)

Mail de contacto: rbianchi@mi.unc.edu.ar

## Introducción

En ríos de montaña las características de los sedimentos transportados varían debido a la pendiente, las condiciones hidráulicas del cauce y la litología aflorante en las áreas fuentes. Por esta razón, no todos los tributarios en una cuenca transportan la misma cantidad de sedimentos y la entrega de estos es irregular (Degiovanni et al. 2013; Sulaimán et al. 2017). Las distribuciones granulométricas de la carga de fondo y su arrastre varían significativamente a lo largo del curso siguiendo algunas respuestas hidráulicas (Bhattacharya et al. 2016) frente a intervenciones antrópicas como la extracción de áridos en los cauces (Bhattacharya et al. 2021), construcción de embalses (Jorcin et al. 2005), entre otros. Debido a esto se realizan estudios para determinar zonas de erosión y sedimentación y se implementan modelos hidrológicos e hidráulicos, con el objetivo de definir y evaluar políticas públicas relacionadas a la gestión de recursos hídricos o sedimentos. Para ello es fundamental contar con gran densidad de información y conocer la variabilidad espacial y temporal de los sedimentos del lecho de los ríos, lo que no resulta sencillo en cuencas con baja instrumentación y escasos datos disponibles para caracterizar procesos físicos en el área de los recursos hídricos y el transporte de sedimentos. En consecuencia, en los últimos años hay un creciente interés en implementar proyectos de ciencia ciudadana que unen los saberes y la experiencia de los pobladores y los expertos, posibilitando llevar los estudios a escalas que no habrían sido posibles de otra manera (Newman et al. 2017). Por ejemplo, los proyectos que se implementaron para estudiar la dinámica espacio-temporal de la turbidez y los sedimentos en suspensión en Kenia (Njue et al. 2021) o los estudios para cuantificar la concentración de microplásticos en ríos de Estados Unidos (Barrows et al. 2018), entre otros.

Esto motivó el desarrollo del proyecto Manejo Sostenible de Áridos en Ríos y Embalses (MASARE), implementado por los autores en cuerpos de agua de la provincia de Córdoba, Argentina, con el objetivo de obtener datos con alta resolución espacial y temporal y desarrollar herramientas científicas y tecnológicas requeridas para la definición de políticas públicas en relación a la gestión sostenible de los sedimentos en cuerpos de agua. Actualmente se está trabajando en las cuencas de los ríos Primero (Suquía), Segundo (Xanaes) y Cuarto (Chocancharava).

## Objetivos

En este resumen extendido se reportan los principales avances, metodologías experimentales, resultados y conclusiones obtenidas de la implementación del proyecto MASARE para el estudio de la variabilidad espaciotemporal de las características granulométricas de los sedimentos del lecho en la cuenca del río Cuarto. En el trabajo completo, se reportará además sobre las cuencas de los ríos Primero y Segundo.

## Zona de Estudio

Los estudios y la implementación del proyecto de ciencia ciudadana fueron desarrollados en tramos de cursos de agua pertenecientes a las cuencas del río Primero, Segundo y Cuarto de la provincia de Córdoba, Argentina (Fig. 1).

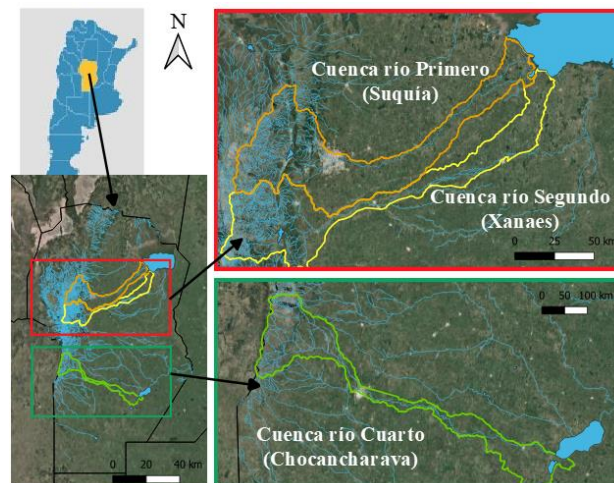


Figura 1.- Ubicación de la zona de estudio completa.

## Materiales y métodos

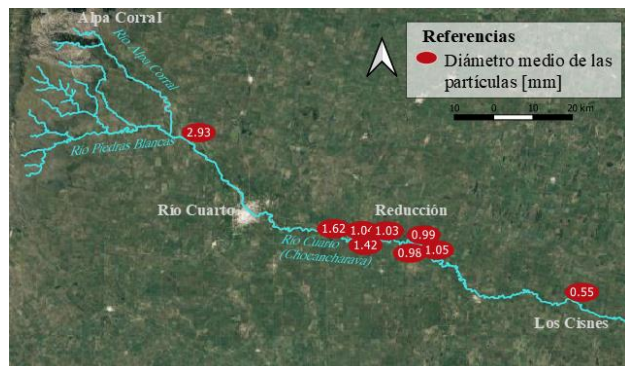
En el proyecto MASARE se incorpora la comunidad que habita y realiza actividades en los cuerpos de agua; participan representando a la comunidad: establecimientos educativos, ciudadanos y operadores de areneras instaladas sobre el cauce del río Cuarto, Segundo y San Antonio (perteneciente a la cuenca del río Primero), convocados por instituciones académicas y científicas (Universidad Nacional de Córdoba y Universidad Nacional de Río Cuarto) a través de organismos de gestión (Administración Provincial de Recursos Hídricos y la "Patrulla del Río" dependiente de la Secretaría de Recursos Hídricos, ambas de la provincia de Córdoba).

La comunidad extrae muestras de sedimento del lecho de palas o carros mecánicos. De acuerdo a la zona y al objetivo del estudio, se toman muestras mensuales, estacionales y luego de eventos de crecida, en la zona central del cauce o a lo largo de secciones transversales o longitudinales. Dichas muestras son procesadas por las instituciones académicas y de investigación utilizando el método mecánico de tamizado. Los resultados obtenidos, como curvas granulométricas, parámetros característicos del sedimento, clases texturales, etc., son informados a la comunidad y los organismos de gestión por medio de reportes, informes y talleres presenciales, donde además se discuten y ajustan metodologías de trabajo e inquietudes entre los distintos actores



## Resultados

A modo de ejemplo, en la figura 2 se presentan los diámetros medios de las partículas del lecho (D50) de muestras de sedimentos extraídas en diciembre de 2021 en la cuenca media del río Cuarto. Allí se observa que en aproximadamente 200 km, para el mes analizado, el tamaño medio del sedimento disminuye en un factor de 3 hacia aguas abajo.



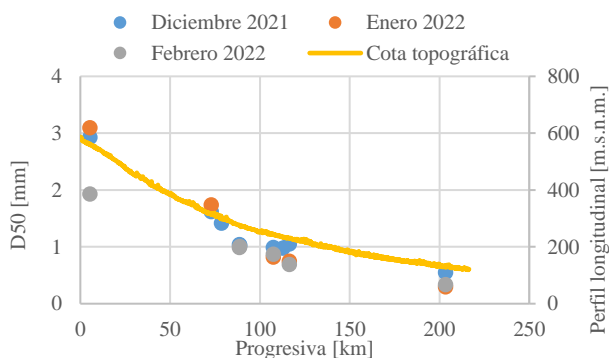
**Figura 2.-** Distribución y tamaño de las muestras extraídas por permisionarios mecánicos ubicados en el tramo medio del río.

En la tabla 1 se presenta la variación a lo largo del cauce, de los porcentajes de diámetros de áridos agrupados según los cortes comerciales utilizados por las areneras, durante el muestreo del mes de diciembre de 2021. A partir de este análisis se podría zonificar la actividad de extracción según los porcentajes de diámetros dominantes dependiendo de la demanda del tipo de sedimento.

**Tabla 1.-** Variación porcentual de las clases granulométricas de las muestras, agrupadas según los cortes comerciales de áridos.

Progresiva [km]	Descarte (>20 mm) [%]	Granza (5-10 mm) [%]	Arena zarandeada (<5 mm) [%]
5	4	23	73
73	0	11	89
107	0	1	99
203	0	0	100

Para evaluar las variaciones granulométricas de sedimento con el tiempo, la figura 3 muestra la distribución del D50 desde el extremo superior del tramo medio (progresiva x=0 m) hacia aguas abajo, con datos de muestras extraídas entre diciembre de 2021 y febrero de 2022. Además, se presenta el perfil longitudinal del tramo de río obtenido a partir de un modelo digital de elevaciones (IGN, 2022), mostrando una razonable correlación entre el cambio en el tamaño de las partículas y la cota del cauce.



**Figura 3.-** Evolución del diámetro medio de las partículas del lecho del río Cuarto.

Los resultados obtenidos muestran que los sedimentos no presentan un comportamiento espaciotemporal homogéneo en el río Cuarto y en consecuencia es de suma importancia su estudio sostenido en el tiempo. En las cuencas de los ríos Primero y Segundo se observa una situación similar y se presentará en el artículo completo.

## Conclusiones

Gracias a los proyectos de ciencia ciudadana se fomenta el intercambio de conocimientos entre la comunidad, las instituciones académicas y científicas y los organismos de gestión. Con la implementación del proyecto MASARE se están obteniendo datos muy valiosos de características granulométricas del lecho en las cuencas de los ríos Primero, Segundo y Cuarto que ya se están utilizando para la gestión sostenible de áridos en los principales ríos de la provincia de Córdoba y la elaboración de políticas públicas.

El tamaño del sedimento y sus características varían sustancialmente en los ríos analizados, disminuyendo hacia aguas abajo junto con la altitud y cambiando a lo largo del tiempo. En el caso del río Cuarto, se comprobó que en 200 km de cauce el D50 del sedimento disminuye hasta en un factor de tres y además varía temporalmente.

## Agradecimientos

A los permisionarios mecánicos de areneras ubicadas sobre el río Cuarto que colaboran con el proyecto: Bruno Alvarez Strazzi, Gastón Baudino, Federico Andrés Bruno, Luis García, Adrián Gonzalez, Víctor Gonzalez, Guillermo Gonzalez, Ana Ribas, Cristian Strazzi, Carlos Zazzarini y Hugo Zazzarini, a los estudiantes del Instituto Cristo Rey de Río Cuarto. A los ciudadanos que participan en los estudios de los ríos San Antonio y Segundo: Joaquín García Berra, Sofía Balbo y familia.

## Referencias

- Barrows, A. P., Christiansen, K. S., Bode, E. T., & Hoellein, T. J. (2018). A watershed-scale, citizen science approach to quantifying microplastic concentration in a mixed land-use river. *Water Research*, 147, 382-392.
- Bhattacharya RK, Chatterjee ND, Dolui G (2016) Grain size characterization of instream sand deposition in controlled environment in river Kangsabati, West Bengal. *Model Earth Syst Environ* 2(3):118
- Bhattacharya, R.K., Das Chatterjee, N. (2021). *Sediment Grain Size Analysis and Mining Intensity: Estimation by GRADISTAT, G-STAT and LDF Techniques*. In: River Sand Mining Modelling and Sustainable Practice. Environmental Science and Engineering. Springer, Cham.
- Degiovanni, S., Villegas, M. y Ulla, J.P. (2013) *Análisis de la carga de fondo y dinámica de transporte en el río Cuarto (Córdoba), como base para una minería de áridos sustentable*. *Revista de la Asociación Geológica Argentina* 70 (2): 238-348
- IGN (2022). *MDE-Ar*. Obtenido de <https://www.ign.gov.ar/>
- Jorcin, A., & Nogueira, M. G. (2005). *Temporal and spatial patterns based on sediment and sediment-water interface characteristics along a cascade of reservoirs (Paranapanema River, south-east Brazil)*. *Lakes & Reservoirs: Research & Management*, 10(1), 1-12.
- MASARE (2022). *Manejo sustentable de áridos en ríos y embalses*. Obtenido de <https://sites.google.com/view/proyectomasare/>.
- Newman, G., Chandler, M., Clyde, M., McGreavy, B., Haklay, M., Ballard, H., et al. (2017). *Leveraging the power of place in citizen science for effective conservation decision making*. *Biological Conservation*, 208(August), 55-64.
- Njue, N., Gräf, J., Weeser, B., Rufino, M. C., Breuer, L., & Jacobs, S. R. (2021). *Monitoring of suspended sediments in a tropical forested landscape with citizen science*. *Frontiers in Water*, 3, 56.
- Sulaiman MS, Sinnakaudan SK, Azhari NN, Abidin RZ (2017) *Behavioral of sediment transport at lowland and mountainous rivers: a special reference to selected Malaysian rivers*. *Environ Earth Sci* 76(7):300



# PERFILES DE VELOCIDAD EN CAUCES DE ALTA PENDIENTE Y SUMERGENCIA RELATIVA PEQUEÑA

Blanca Marín- Esteve y Allen Bateman

Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona allen.bateman@upc.edu

## Abstract

Esta investigación experimental explora los perfiles de velocidad de superficie rugosa sobre canales porosos de alta pendiente con sumergencias relativas pequeñas.

## Introducción

Aunque la hidrodinámica de los ríos de montaña se ha estudiado durante las últimas tres décadas, aún quedan muchos problemas sin resolver, como el cálculo de la velocidad media local, especialmente en la región cercana al lecho, y sus propiedades relacionadas que actúan como una resistencia al flujo.

El caudal en los ríos de montaña suele ser poco profundo, con una relación entre el radio hidráulico medio y el diámetro medio del grano (sumergencia relativa) que suele ser inferior a cinco, en condiciones de caudal bajo y a menos de diez en condiciones de inundación (Bathurst, 1985). Además, el lecho está formado por arena, grava y cantos rodados, que constituyen la superficie rugosa y podrían tener configuraciones de lecho complicadas (es decir, dunas, estanques y ondulaciones). En consecuencia, los gradientes pronunciados del lecho y el material grueso del lecho producen un flujo subterráneo significativo en todo el lecho permeable (Lamb et al., 2017). Estos fenómenos pueden tergiversar las variables hidráulicas: profundidades, altura de rugosidad y velocidades.

Prandtl (1926) desarrolló la relación entre la velocidad media local a cierta distancia del lecho y la velocidad de corte en un flujo turbulento, y se puede aproximar mediante la ecuación [1] en una tubería sobre un flujo hidráulicamente rugoso.

Donde  $z$  es la profundidad del agua,  $k$  es la altura de la arena de Nikuradse, conocida como la altura de rugosidad relativa, y  $k_s$  es la constante de Von Karman-Prandtl, aunque existe cierto debate sobre si se trata de una constante o no (Powell, 2014). Schlichting (1968) estudió el coeficiente  $B$  en flujos de canales con diferentes condiciones hidráulicas y afirmó que es una constante de 8,5 para una pared rugosa.

$$\frac{\bar{u}}{u_*} = \frac{1}{k} \ln \left( \frac{z}{k_s} \right) + B = \frac{1}{k} \ln \left( \frac{30z}{k_s} \right) \quad [1]$$

En flujos con inmersión relativa por debajo de 4, solo están presentes las capas de rugosidad y del subsuelo (Ferguson, 2007; Nikora et al., 2001). Por lo tanto, no se desarrolla ninguna capa logarítmica para aplicar directamente la ley logarítmica del muro definida por Prandtl (1926). Sin embargo, estudios de laboratorio sobre lechos de grava con baja y gran inmersión relativa han demostrado que el perfil de velocidad podría describirse con la ley logarítmica si se modifican algunos parámetros (Aberle and Smart, 2003; Fernández, 2019; Nezu and Nakagawa, 1993; Rouzes et al., 2018).

Por otro lado, varios investigadores han notado que los perfiles de velocidad en flujos de baja inmersión relativa tienen "forma de S", en la que el punto de inflexión se encuentra justo por encima de las crestas de los elementos de rugosidad y define la transición entre la cámara lenta que ocupa el espacio de rugosidad y el flujo de movimiento más rápido por encima de él (Bathurst, 1985; Ferro, 2003; Jarrett, 1990; Katul et al., 2002).

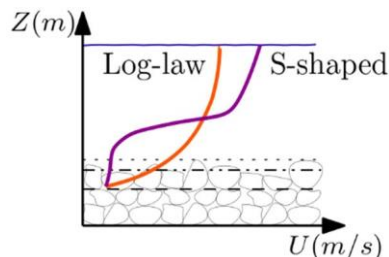


Figura 1.- Distribuciones de velocidades

Uno de los principales problemas de aplicar la ley logarítmica [1] a un lecho de grava, es dónde ubicar el nivel de referencia, a partir del cual se calculan todas las profundidades del agua (Figura 2). Para un flujo liso y turbulento, el origen del perfil de velocidad se toma en el límite de las piedras. Keulegan (1938) desarrolló el perfil logarítmico para flujos hidráulicos irregulares sobre un lecho impermeable, asumiendo como profundidad del agua a la que la velocidad es 0.

Sin embargo, si la pared está compuesta de granos sueltos, no se dispone de una definición estándar y generalmente aceptada (Nezu and Nakagawa, 1993). Este último se vuelve más difícil a medida que el lecho se vuelve permeable y móvil y puede ser arrastrado por el flujo (Amir and Castro, 2011) (Figura 2).

La posición del lecho de referencia o datum de la superficie del lecho para el perfil es desconocida y debe especificarse de antemano ya que no es el nivel de la superficie del lecho ni el nivel superior (o medio) de las rugosidades del lecho. Muchos autores sugieren cambiar el nivel de referencia en ríos permeables de grava (Amir and Castro, 2011; Eiff et al., 2014; Fernández, 2019; Koll, 2006). Varias definiciones de la ubicación de o están presentes en la literatura.



Figura 2.- Distintas definiciones del nivel de referencia en un lecho rugoso

## Metodología experimental

Los experimentos se realizaron en el canal del Laboratorio de Morfodinámica I del grupo GITS de la UPC. Las dimensiones del canal rectangular son 9m de largo, 0.4m de ancho y 0.6m de profundidad, con paredes laterales de vidrio. El canal tiene una pendiente variable. El agua fluye por gravedad sobre el canal. El material del lecho es grava basáltica negra con un diámetro de grano medio de 14,5 mm.

Se realizó un conjunto de varias descargas de flujo en condiciones de no movimiento para cada una de las siete pendientes de canal diferentes consideradas (de 2 a 10 %) con sumergencias relativas bajas (0.7-3.7). Con mediciones a 120 perfiles de velocidad.

Las medidas de velocidad se tomaron con un Velocímetro Acústico Doppler (ADV) y se complementaron con la técnica de Velocimetría de Seguimiento de Partículas (PTV); por tanto, se midieron las velocidades en la región cercana al lecho. La velocidad intersticial se ha considerado como la velocidad mínima del perfil de velocidad, medida con trazador. También se han medido las cotas de agua, la velocidad superficial y la descarga de agua.



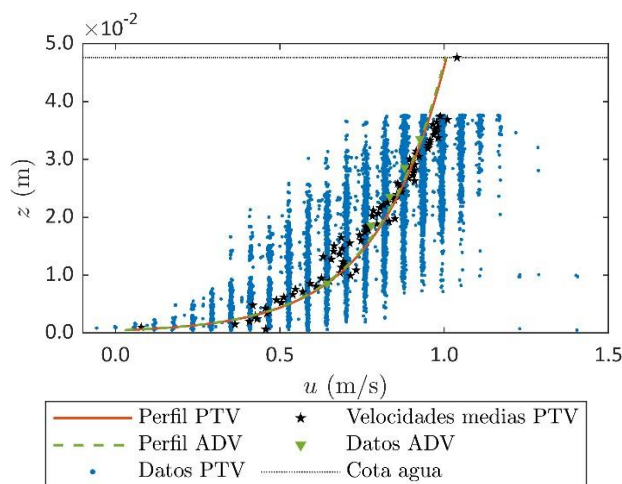
**Figura 3.** – Canal de alta pendiente en el LMF I – Campus Nord y hoja laser usada en PTV

Se ha utilizado una regresión de mínimos cuadrados para la optimización de las variables necesarias para la definición de la distribución de velocidad de los perfiles medidos (velocidad de corte, constante de Von Karman, altura de rugosidad, nivel de referencia).

## Resultados y conclusiones

En esta investigación se han analizado 114 perfiles, con pendientes que varían entre 2 % y 10 %, sumergencias relativas que van de 0.7 a 3.7, descargas de flujo superficial entre 1-29 l/s, con números de Reynolds >13200 y números de Reynolds de grano > 455.

La formulación de la ley logarítmica define correctamente las distribuciones del perfil de velocidad para las condiciones de flujo definidas, considerando que el nivel de referencia está bien definido.



**Figura 4.-** Perfil de velocidades en 2% de pendiente con ADV y PTV

De esta forma, los perfiles de velocidad experimentales se ajustaron bien a la formulación de la ley logarítmica una vez llevados a cabo los procedimientos optimizados, en las que la definición del dato de referencia ha demostrado ser una variable esencial a considerar.

Este dato de referencia se ubica más profundo en la capa del lecho a medida que aumenta el flujo de cantidad de movimiento longitudinal (esfuerzo cortante) incrementando el flujo de cantidad de movimiento transversal inducido. Además, el dato de referencia tiene una dependencia lineal con la sumergencia relativa dada una pendiente del canal, aunque su dispersión es alta.

Por otro lado, el parámetro de Von Karman ha demostrado ser una constante de  $0,417 \pm 0,01\%$  para todos los perfiles, independientemente de la pendiente del canal, la descarga y la sumergencia relativa.

Además, la velocidad intersticial se asume como la velocidad mínima del perfil de velocidad. Esta velocidad ha demostrado ser dependiente de la pendiente e independiente de la sumersión relativa.

Por estas razones, se valida la premisa de que los perfiles de velocidad en flujos hidráulicamente rugosos bajo condiciones de baja sumergencia relativa se ajustan al perfil logarítmico (Figura 4).

## Referencias

- Aberle, J., and Smart, G. M.** (2003). The influence of roughness structure on flow resistance on steep slopes. *Journal of Hydraulic Research*, 41(3), 259–269. <https://doi.org/10.1080/00221686.2004.9728387>
- Amir, M., and Castro, I. P.** (2011). Turbulence in rough-wall boundary layers: Universality issues. *Experiments in Fluids*, 51(2), 313–326. <https://doi.org/10.1007/s00348-011-1049-7>
- Bathurst, J. C.** (1985). Flow Resistance Estimation in Mountain Rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 111(4), 625–643. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1985\)111:4\(625\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1985)111:4(625))
- Eiff, O., Florens, E., and Moulin, F.** (2014). Roughness parameters in shallow open-channel flows. *River Flow 2014*.
- Ferguson, R. I.** (2007). Flow resistance equations for gravel- and boulder-bed streams. *Water Resources Research*, 43(5), 1–12. <https://doi.org/10.1029/2006WR005422>
- Fernández, C.** (2019). *Experimental characterization of turbulence in steep rough streams*. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Ferro, V.** (2003). ADV measurements of velocity distributions in a gravel-bed flume. *Earth Surface Processes and Landforms*, 28, 707–722. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/esp.467>
- Jarrett, R. D.** (1990). Hydrologic and hydraulics research in mountain rivers. *Water Resources Bulletin*, 26(3), 419–429. Riparian
- Katul, G., Wiberg, P., Albertson, J., and Hornberger, G.** (2002). A mixing layer theory for flow resistance in shallow streams. *Water Resources Research*, 38(11), 32-1-32-38. <https://doi.org/10.1029/2001wr000817>
- Keulegan, G. H.** (1938). Laws of turbulent flow in open channels. *Journal of Research of the National Bureau of Standards*, 21(Research Paper 1151), 707–741. <https://doi.org/10.6028/jres.021.039>
- Koll, K.** (2006). Parameterisation of the vertical velocity profile in the wall region over rough surfaces. *River Flow 2006*, 163–172.
- Lamb, M. P., Brun, F., and Fuller, B. M.** (2017). Hydrodynamics of steep streams with planar coarse-grained beds: Turbulence, flow resistance, and implications for sediment transport. *Water Resources Research*, 53(3), 2240–2263. <https://doi.org/10.1002/2016WR019579>
- Nezu, I., and Nakagawa, H.** (1993). *Turbulence in Open-Channel Flows* (I. Monograph (ed.)). A.A. Balkema.
- Nikora, V. I., Goring, D., McEwan, I., and Griffiths, G.** (2001). Spatially Averaged Open-Channel Flow over Rough Bed. *Journal of Hydraulic Engineering*, 127(2), 123–133. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2001\)127:2\(123\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2001)127:2(123))
- Prandtl, L.** (1926). Über die ausgebildete Turbulenz (Turbulent flow. Lecture delivered). *Verhandlungen Des II. Internationalen Kongresses Für Technische Mechanik, Zürich*, 62–74.
- Rouzes, M., Moulin, F. Y., Florens, E., and Eiff, O.** (2018). Low relative-submergence effects in a rough-bed open-channel flow. *Journal of Hydraulic Research*, 57(2), 139–166. <https://doi.org/10.1080/00221686.2018.1478894>
- Schlichting, H.** (1968). *Boundary-Layer Theory* (6th editio). McGrawHill. <https://doi.org/10.1007/978-3-662-52919-5>



## EFFECTO DEL POTENCIAL EROSIVO SOBRE LA SUSCEPTIBILIDAD POR INUNDACIÓN EN CORRIENTES DE CUENCAS ANDINAS

Ramírez, J. J., Parra, J. C.

Politécnico Colombiano Jaime Isaza Cadavid, Grupo de Investigación GIS, Medellín, Colombia  
juanjramirez@elpoli.edu.co, jcparra@elpoli.edu.co

### RESUMEN:

A raíz de la ocurrencia del fenómeno ENSO en su fase húmeda (La Niña) desde finales del año 2021 y en el inicio del año 2022, buena parte del territorio colombiano se ha visto afectado por inundaciones que han causado muertes y pérdidas materiales. El municipio de El Retiro, ubicado en la subregión del oriente del Departamento de Antioquia (Colombia) ha sido uno de los territorios más afectados en este contexto. En octubre de 2021, se presentó allí un evento de inundación que impactó la vega de inundación de la corriente La Agudelo, en la zona urbana del municipio, afectando a más de 90 viviendas, 40 locales y 200 personas. Allí se identifican varios sitios de interés para el alcance de este estudio: varios de ellos evidencian afectaciones en la infraestructura aledaña, y algunos presentan señales de erosión en sus planos laterales. Por tal motivo, se hace necesario el planteamiento de una metodología que dé cuenta del efecto del potencial erosivo de la corriente y sus consecuencias sobre la posterior evaluación de la amenaza por inundación. Para ello se toman como punto de partida, la metodología existente para la zonificación de amenaza por inundación del FEMA (2014). Paralelamente se generan resultados de la estimación del potencial erosivo aplicando la metodología de Annandale (2006). Estos resultados se analizan espacialmente en relación con las diferentes zonas de amenaza por inundación previamente establecidas, y consecuentemente se propone una metodología original para generar un mapa de susceptibilidad a inundaciones que incluye los efectos posibles del potencial erosivo de la corriente.

### ABSTRACT:

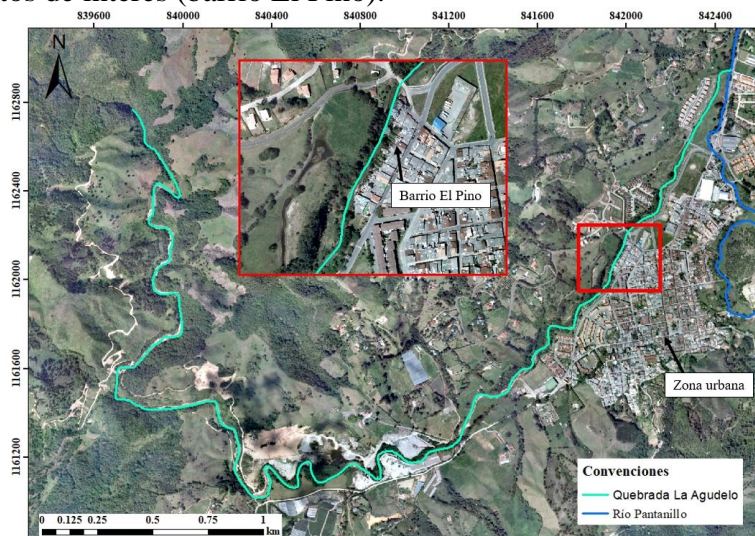
As a result of the ENSO phenomenon in its cold phase (La Niña) happening since the end of 2021 and at the beginning of 2022 Colombian territory has been affected by floods causing deaths and material losses. The municipality of El Retiro, located in the eastern subregion of the Department of Antioquia (Colombia), has been one of the most affected territories in this context. In October 2021, there was an inundation related to La Agudelo stream, impacting more than 90 houses, around 200 people and 40 business establishments located on the flood plain. Several sites of interest for the scope of this study were identified: some of them show damage to the surrounding infrastructure, and others show signs of erosion on their lateral planes. For this reason, it is necessary to present a methodology that accounts the effect of the stream erosive potential and its consequences on the subsequent evaluation of the threat of flooding. To do this, the existing methodology for flood hazard zoning of FEMA (2014) was taken as a starting point. At the same time, results of the estimation of the erosive potential were generated applying the methodology of Annandale (2006). These results were spatially analyzed in relation to the different flood hazard zones previously established, and consequently an original methodology is proposed to generate a flood susceptibility map that includes the possible effects of the erosive potential of the stream.

**PALABRAS CLAVES:** Amenaza por Inundación, Potencia Erosiva, Resistencia a la Erosión, Susceptibilidad y Procesos Erosivos.



## INTRODUCCIÓN

Las inundaciones son uno de los fenómenos globales detonantes de amplios desastres, daños económicos y pérdidas de vidas. Su ocurrencia es catalogada como la de mayor frecuencia entre todas las amenazas naturales conocidas, ocasionando los mayores desastres a través de la historia (Jha, Bloch, & Lamond, 2012). Específicamente en Colombia, las inundaciones son a la fecha uno de los fenómenos que más preocupación suscitan en las autoridades ambientales y en los entes territoriales de los departamentos ubicados en la zona andina, precisamente en la que habita la mayor parte de la población y donde se desarrolla el grueso de la actividad económica del país. Aunado a lo anterior, la situación se agrava con la ocurrencia de la fase húmeda del fenómeno ENSO, que viene presentándose en Colombia desde la segunda mitad del año 2021 y en lo que lleva en año 2022. De acuerdo con el informe del Plan Nacional de Desarrollo 2018 -2022 (DNP, 2018), las inundaciones son el fenómeno natural que más causa desastres en Colombia. Es por ello que el Sistema Nacional para la Prevención y Atención de Desastres después de la ola invernal que golpeó el país en el 2010 -2011, cambió el rumbo de la política ambiental y del riesgo del país, haciendo que el Estado invirtiera en estudios técnicos para atender todos los procesos de la gestión del riesgo y generar una nueva Política Nacional de Gestión del Riesgo con la Ley 1523 de 2012. En el municipio de El Retiro, perteneciente al departamento de Antioquia (ubicado en buena medida sobre la Cordillera de Los Andes), las inundaciones son consideradas una problemática aguda, ya que en la zona urbana confluye dos corrientes, la quebrada La Agudelo y el río Pantanillo, los cuales en las temporadas de invierno provocan inundaciones en sectores puntuales como el Barrio El Pino, el cual se ubica en la margen derecha de la quebrada La Agudelo. En la Figura 1 se muestra la zona de estudio, las corrientes y los puntos de interés (barrio El Pino).



**Figura 1.-** Localización de la zona de estudio.

En el marco de la investigación de la Amenaza por Inundación, el Instituto de Hidrología, Metrología y Estudios Ambientales, elaboró una “Guía Metodológica para la Elaboración de Mapas de Inundación” (IDEAM, 2017), en donde se presentan los lineamientos para realizar estudios de inundación en Colombia. En la guía, se pueden encontrar varias metodologías para la zonificación de la amenaza por inundación desarrolladas en el ámbito nacional e internacional por entidades que estudian el riesgo por inundación, tales como la Sociedad Americana de Ingeniería Civil (ASCE, 2015), la Agencia Federal para Manejo de Emergencias de los Estados Unidos (FEMA, 2014), el Departamento del Interior de los Estados Unidos (U.S. Department of the Interior, 1988), el Departamento de Medio Ambiente y Cambio Climático NSW en Australia (Department of Environment and Climate Change NSW, 2006), el Instituto Geológico y Minero de España (Instituto Geológico y Minero de España, 2008) y la Facultad de Minas de la Universidad Nacional de Colombia (UNAL - IDEAM, 2013).

Las metodologías para zonificación de amenaza presentadas en la guía del IDEAM, tienen en cuenta varios criterios que fueron soportados en el análisis conjunto de la altura de lámina y la velocidad de flujo, y factores como el tiempo efectivo de alerta y respuesta ante un evento, la tasa de incremento de los eventos de crecida, la profundidad y velocidad que esos eventos ocasionan y la duración de la inundación (IDEAM, 2017). Sin embargo, resulta claro que existe un vacío en dicha metodología, al no considerar la Potencia Erosiva de las corrientes, en donde se relaciona el material del cauce y las bancas con la dinámica del flujo, basándose en la capacidad de remoción de sedimento de la corriente.

En este estudio se plantea una metodología para determinar la Susceptibilidad a Inundaciones y Procesos Erosivos, teniendo en cuenta la Amenaza por Inundación y la Potencia Erosiva. También se hace una validación de los resultados obtenidos con la socavación general, ya que esta es la profundidad de descenso del cauce ante una avenida torrencial.

## INSUMOS

- **Información cartográfica.** La información utilizada fue un Modelo Digital de Terreno (DTM) de la quebrada La Agudelo, levantado en el año 2022. El DTM tiene una resolución de 0,25 m x 0,25 m un ancho de 240 m, y una extensión longitudinal de aproximadamente 7 km, desde la confluencia con el río Pantanillo hacia aguas arriba.
- **Resultados de la modelación hidráulica (2D).** A partir de la modelación hidráulica bidimensional (2D) de la creciente asociada al periodo de retorno de 100 años, se obtienen los mapas de profundidad, velocidad y esfuerzo cortante del flujo. Estos mapas tienen una resolución de 0,25 m x 0,25 m.
- **Caracterización del material del lecho.** La información de la caracterización del lecho fue tomada a partir de los resultados de aforos líquidos y sólidos de suspensión, muestreo de fondo y conteo de Wolman realizados en la quebrada La Agudelo en el año 2022.

Esta caracterización del material del lecho se desarrolló en dos (2) puntos, el primero (Punto A1) localizada agua arriba de la zona urbana del municipio de El Retiro y el segundo (Punto A2) cerca a la confluencia de con el río Pantanillo.

A partir de los resultados de los procedimientos mencionados en campo se obtuvieron los resultados presentados en la Tabla 1, donde se puede evidenciar los diámetros característicos del material del lecho de la quebrada La Agudelo.

**Tabla 1.-** Diámetros característicos del material del lecho de la quebrada La Agudelo

Diámetro característico	Punto A1 [mm]	Punto A2 [mm]
D <sub>90</sub>	38,10	3,87
D <sub>84</sub>	26,67	2,31
D <sub>50</sub>	23,80	0,75
D <sub>16</sub>	0,83	0,26

Con los diámetros característicos se puede determinar el material del lecho, siendo en tramo de la zona urbana, arenas, y aguas arriba de ella, gravas.

- **Caracterización del material de las bancas.** Con base a los resultados de los apiques localizados en las bancas de la quebrada La Agudelo, se obtuvo la caracterización del material del que se encuentran conformadas. Los apiques se realizaron en la zona urbana, pues debido a la expansión urbanística, el suelo es alterado y la litología superficial cambia. Caso contrario es el que ocurre en el resto del tramo de estudio, considerado como zona rural. El total de apiques ejecutados fueron cinco, iniciando en la zona cercana a la confluencia del río Pantanillo (P1) y terminando en el barrio El Pino (P5). Desde ellos se obtuvieron los diámetros característicos del material que conforma las bancas (Tabla 2).

**Tabla 2.-** Diámetros característicos del material de las bancas de la quebrada La Agudelo

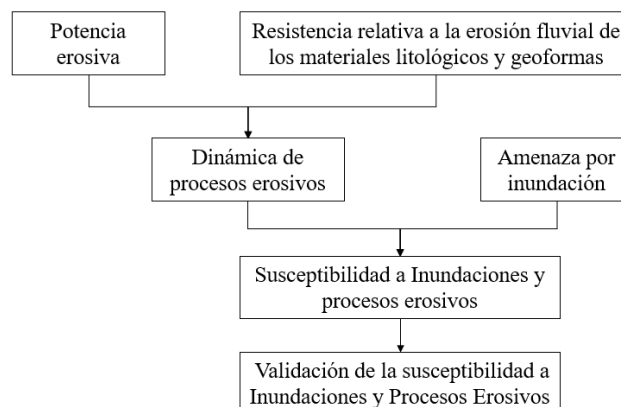
Diámetro característico	Punto P1 [mm]	Punto P2 [mm]	Punto P3 [mm]	Punto P4 [mm]	Punto P5 [mm]
D <sub>84</sub>	3,0	15,0	27,5	18,0	0,6
D <sub>75</sub>	0,25	7,0	23,0	13,0	0,3
D <sub>50</sub>	-	1,30	5,2	3,2	0,08

El material en las bancas se determina asociando los rangos de tamaños de la clasificación de las litologías, donde en los apiques P1 y P5 el material es arcilla, en el apique P2 es arena, y los apiques P3 y P4 es grava.

- **Caracterización geológica.** En la zona de estudio se realizó un estudio de ronda hídrica sobre la quebrada Agudelo en el año 2022, y fue de éste que se consideró la información sobre la caracterización geológica regional de la zona de estudio.
- **Caracterización geomorfológica.** Esta información se obtuvo desde un análisis a una escala de trabajo adecuada a las geoformas presentes en el tramo de estudio, con base a la metodología descrita por el Servicio Geológico Colombiano (2012), donde se encontraron unidades geomorfológicas como cauce aluvial, barras longitudinales y puntuales, abanicos aluviales, conos de deslizamiento, explotación minera, vegas de los meandros, llanura de inundación, terrazas de acumulación, planos y campos de llenos antrópicos, superficies de explanación, terrazas de acumulación antigua, vaguadas, laderas erosivas y denudadas. Considerando las unidades encontradas se genera un mapa para la representación espacial de estas.

## METODOLOGÍA

La metodología que se considero para la estimación de la Susceptibilidad a Inundaciones y Procesos Erosivos se basa en la integración de los mapas obtenidos de la Amenaza por Inundación y la Dinámica de Procesos Erosivos. Esta última relación los mapas de la Potencia Erosiva y Resistencia Relativa a Erosión Fluvial de los materiales litológicos y geoformas. También el mapa resultante de la susceptibilidad se verificará con los valores de socavación general. En la Figura 2 se presenta un flujograma donde se muestra el proceso para la obtención de la Susceptibilidad a Inundaciones y Procesos Erosivos.



**Figura 2.-** Flujograma para la estimación de la Susceptibilidad a Inundaciones y Procesos Erosivos.

**Amenaza por Inundación.** Para la estimación de esta variable, se analiza la severidad del flujo en una inundación, la cual se define como el producto entre la profundidad y la velocidad del flujo, expresada en unidades internacionales de metros cuadrado por segundo ( $m^2/s$ ). La severidad es categorizada con base en los efectos sobre las poblaciones e infraestructuras por la inundación y es estimada teniendo en cuenta los mapas de velocidad y profundidad de flujo para la creciente asociada



al periodo de retorno de 100 años. Este producto es tipo Raster y es procesado en el programa ArcGIS a través de la herramienta de *Raster Calculator*.

Según la metodología FEMA (2014), la amenaza por inundación se categoriza con base a la severidad, obteniendo diferentes rangos (Tabla 3).

**Tabla 3.** Categorización de la severidad del flujo (Amenaza por Inundación)

Severidad del flujo	Rango profundidad por velocidad
	[m <sup>2</sup> /s]
Bajo	< 0,2
Medio	0,2 – 0,5
Alto	0,5 – 1,5
Muy Alto	1,5 – 2,5
Extremo	>2,5

**Potencia Erosiva del flujo.** es la medida de la capacidad de trabajo que es capaz de disipar la corriente con relación con la superficie por la que transita (suelo). Esta permite identificar zonas donde se evidencie incrementos locales de capacidad de erosión del flujo, asociado con las características geológicas del lugar. La Potencia Erosiva presenta unidades de Watts por metro cuadrado, debido a que se entiende como la medida de poder bruto que tiene el flujo de una corriente para erosionar la superficie de contacto. La metodología para la estimación de esta variable es Annandale (2006) [1], la cual relaciona el esfuerzo cortante con la Potencia Erosiva del flujo.

$$P_{corriente} = 7.853\rho \left(\frac{\tau_w}{\rho}\right)^{\frac{3}{2}} \quad [1]$$

Donde  $P_{corriente}$  es la Potencia Erosiva (W/m<sup>2</sup>),  $\tau_w$  es el esfuerzo cortante (Pa o N/m<sup>2</sup>) y  $\rho$  es la densidad del agua (kg/m<sup>3</sup>). Para este caso se consideró el mapa del esfuerzo cortante del resultado del modelo hidráulico de la creciente asociado al periodo de retorno de 100 años.

La Potencia Erosiva se puede categorizar basado en el estudio realizado por *The Center for Agriculture Food and the Environment* sobre el comportamiento de esta variable en el cauce y la planicie de inundación. Este estudio se fundamenta en el estudio sobre el potencial erosivo o potencia de la corriente en las llanuras con materiales no cohesivos, el cual se menciona en el libro “*Geomorphic Analysis of River Systems: An Approach to Reading the Landscape*” (2013). Este producto tipo Raster y es procesado en el programa ArcGIS a través de la herramienta de *Raster Calculator*.

Esta clasificación se presenta en la Tabla 4, en donde según los rangos de magnitud de la Potencia Erosiva se puede categorizar en Baja, Media y Alta.

**Tabla 4.-** Categorización de la Potencia Erosiva.

Categoría	Potencia Erosiva
	[W/m <sup>2</sup> ]
Baja	0 - 60
Media	60 - 300
Alta	>300

**Resistencia Relativa a la Erosión Fluvial de los materiales litológicos y geoformas.** Esta hace referencia a la oposición del material a dejar ser arrastrado por una corriente de origen fluvial, según sus características granulométricas y de consolidación. La metodología utilizada es la de Vargas-Cuervo (2012), en la cual se considera la caracterización de material litológico del cauce y sus cercanías, y las unidades geomorfológicas de la zona de estudio para determinar una clasificación de estas mismas relacionadas a la resistencia relativa a la erosión de una corriente. Utilizando un criterio geomorfológico condicionado a la cercanía a la corriente, se procede a hacer una clasificación de la resistencia dependiendo de la confrontación del material litológico y las geoformas, donde se

obtuvieron seis (6) categorías: Muy Baja, Baja, Media Baja, Media, Alta y Muy Alta. En la Tabla 4 se presenta las categorías y los valores cuantitativos asignados con base al comportamiento teórico del material litológico y geoformas a la resistencia al flujo. Esto se realizó logrando una dispersión de las categorías de 0 a 10.

**Tabla 5.-** Categorización de la Resistencia a la Erosión Fluvial.

Categoría	Valores asignados para la resistencia a la erosión fluvial [Adim]
Muy Baja	0 – 1
Baja	1 – 2
Media Baja	2 – 3
Media	3 – 4
Alta	4 – 7
Muy Alta	7 – 10

Este producto es tipo Raster y es procesado en el programa ArcGIS a través de la herramienta de *Raster Calculator*.

**Dinámica de Procesos Erosivos.** Relaciona las capas de Potencia Erosiva y Resistencia Relativa a la Erosión Fluvial del material litológico y geoformas, evidenciando zonas donde es probable la ocurrencia de procesos erosivos debido a la capacidad del flujo para mover sedimentos y la resistencia del material a ser desplazado. El mapa tipo Raster resultante de esta relación se construye en el programa ArcGIS a través de la herramienta de *Raster Calculator*.

Esta relación se puede discretizar en categorías Baja, Media y Alta, con base a los resultados de la herramienta de soporte a la decisión Lógica Difusa, en donde se construye conjuntos difusos de cada una de las variables y se relacionan entre ellas generando un único valor para cada una de las combinaciones posibles.

En el caso de la Dinámica de Procesos Erosivos Baja, está asociada a las zonas donde los procesos erosivos son poco probables, debido a la resistencia del material y la capacidad de arrastre del flujo. Caso contrario con una Dinámica de Proceso Erosivos Alta, donde la ocurrencia de estos procesos fluviales es inminente.

**Susceptibilidad a Inundaciones y Procesos Erosivos.** El análisis de la Susceptibilidad a Inundaciones y Procesos de Erosión se realiza por medio de la herramienta de soporte a la decisión conocida como Lógica Difusa, la cual permite obtener un resultado teniendo en cuenta información de entrada a veces imprecisa, con ruido o incompleta, pero también incorporando el criterio experto del personal técnico conocedor de los fenómenos físicos involucrados.

Al igual que la Dinámica de Procesos Erosivos, la estimación de la susceptibilidad se desarrolla en el programa ArcGIS con ayuda de la herramienta Raster Calculator, la cual permite obtener un mapa tipo Raster con la categorización de las Susceptibilidad a Inundaciones y Procesos Erosivo, Para esta discretización de la capa se utilizo la herramienta de soporte a la decisión Lógica Difusa, la cual permitió relacionar la Dinámica de Procesos Erosivos con la Amenaza por Inundación, que fueron definidos como los conjuntos difusos y se obtuvo para cada una de las combinaciones posibles un valor correspondiente a una categoría de la susceptibilidad.

Las categorías resultantes de la Susceptibilidad a Inundaciones y Procesos Erosivo fueron Baja, Media y Alta, siendo la primera la condición mas favorable en termino de inundación y procesos erosivos ya que son zonas donde la amenaza de ambos fenómenos es inferior comparada con las otras dos categorías. La última es la categoría mas critica, puesto que estas zonas tienen a ser afectadas por las inundaciones y los procesos erosivos.

**Validación de la Susceptibilidad a Inundaciones y Procesos Erosivos.** Esta validación se realiza comparando el mapa obtenido para la Susceptibilidad a Inundaciones y Procesos Erosivos y la socavación general de la quebrada La Agudelo, ya que esta última se define como “el descenso del fondo de un río cuando se presenta una avenida, debido a mayor capacidad que tiene la corriente de transportar partículas en suspensión, procedentes del fondo del cauce”, según Maza (1996).

La socavación general se estima con base a las metodologías de Lischtvan-Lebediev (1959) [2], Badillo y Rodríguez (2006) [3], Blench para arenas [4] y gravas [5] (1969), Lacey (1930) [6] y Maza Álvarez y Echavarría Alfaro [7], las cuales tiene como insumo los mapas de velocidad y profundidad del flujo para la creciente asociada al periodo de retorno de 100 años. Esto es aplicado en los puntos del eje del cauce de la quebrada La Agudelo.

$$V_e = 0,68d_{50}^{1,18} \beta y_{ms}^x \quad [2]$$

$$y_{ms} = \left( \frac{\alpha * H_0^{5/3}}{0,68\beta * d_{50}^{0,28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad [3]$$

$$y_{ms} = 1,20 \left[ \frac{q^{\frac{2}{3}}}{(d_{50})^{1/12}} \right] \quad [4]$$

$$y_{ms} = 1,23 \left[ \frac{q^{\frac{2}{3}}}{(d_{50})^{1/12}} \right] \quad [5]$$

$$y_{ms} = 0,47 \left( \frac{Q}{f} \right)^{1/3} \quad [6]$$

$$y_{ms} = 0,365 \left( \frac{Q^{0,784}}{W^{0,784} d_{50}^{0,157}} \right) \quad [7]$$

La metodología que se utilizara para la validación consiste en sobreponer el mapa de la Susceptibilidad a Inundaciones y Procesos Erosivos con los puntos de la socavación general en el cauce de la quebrada La Agudelo, con el objetivo de identificar las zonas de susceptibilidad Alta con valores de socavación grande y sectores donde la susceptibilidad es Baja y la magnitud de la socavación es pequeña.

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

A continuación, se presentan los resultados de las variables utilizadas para la estimación de la Susceptibilidad a Inundaciones y Procesos Erosivos, iniciando con la Amenaza por Inundación, continuando con la Potencia Erosiva y la Resistencia Relativa a la Erosión Fluvial de los materiales litológicos y geoformas. Después se presenta los resultados de la Dinámica de Procesos Fluviales y la zonificación de la Susceptibilidad a Inundaciones y Procesos Erosivos. Por último, se describe la validación de la susceptibilidad a Inundaciones y Procesos Erosivos.

**Amenaza por Inundación.** En la zona de estudio se puede evidenciar que la Amenaza Hidráulica estimada con base a la severidad del flujo, el cauce de la quebrada La Agudelo presenta una categoría Extremo, esto debido a que por esta zona transita el flujo permanentemente. También se puede apreciar que, en los sectores de planicies extensas, la amenaza se encuentra entre Alto y Bajo, puesto que en estos sectores la profundidad del flujo es menor a las presentadas en el cauce, y el flujo tiene más obstáculos para su tránsito, lo que permite tener unas velocidades más bajas que en el cauce. En la Figura 3 se muestra el mapa de la Amenaza por inundación estimado.



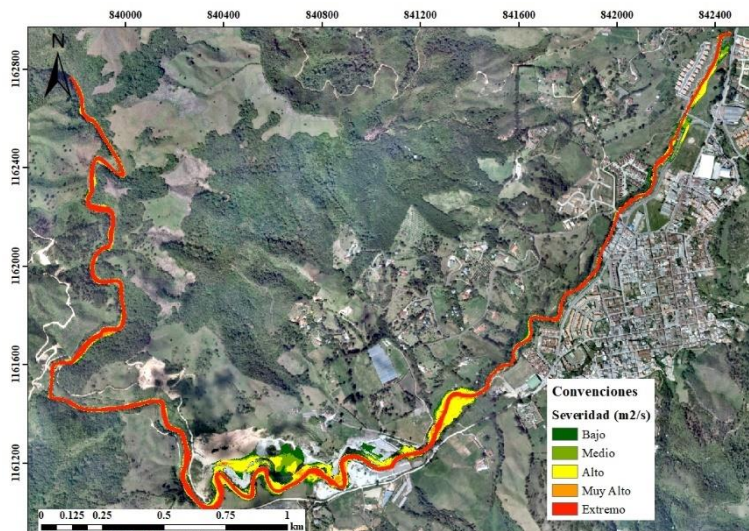


Figura 3.- Severidad del flujo en el tramo de estudio de la quebrada La Agudelo.

**Potencia Erosiva del flujo.** Esta variable es dependiente del esfuerzo cortante, y este último del comportamiento de la velocidad y la profundidad del flujo. En consecuencia, los resultados obtenidos de Potencia Erosiva consideran en buena medida los efectos de estas variables hidráulicas. En el cauce la Potencia Erosiva es Alta en los sectores donde las velocidades son grandes, ello debido a la topografía, y dicha potencia es Media en zonas de profundidades considerables y con una reducción de velocidad debido a cambios de pendientes suaves. En la planicie de inundación o en las zonas de desbordamiento de la quebrada La Agudelo, la Potencia Erosiva se encuentra entre Media y Baja, puesto que las velocidades y profundidades son menores a las que se encuentra en el cauce, pero también oscilantes debido a los obstáculos presentes. En la Figura 4 se muestra la zonificación de la Potencia Erosiva.

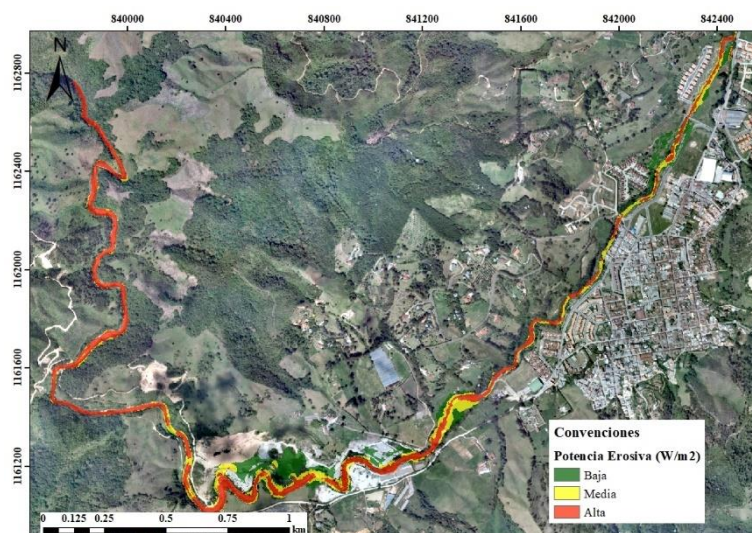


Figura 4.- Potencia Erosiva en el tramo de estudio de la quebrada La Agudelo

**Resistencia Relativa a la Erosión Fluvial de los materiales litológicos y geoformas.** Los resultados de esta variable permiten evidenciar los sectores donde el flujo tiene la capacidad de remover material con facilidad, y también aquellos sectores más resistentes para el caso de estudio. Se puede determinar que el cauce es una zona de fácil remoción de material, debido a que la composición litológica de éste, unido a las geoformas imperantes, ayudan a que se presente esta situación. La zona alta del tramo de estudio presenta una resistencia catalogada como Muy Alta en las bancas, debido a que es un sector montañoso, con presencia de rocas y materiales muy resistentes. Caso contrario se evidencia en la zona



media y baja, puesto que la resistencia de materiales se encuentra en calcificada entre Media y Media Baja, ya que es una zona de planicie donde los materiales no son tan resistentes como en la parte alta, y también porque las geoformas permiten que se dé la fácil remoción de material. En la Figura 5 se muestra el mapa de la Resistencia relativa a la erosión fluvial de los materiales litológicos y geoformas.

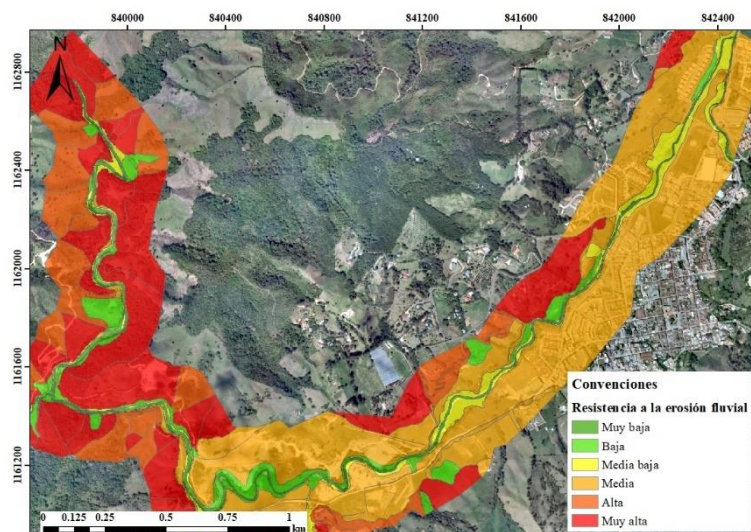


Figura 5.- Resistencia a la Erosión Fluvial en el tramo de estudio de la quebrada La Agudelo

**Dinámica de Procesos Erosivos.** Como se puede observar en la Figura 6, el cauce de la quebrada La Agudelo presenta un Dinámica de Procesos Erosivos en su gran mayoría Alta, puesto que como se mencionó anteriormente, la Potencia Erosiva y la Resistencia a la Erosión Fluvial del material litológico en esta zona tiende a alcanzar categorías Alta y Muy Alta, lo que permite inferir que en este sector los procesos erosivos se presentan con ocurrencia, algo normal en la dinámica fluvial. También se puede observar que en varios puntos del cauce la Dinámica de Procesos Erosivos es Baja, debido a la resistencia del material, y también a que el flujo presenta una disminución de velocidades. En las márgenes de la quebrada la Dinámica de Procesos Erosivos se encuentra entre Media y Baja, debido a que el resultado de la Potencia Erosiva es Baja.

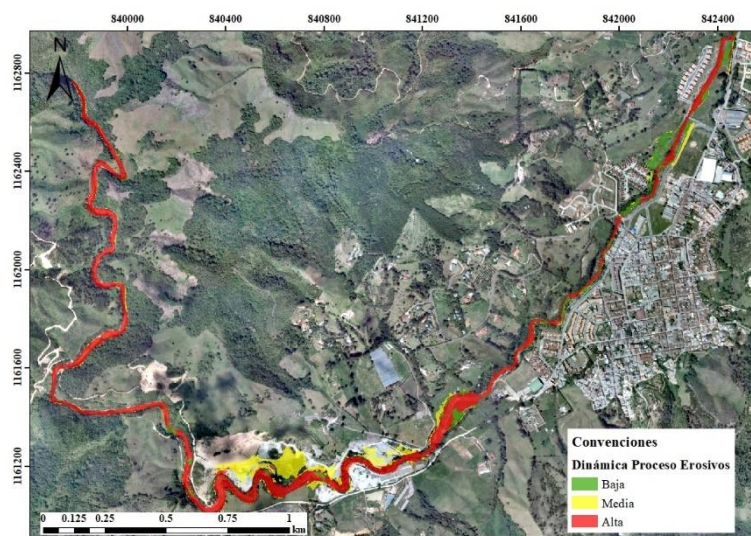
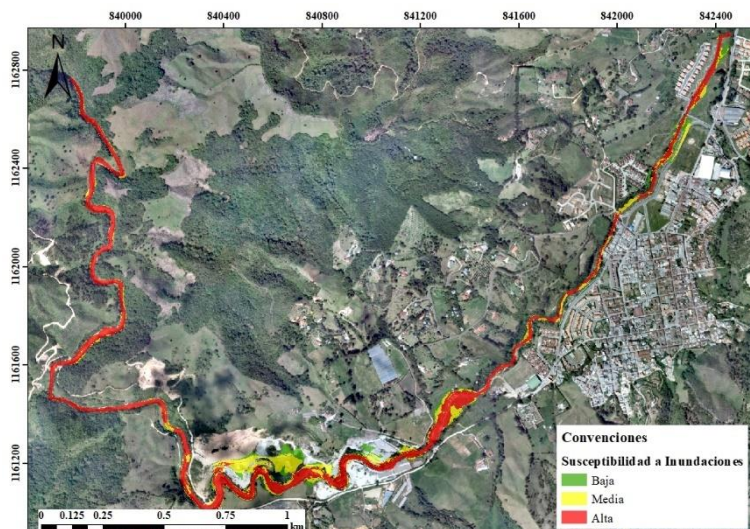


Figura 6.- Dinámica de Procesos Erosivos en el tramo de estudio de la quebrada La Agudelo.

**Susceptibilidad a Inundaciones y procesos erosivos.** En la zona de estudio, el cauce presenta una susceptibilidad a la inundación y procesos erosivos Alta, debido a que en el tránsito permanente el flujo y la dinámica fluvial permiten la migración de sedimentos de una zona a otra. Con relación a las

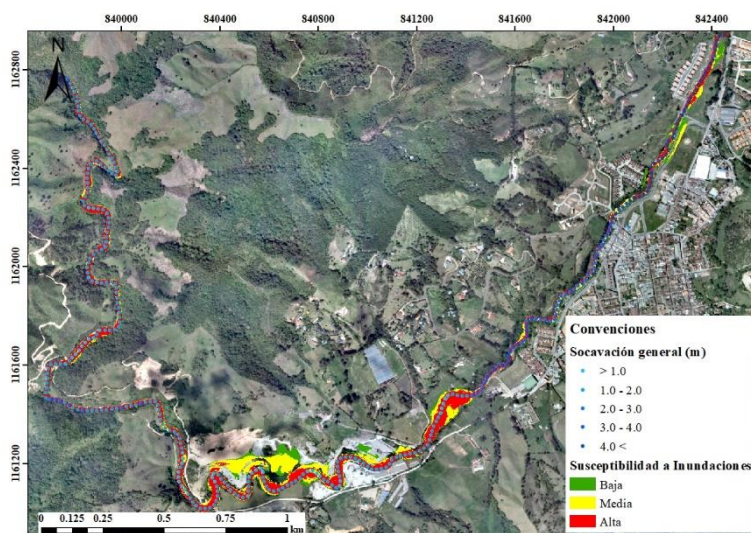


márgenes de la quebrada La Agudelo, la susceptibilidad a la inundación y Procesos erosivos en su gran mayoría es Media, ya que esta zona es inundable, pero la profundidad y la velocidad allí es inferior a la del cauce, permitiendo que la Dinámica de Procesos Erosivos sea Media a Baja. En la Figura 7 se muestra el mapa de la zonificación de Susceptibilidad a la inundación y Proceso erosivos.



**Figura 7.-** Susceptibilidad a la inundación y Proceso Erosivos en el tramo de estudio de la quebrada La Agudelo

**Validación de la susceptibilidad a Inundaciones y Procesos Erosivos.** Para la validación de los resultados obtenidos, se realiza un análisis profundidad de socavación general por el eje de cauce. Como se puede observar en la Figura 8, en el cauce se presente una categoría Alta para la susceptibilidad a Inundaciones y Procesos Erosivos, permitiendo evidenciar que la profundidad de socavación es permanente, y encontrando los valores mas altos en la zona urbana, donde el material del lecho es más fino.



**Figura 8.-** Validación de la Susceptibilidad a la inundación y Proceso Erosivos con la socavación general en el tramo de estudio de la quebrada La Agudelo



## CONCLUSIONES

- La Susceptibilidad a Inundaciones y procesos erosivos muestra las zonas donde son mas vulnerables a la Amenaza por Inundación e identificando que cerca al cauce de la corriente, la ocurrencia de los procesos erosivos es alta, debido a que en esa zona las velocidades del flujo permiten el arrastre de las partículas, esto también precisando que el material litológico en esas zonas es de poca resistencia a la erosión fluvial.
- La Dinámica de Procesos Erosivos evidencia el comportamiento de esto procesos desde el punto fluvial, es decir, teniendo en cuenta las variables hidráulicas asociadas a la resistencia del material litológico y las geoformas de las zonas cercanas al cauce.
- En este estudio se logró incorporar la potencia erosiva al esquema metodológico para evaluar la amenaza por inundación, partiendo de los datos de los insumos de la modelación hidráulica y la caracterización del suelo, logrando como resultado una zonificación más detallada de la amenaza, puesto que en las zonas cercanas a los cauces los procesos erosivos son muy frecuentes y en varias ocasiones son los detonantes de riesgos en las viviendas o infraestructuras cercanas al cauce.
- A la luz de la situación ambiental actual, marcada por el cambio climático que esta generando desastres en diferentes zonas, este tipo de enfoques constituyen un paso en la senda de la mejora en los procedimientos para la evaluación de la amenaza por inundación en ambientes de información escasa e imprecisa, con énfasis en cuencas andinas de media y alta montaña.
- La utilización de herramientas que permiten incorporar el conocimiento experto - como la Lógica Difusa - en la evaluación de la susceptibilidad a las inundaciones y procesos de erosión, permite contar con modelos más robustos ante escenarios de información escasa o incompleta, haciéndolos más ajustados a la realidad de cada caso de estudio.
- La importancia de este tipo de estudios en el ordenamiento territorial es alta, habida cuenta de los cada vez más pronunciados requerimientos de soportes técnicos para la toma de decisiones sobre las diferentes medidas de manejo que se deben tomar, en la búsqueda del equilibrio entre los modelos de desarrollo socioeconómicos y el cuidado de los recursos naturales.
- La relevancia en el campo de la evaluación del riesgo hidráulico de este tipo de aproximaciones metodológicas es también sobresaliente, pues amplía el grupo de variables consideradas en el proceso de la evaluación de la amenaza por inundación (al considerar explícitamente una forma de evaluación de la potencia erosiva), a la vez que permite diferenciar dicha evaluación para las redes hídricas con características que las hacen propensas a presentar erosión en sus cauces.
- Este trabajo constituye un potencial aporte a la Guía Metodológica para la Elaboración de Mapas de Inundación del IDEAM, en donde se presentan los lineamientos para realizar estudios de inundaciones en Colombia. En tal sentido los aportes aquí expuestos cobran especial importancia pues su alcance geográfico de aplicación (cuencas andinas de montaña) es el mismo donde se ubica la mayoría de la población colombiana.
- Como parte del procedimiento para modificar la Guía Metodológica para la Elaboración de Mapas de Inundación del IDEAM, se espera aplicar la propuesta expuesta en el presente trabajo en un número mayor de casos, y obtener así mayores elementos para su validación y posible mejora.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores de este estudio agradecen al Politécnico Colombiano Jaime Isaza Cadavid. Así mismo, agradecen la Corporación Autónoma Regional De Las Cuencas De Los Ríos Negro Y Nare (CORNARE) en el marco del desarrollo del Convenio Interadministrativo 198 de 2021 PCJIC-CORNARE.

## REFERENCIA

- FEMA.** (2014). Guidance for flood risk Analysis and Mapping – Flood depth an Analysis Grids. s.l.: U.S. Department of Homeland Security.
- Annadale, G. W. (2006). Scour Technology. Denver: Mcgraw-Hill CIVIL ENGINEERING SERIES.
- Juárez Badillo, E., & Rico Rodriguez, A. (1980). Mecánica de Suelos Tomo III. Editorial Limusa.
- Melville, B. W., & Coleman, S.** (1973). Bridge Scour. Water Resources Publication
- Vargas-Cuervo, G. (2012). Geología, Geomorfología y Dinámica Fluvial Aplicada a Hidráulica de. XX SEMINARIO NACIONAL DE HIDRULICA E HIDROLOGÍA, (pág. 12). Barranquilla, Colombia.
- Areiza, M., Botero, B., Cárdenas, K., González, J., Jaramillo, P., Parra, J., Ramírez A, J., Ramírez G, J., Valdés, J., Valenzuela, C., Velásquez, J., Vieira, C., Zuluaga, I.** (2021). Delimitación de la ronda hídrica de la quebrada La Mosca. Documento técnico. CORNARE. El Santuario.
- Areiza, M., Botero, B., Cárdenas, K., González, J., Jaramillo, P., Parra, J., Ramírez A, J., Ramírez G, J., Valdés, J., Valenzuela, C., Velásquez, J., Vieira, C., Zuluaga, I.** (2021). Delimitación de la ronda hídrica de la quebrada La Pereira. Documento técnico. CORNARE. El Santuario.
- MAZA ALVAREZ, J.A. & GARCÍA FLORES, M.** 1996. Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería, UNAM. Comisión Nacional de Aguas, México D.F

## DESAFIOS EN LA MODELACION NUMERICA HIDRODINAMICA DE RIOS MORFOLOGICAMENTE ACTIVOS: CASO DE ESTUDIO DEL RIO PILCOMAYO, BOLIVIA

M. Heredia, M. Romero y G. Muñoz

Laboratorio de Hidráulica, Universidad Mayor de San Simón, Av. Petrolera Km 4.5, Cochabamba, Bolivia  
marceloheredia.g@fcyt.umss.edu.bo

### RESUMEN:

El Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Mayor de San Simón en Bolivia (LHUMSS) ha iniciado el estudio de la actividad morfológica del río Pilcomayo mediante la ejecución de trabajos de modelación física y numérica. La modelación numérica se ejecuta mediante la aplicación del modelo computacional Delft3D. En este proceso, el modelo computacional debe ser calibrado para una adecuada reproducción de las variables hidrodinámicas. La calibración hidrodinámica del modelo representa un reto en sí misma, debido a que el río Pilcomayo, en la zona de estudio, es un río morfológicamente activo, con cambios constantes en la forma del lecho debido al flujo, además de las elevadas tasas de transporte de sedimentos en suspensión. El presente trabajo de investigación detalla los desafíos encarados durante la calibración hidrodinámica y las opciones técnicas utilizadas para solventar este desafío. Para este efecto, se ha hecho uso de la relación existente entre el caudal y el coeficiente de rugosidad de Manning, la cual fue obtenida de los registros de aforos en la Estación Villamontes. La calibración hidrodinámica es refrendada mediante el análisis estadístico efectuado para la cuantificación de los errores residuales entre las alturas y velocidades de flujo observadas y modeladas, obteniéndose resultados calificados como “aceptables” y “buenos” según la literatura existente.

### ABSTRACT:

The Hydraulics Laboratory of the Universidad Mayor de San Simón in Bolivia (LHUMSS) has started the study of the morphological activity of the Pilcomayo River by carrying out physical and numerical modeling. Numerical modeling is executed through the application of the Delft3D computational model. In this process, the computational model must be calibrated for an adequate reproduction of the hydrodynamic variables. The hydrodynamic calibration of the model represents a challenge itself, because the Pilcomayo River, in the study area, is a morphologically active river, with constant changes of the bed due to flow and with high sediment transport rates. This research paper details the challenges faced during the hydrodynamic calibration and the technical options used to tackle this challenge. For this purpose, the relationship between the flow discharge and the Manning roughness coefficient was used, which was obtained from the gauging records at the Villamontes Station. The hydrodynamic calibration is endorsed by the statistical analysis carried out for the quantification of the residual errors between the observed and modeled heights and flow velocities, where the obtained results could be considered as “acceptable” or “good” according to the technical literature.

**PALABRAS CLAVES:** modelación numérica, calibración, morfología



## INTRODUCCIÓN

El Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Mayor de San Simón en Bolivia (LHUMSS) en el marco de la línea de investigación de morfología de ríos, ha iniciado el estudio de la actividad morfológica del río Pilcomayo en el lado boliviano por encargo del consorcio EPTISA-Campo D'Agua-RIMAC. El objetivo de los estudios es la evaluación del diseño de obras de toma para riego a ser emplazadas en el río, las cuales deben funcionar de forma acorde a la actividad fluviomorfológica de la zona, por lo que el LHUMSS ejecuta trabajos de modelación física y numérica. La modelación numérica se ejecuta mediante la aplicación del modelo computacional Delft3D. En este proceso, el modelo computacional debe ser calibrado para una adecuada reproducción de las variables hidrodinámicas inicialmente.

La calibración hidrodinámica del modelo representa un reto en sí misma, debido a que el río Pilcomayo, en la zona de estudio, es un río morfológicamente activo, con cambios constantes en la forma del lecho debido al flujo, además de las elevadas tasas de transporte de sedimentos en suspensión que se registran en el río. Es bien conocido que el río Pilcomayo es uno de los ríos con las mayores tasas de transporte de sedimento en Bolivia y el mundo (Brea & Spalletti, 2011). Adicionalmente, el proceso de modelación numérica se complica aún más, debido a la poca disponibilidad de información topobatimétrica, hidrométrica y sedimentométrica.

El presente trabajo de investigación detalla los desafíos encarados durante la calibración hidrodinámica y las opciones técnicas utilizadas para solventar este desafío. Para este efecto, se ha hecho uso de la relación existente entre el caudal y el coeficiente de rugosidad de Manning, la cual fue obtenida de los registros de aforos en la Estación Villamontes. La calibración hidrodinámica es refrendada mediante el análisis estadístico efectuado para la cuantificación de los errores residuales entre las alturas y velocidades de flujo observadas y modeladas.

El presente documento está compuesto por 5 capítulos. El Capítulo 1 corresponde a la Introducción del presente documento. El Capítulo 2 presenta Materiales y Métodos donde se describe la zona de estudio y los datos colectados, así como los fundamentos teóricos sobre modelación numérica en hidráulica fluvial, el concepto de la variación de la rugosidad e implementación del modelo. El Capítulo 3 presenta los resultados de la calibración y la discusión de los mismos. El Capítulo 4 presenta las Conclusiones arribadas en el estudio y el Capítulo 5 presenta las Referencias Bibliográficas.

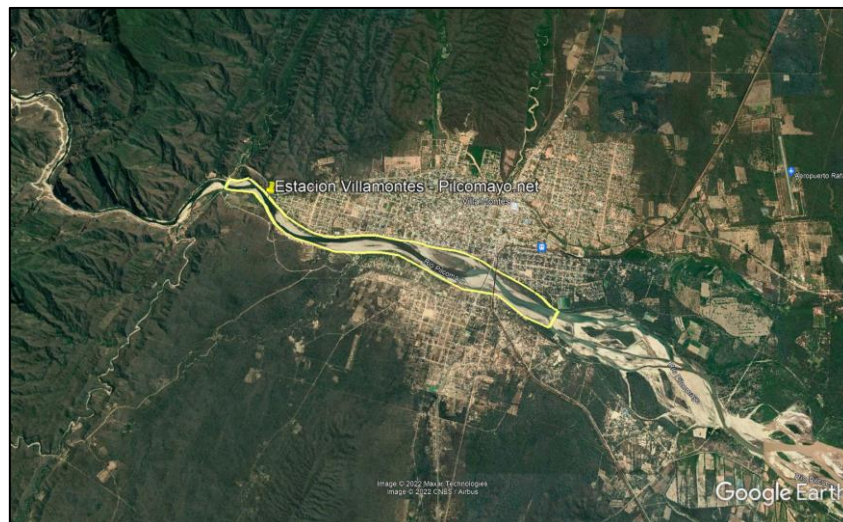
## MATERIALES Y MÉTODOS

La zona de estudio se ubica en el río Pilcomayo a la altura de la población de Villamontes, en el Departamento de Tarija, ubicado al sur de Bolivia. El área de estudio comprende desde el Puente Ustarez hasta el Puente Ferroviario, con una longitud aproximada de 6 km. La zona de estudio pertenece al inicio de las llanuras del Chaco, al Este de la cordillera del Aguaragüe, correspondiendo a la zona donde termina la región montañosa del subandino (Molina & Espinoza, 2006).

Según se menciona en UDICH (2009), la cuenca del río Pilcomayo abarca una superficie total de 272000 km<sup>2</sup>, de los cuales 98000 km<sup>2</sup> (36%) corresponden a territorio Boliviano, 95000 km<sup>2</sup> (35%) a territorio Paraguayo y 79000 km<sup>2</sup> (29%) a territorio Argentino, formando parte del sistema fluvial de la Cuenca del Plata. El río Pilcomayo nace a más de 4.000 m.s.n.m. en la cordillera de los Frailes en Bolivia y desciende hasta Ibibobo con una altura inferior a 350 m.s.n.m., correspondiendo a la parte alta de la cuenca (INA, 2007). El río Pilcomayo fluye en dirección sud-este, hacia las llanuras del Chaco en la región fronteriza entre Bolivia, Paraguay y Argentina (Vide et al., 2019).

La Figura 1 muestra una imagen satelital de la zona de estudio en el río Pilcomayo, donde se aprecia la ubicación de la Estación Villamontes. Ribstein & Peña (1990) mencionan que la Estación se ubica a 3 kilómetros aguas arriba del centro de la población de Villamontes. Esta estación es

utilizada para la colección de datos hidrométricos y sedimentométricos. En la imagen se puede apreciar que la zona de estudio corresponde a la “salida” del río de la zona de la cordillera, donde las pendientes del río disminuyen, dando lugar a un río de tipo “braceado” con actividad morfológica significativa, característica que también fue destacada por Martin-Vide et al. (2014).



**Figura 1.-** Ubicación de la Zona de Estudio y Estación Villamontes

De acuerdo a Malbrunot (2006) y Vauchel et al. (2006), la geología de la cuenca está constituida por materiales muy erosionables en la región Subandina, principalmente por arcillas, areniscas, arcillitas y limonitas; y en las serranías del Este de la cuenca por depósitos aluviales, fluvio-lacustres y coluviales. Esta geología implica un transporte sólido importante en toda la cuenca y sedimentación o erosión importante del lecho de los ríos de la cuenca, es decir variaciones frecuentes de sus secciones, lo cual es refrendado por las observaciones realizadas por Vauchel et al. (2006) en la estación Villamontes.

La información topobatimétrica de la zona de estudio fue provista en fecha del 5 de noviembre de 2021, esta consta de puntos relevados en la zona del canal principal del río (ver Figura 2), los cuales han sido utilizados para componer un Modelo de Elevación Digital con una resolución de 1x1 m., el cual fue utilizado para la implementación de la batimetría en el modelo computacional.



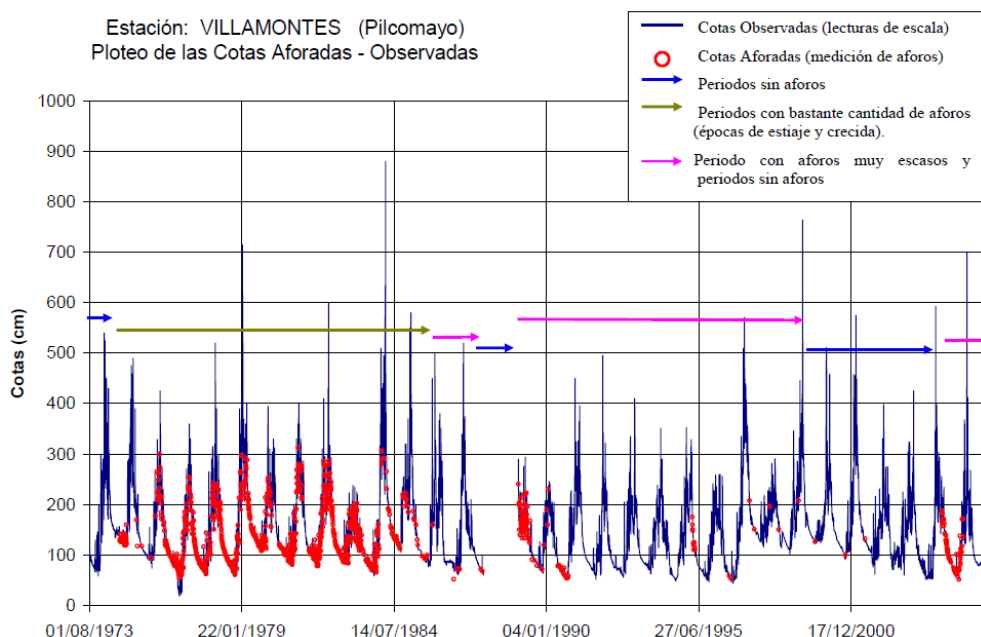
**Figura 2.-** Puntos topo-batimétricos relevados en la Zona de Estudio



La información hidrométrica fue obtenida de la Estación Villamontes, la cual presenta mediciones desde el año 1941, con interrupciones en los períodos 1956-1973 y 1987-1990. Según exponen Ribstein & Peña (1990), la estación se compone de una escala limnimétrica que se ubica en una torre que pertenece a una toma existente de una estación de bombeo; y consiste en una mira pintada en la torre con una división de 0,5 m para niveles del río arriba de 3 m, mientras que para niveles abajo de 3 m se usa una regla y un nivel de referencia en la base de la torre. En el año 1981, el cero de la escala estaba ubicado en la cota 377,65 msnm y en junio de 1993 una nueva nivelación topográfica le asigna un valor de 377,441 msnm. En trabajos posteriores se habría realizado nuevamente una nivelación de la regla para ubicar la cota del nivel “cero” en 377,54 msnm (Ingeniería del Agua, 2007).

Las mediciones en la Estación Villamontes se encuentran disponibles en la plataforma [www.pilcomayo.net/hidrometria](http://www.pilcomayo.net/hidrometria), implementada por la Comisión Trinacional para el Desarrollo de la Cuenca del Río Pilcomayo. Un análisis detallado de la información se presenta en Vauchel et al. (2006), donde se menciona que la mayoría de los caudales observados se registraron en campañas de aforos durante la ocurrencia de aguas bajas, y los máximos caudales registrados en campañas de aforos se encuentran alrededor de 1.000 m<sup>3</sup>/s.

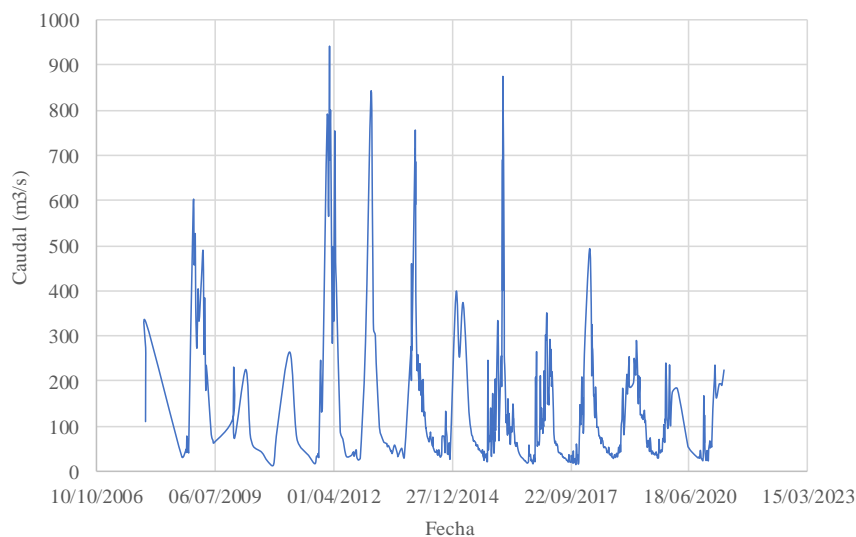
En la Figura 3 se presenta la serie de tiempo para las alturas de flujo observadas en la Estación Villamontes, según la recopilación efectuada por Vauchel et al (2006), se puede apreciar los registros de las mediciones efectuadas en la regla conjuntamente con las mediciones efectuadas en las campañas de aforo, donde las alturas de regla máximas alcanzan valores entre 500 y 600 cm medidos desde el nivel cero de la regla, mientras que valores medios oscilan entre 100 y 300 cm de altura.



**Figura 3.-** Serie de tiempo de alturas de flujo observadas en la Estación Villamontes para el período 1973-2000 (Vauchel et al., 2006)

La Figura 4 presenta los caudales observados para el período 2011-2021 en la Estación Villamontes, los caudales en su mayoría se encuentran en el rango entre 50 y 300 m<sup>3</sup>/s, y donde los caudales extremos alcanzan valores de aproximadamente entre 700 y 900 m<sup>3</sup>/s, en este caso no queda claro si han existido eventos extremos con caudales mayores para el mencionado período, puesto que limitaciones técnicas imposibilitarían la medición de caudales mayores, tal como se reporta en Vauchel et al (2006).





**Figura 4.-** Caudales observados en la Estación Villamontes para el período 2006-2020 (www.pilcomayo.net)

A partir de los registros de caudales y alturas de flujo, Ribstein & Peña (1990) y Vauchel et al. (2006) componen la curva de descarga o curva H-Q para la estación Villamontes. Sin embargo, este tipo de curvas teóricas pueden verse afectadas por la actividad morfológica de la sección de medición, especialmente cuando el área de flujo cambia debido a los procesos de erosión y sedimentación. En consecuencia, en el caso de actividad morfológica, las curvas de descarga deben de actualizarse debido a los cambios en el área de flujo, según se recomienda en Phillips & Eaton (2009), este tipo de análisis y actualización se presenta en Vauchel et al (2006) y en Ingeniería del Agua (2007). Un análisis más completo de la variación de la sección de medición en la Estación Villamontes y su influencia sobre la curva de descarga se presenta en Testa Tacchino (2017), donde se menciona que la sección de medición puede presentar variaciones en la profundidad de hasta 7 metros durante la ocurrencia de eventos extremos, confirmando la actividad morfológica del río.

La modelación numérica se ha desarrollado mediante la aplicación del modelo computacional Delft3D suite 4, modelo disponible en código abierto. Este modelo resuelve las ecuaciones de flujo altura-promedio para la determinación de alturas y velocidades de flujo según se presenta en Lesser et al. (2004):

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial [h\bar{U}]}{\partial x} + \frac{\partial [h\bar{V}]}{\partial y} = S \quad [1]$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{w}{h} \frac{\partial U}{\partial \sigma} - fV = -\frac{1}{\rho_0} P_x + F_x + M_x + \frac{1}{h^2} \frac{\partial}{\partial \sigma} (v_V \frac{\partial u}{\partial \sigma}) \quad [2]$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{w}{h} \frac{\partial V}{\partial \sigma} - fU = -\frac{1}{\rho_0} P_y + F_y + M_y + \frac{1}{h^2} \frac{\partial}{\partial \sigma} (v_V \frac{\partial v}{\partial \sigma}) \quad [3]$$

Donde las presiones  $P_x$  y  $P_y$  son dadas por las aproximaciones de Boussinesq,  $M_x$  y  $M_y$  representan las contribuciones de momentum debido a agentes externos (fuerzas externas debido a estructuras hidráulicas, descargas olas, etc.),  $F_x$  y  $F_y$  son las fuerzas de Reynolds asociadas a la turbulencia y son determinadas usando el concepto de la viscosidad de turbulencia (Eddy viscosity) (e.g., Rodi, 1984) y por último  $U$ ,  $V$  y  $W$  representan las velocidades unitarias en las direcciones  $x$ ,  $y$  y  $\sigma$  respectivamente. Estas ecuaciones están basadas en las ecuaciones de flujo RANS (i.e. Reynolds Averaged Navier-Stokes). De acuerdo a Rodi (1984) y Deltares (2021), las fuerzas de Reynolds son calculadas a través del concepto de la viscosidad de turbulencia y la aplicación de modelos de turbulencia.

El modelo computacional Delft3D es un modelo multidimensional que permite la modelación en 2D y 3D, dependiendo del caso de estudio. En el presente estudio se aplicó un modelo del tipo 2D del plano horizontal. Según se menciona en Deltares (2021), este tipo de modelación requiere del cálculo de la viscosidad de turbulencia horizontal, la cual es mayor que la viscosidad de turbulencia vertical ( $\nu_H \gg \nu_V$ ), para lo cual el modelo Delft3D hace uso de la siguiente ecuación:

$$\nu_H = \nu_{SGS} + \nu_V + \nu_H^{back} \quad [4]$$

Donde  $\nu_{SGS}$  es la viscosidad de turbulencia del tipo “sub-grid” calculado por un modelo de turbulencia del tipo HLES (i.e. Large Eddy Simulation),  $\nu_V$  es la viscosidad de turbulencia vertical o 3D, que es calculada mediante un modelo de turbulencia y  $\nu_H^{back}$  es la viscosidad de turbulencia horizontal “de fondo o de segundo plano” que es definida por el usuario del modelo. En el caso de un modelo 2D sin el uso de un modelo de turbulencia HLES (como es el presente caso de estudio), la viscosidad de turbulencia se resume al valor especificado por el usuario  $\nu_H^{back}$ , constituyéndose en un parámetro de calibración.

El estudio de modelación comienza de manera efectiva con la generación de una malla numérica, la cual está compuesta por 922600 celdas, donde el tamaño de las celdas varía entre 1 y 2 metros. La malla numérica cubre toda el área de estudio del río, donde se ha incorporado la batimetría a partir de un Modelo de Elevación Digital que tiene una resolución de 1×1 m obtenido de la información topobatimétrica (ver Figura 5). Es a partir de esta malla numérica y batimetría que se realiza el trabajo de modelación numérica



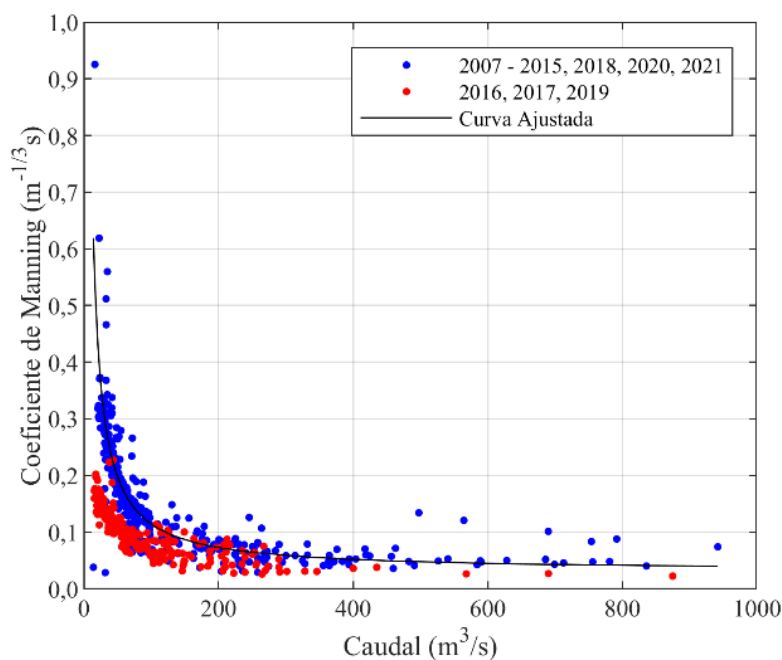
**Figura 5.-** Batimetría Implementada en el Modelo Delft3D a partir del Modelo de Elevación Digital

Toda modelación hidrodinámica requiere de un proceso de calibración, con el objetivo de reproducir eventos observados mediante el ajuste sistemático de parámetros del modelo, seguidos por un análisis estadístico de los errores residuales (STOWA/RIZA, 1999). En el presente caso, los parámetros físicos a ser utilizados en la calibración del modelo computacional son: rugosidad del lecho y la viscosidad de turbulencia horizontal.

Según menciona Vide et al. (2019) el río Pilcomayo es un río morfológicamente activo con cambios continuos de las formas del lecho, además del movimiento continuo del material de fondo, lo cual genera cambios en la rugosidad del lecho, tanto debido a la forma como al material de fondo,

lo cual plantea un reto a la modelación numérica, debido a que la rugosidad del lecho es quizá el parámetro de calibración hidrodinámica más importante. Esto conlleva dificultades en la calibración del modelo numérico, debido a que se cuenta únicamente con una topobatimetría del año 2021, y la calibración involucra la reproducción de eventos de distintos años.

La estrategia utilizada para abordar la calibración hidrodinámica, se basa en la relación existente entre el caudal de flujo y la rugosidad del lecho, donde el caudal de flujo en ríos morfológicamente activos es una función del coeficiente de rugosidad de Manning. Por lo tanto, se realizó una composición de una curva teórica de Caudal vs. Coeficiente de Manning a partir de los registros de la Estación Villamontes y la topobatimetría existente, ésta última permitió la determinación del Thalweg del río ( $S_0=0.1172\%$ ) el cual se acerca a lo reportado por Vauchel et al. (2006) y Vide et al. (2014). El valor calculado del Thalweg permitió determinar valores del coeficiente de Manning teóricos a partir de los caudales observados y la aplicación de la ecuación de flujo uniforme que se deriva a partir de la Ecuación de Manning. La curva teórica ajustada se presenta en la Figura 6.



**Figura 6.-** Curva Teórica de Caudal vs. Coeficiente de Rugosidad de Manning

Donde la curva teórica queda representada por la ecuación:

$$n = 0.0312 + \frac{8.3411}{Q} \quad [5]$$

Utilizando la curva teórica definida en la Ecuación 5, se han determinado distintos valores del coeficiente de Manning a partir de los caudales seleccionados para la calibración. El valor calculado para el coeficiente de Manning se ha aplicado como un valor de rugosidad uniforme en toda el área de modelación, esto ante la ausencia de información detallada del tipo de material del lecho en la zona de estudio, lo cual impide la especificación de la variación espacial de la rugosidad del lecho.

Para la calibración del modelo numérico, se ha definido la simulación de una serie de eventos a flujo permanente, lo que representa la especificación de un caudal constante en el borde de entrada del flujo. En el caso del borde de salida del modelo, se prescribe una curva de descarga, la cual permite imponer un nivel de flujo de acuerdo al caudal de ingreso al dominio. La curva de descarga a ser utilizada es determinada mediante una simulación preliminar 1D ante la ausencia de mediciones en la sección de salida del dominio del modelo.



Para este efecto, un total de 6 eventos han sido seleccionados de los registros de la Estación Villamontes (ver Tabla 1).

**Tabla 1.-** Eventos Seleccionados para la Calibración

Evento	Fecha	Caudal [m <sup>3</sup> /s]	Nivel flujo [msnm]
E1	23/01/2009	526,55	379,78
E2	09/03/2012	791,63	380,29
E3	20/01/2014	459,70	379,62
E4	27/02/2015	252,59	379,28
E5	31/03/2017	289,85	379,25
E6	21/01/2021	379,17	379,17

Previo a la calibración, se ha realizado un análisis de sensibilidad en el modelo numérico de la influencia de la viscosidad turbulencia horizontal  $v_H^{back}$  “de fondo o de segundo plano”, la cual es definida por el usuario y es clasificada como parámetro de calibración del modelo. El rango de valores de este parámetro va de 0,0 hasta 100,0 y el valor por defecto es de 1,0. El análisis de sensibilidad cubre el rango de valores mencionado, observándose que valores de la viscosidad de turbulencia ubicadas en el rango  $1 < v_H^{back} < 100$  no tiene mayor influencia en los resultados del modelo, mientras que valores menores a 1,0 producen inestabilidad en el modelo, por lo que se decide continuar con el valor por defecto de 1,0.

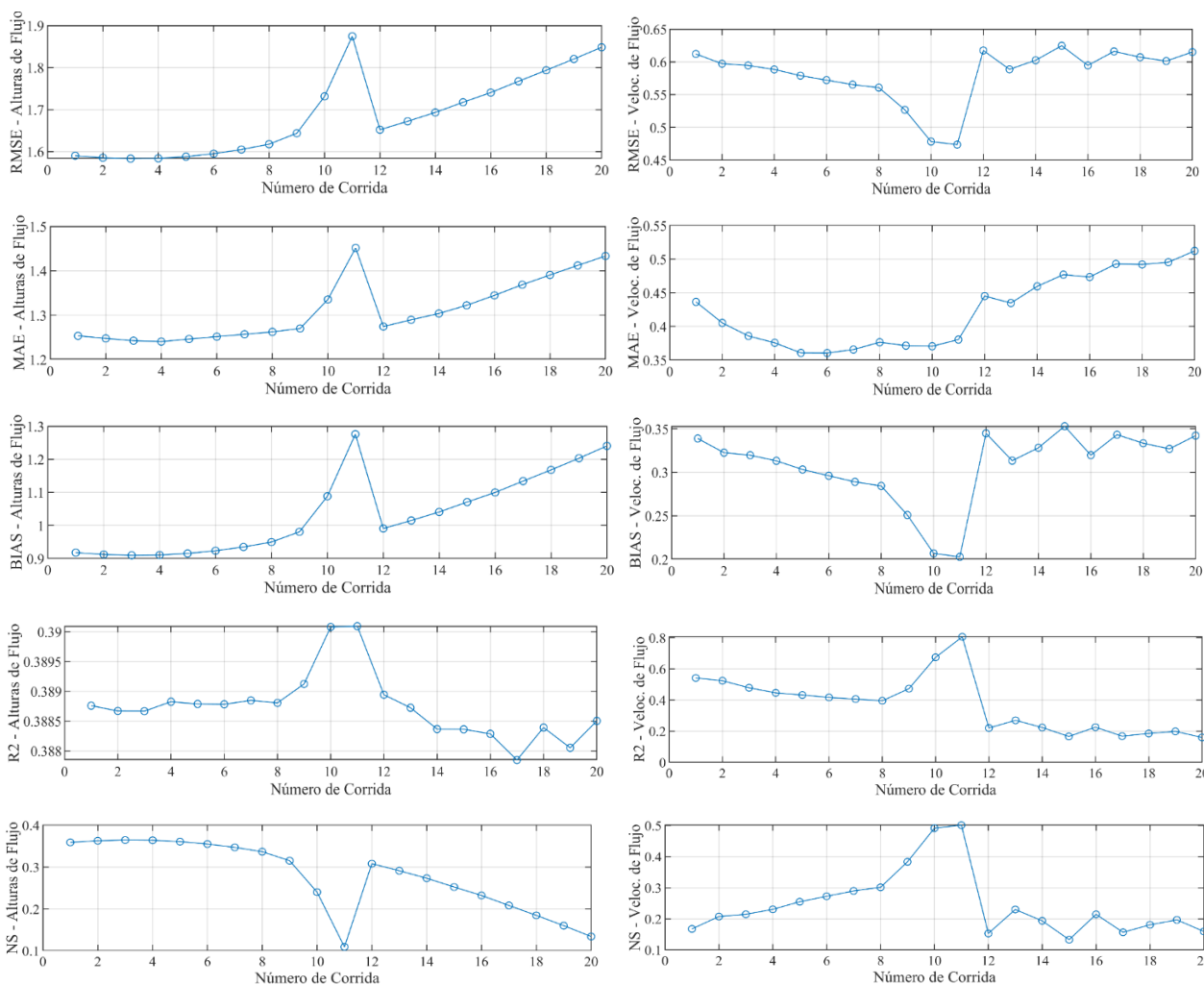
Como resultado, se ha procedido a realizar la calibración del modelo variando únicamente el coeficiente de rugosidad de Manning, para lo cual se han ejecutado 20 corridas para cada evento seleccionado, definiéndose un valor del coeficiente de Manning para cada corrida (ver Tabla 2).

**Tabla 2.-** Valores del Coeficiente de Rugosidad de Manning Aplicado para cada Corrida de la Calibración

Corrida	Coeficiente de Rugosidad de Manning					
	Calibración 1	Calibración 2	Calibración 3	Calibración 4	Calibración 5	Calibración 6
C1	0,028	0,022	0,030	0,044	0,038	0,030
C2	0,030	0,024	0,032	0,046	0,040	0,034
C3	0,032	0,026	0,034	0,048	0,042	0,048
C4	0,034	0,028	0,036	0,050	0,044	0,050
C5	0,036	0,030	0,038	0,052	0,046	0,052
C6	0,038	0,032	0,040	0,054	0,048	0,054
C7	0,040	0,034	0,042	0,056	0,050	0,056
C8	0,042	0,036	0,044	0,058	0,052	0,058
C9	0,044	0,038	0,046	0,060	0,054	0,060
C10	0,046	0,040	0,048	0,062	0,056	0,062
C11	0,047	0,042	0,049	0,064	0,058	0,064
C12	0,048	0,044	0,050	0,066	0,060	0,066
C13	0,050	0,046	0,052	0,068	0,062	0,068
C14	0,052	0,048	0,054	0,070	0,064	0,070
C15	0,054	0,050	0,056	0,072	0,066	0,072
C16	0,056	0,052	0,058	0,074	0,068	0,074
C17	0,058	0,054	0,060	0,076	0,070	0,076
C18	0,060	0,056	0,062	0,078	0,072	0,078
C19	0,062	0,058	0,064	0,080	0,074	0,080
C20	0,064	0,060	0,066	0,082	0,076	0,082

## RESULTADOS Y DISCUSION

Las alturas y las velocidades de flujo calculadas por el modelo han sido comparadas con los valores observados en la Estación Villamontes, aplicándose 5 indicadores estadísticos para la evaluación de los errores residuales, i.e. RMSE, MAE, BIAS, R2 y coeficiente de eficiencia de Nash-Sutcliffe. En la mayoría de los casos los indicadores obtenidos para la altura y velocidad correspondían a la misma corrida. Sin embargo, en algunos casos, las corridas más óptimas diferían de acuerdo a los indicadores (ver Figura 7), para lo cual se ha optado por seleccionar a los valores más óptimos de las velocidades de flujo, debido a que esta variable va a ser utilizada en los cálculos futuros de transporte de sedimentos y morfología.



**Figura 7.-** Evolución de los Indicadores Estadísticos para el Cálculo de las Alturas (izquierda) y Velocidades de Flujo (derecha) en la Calibración 1

Los valores numéricos de los indicadores estadísticos se presentan en la Tabla 3 y Tabla 4 para las alturas y velocidades de flujo respectivamente. El grado de bondad del proceso de calibración del modelo, se ha realizado mediante la aplicación de los criterios presentados por Donigian et al. (2000) y Molnar (2011) para la evaluación del desempeño de modelos numéricos mediante análisis estadístico. De acuerdo a los resultados obtenidos para las alturas y velocidades de flujo se puede clasificar al desempeño del modelo como: “satisfactorio” y “bueno” según RMSE y la eficiencia de Nash-Sutcliffe, como “muy bueno” según el indicador BIAS y como “satisfactorio” según el

coeficiente  $R^2$ . De donde se concluye que el modelo ha logrado reproducir los valores observados de altura y velocidades de flujo, a pesar de la dinámica morfológica presente en la zona de estudio.

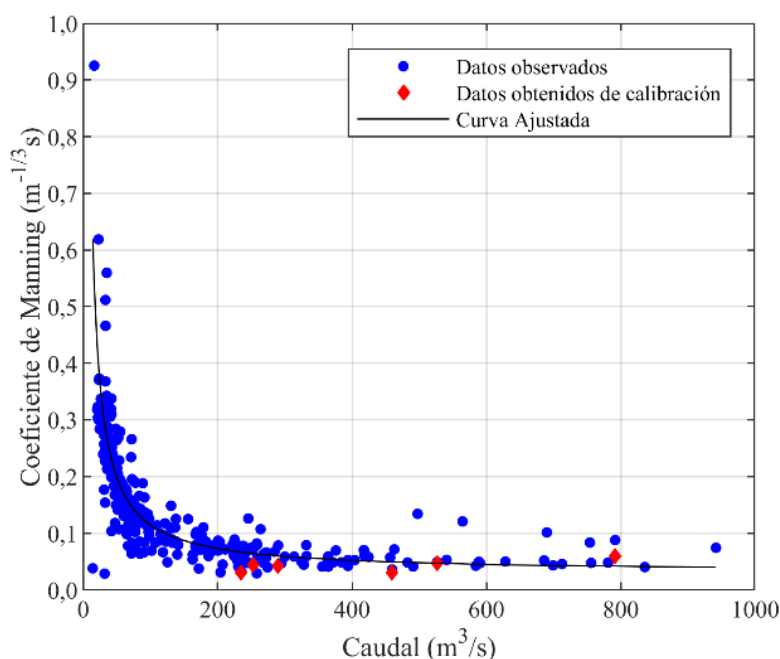
**Tabla 3.-** Valores de los indicadores estadísticos más óptimos para las alturas de flujo

Evento	Indicador Estadístico				
	RMSE	MAE	BIAS	R2	Nash-Sutcliffe
E1	1,583	1,240	0,910	0,390	0,364
E2	2,922	2,559	1,711	0,569	0,305
E3	1,249	0,990	0,736	0,508	0,435
E4	1,319	1,011	0,810	0,421	0,409
E5	0,920	0,550	0,468	0,313	-0,145
E6	0,886	0,545	0,448	0,476	0,471

**Tabla 4.-** Valores de los indicadores estadísticos más óptimos para las velocidades de flujo

Evento	Indicador Estadístico				
	RMSE	MAE	BIAS	R2	Nash-Sutcliffe
E1	0,473	0,360	0,202	0,805	0,501
E2	0,671	0,530	0,496	0,817	0,122
E3	0,554	0,459	0,272	0,768	0,601
E4	0,376	0,284	0,230	0,530	0,374
E5	0,532	0,476	0,231	0,571	-0,066
E6	0,399	0,301	0,175	0,449	0,440

La Figura 8 presenta la relación entre el caudal y los coeficientes de Manning obtenidos de forma analítica a partir de los datos de la plataforma [www.pilcomayo.net](http://www.pilcomayo.net), en la mencionada figura también se incluyen los valores del coeficiente de Manning obtenidos del proceso de calibración hidrodinámica, observándose que los valores obtenidos se encuentran muy cerca de la curva teórica ajustada, por lo que la curva puede ser utilizada en la determinación del coeficiente de Manning para futuras simulaciones en la zona de estudio. Los valores calibrados del coeficiente de Manning se presentan en la Tabla 5



**Figura 8.-** Curva Teórica de Caudal vs. Coeficiente de Manning Incluyendo los Valores Calibrados



**Tabla 5.-** Valores finales del coeficiente de rugosidad de Manning obtenidos de la calibración

Evento	Fecha	Caudal [m <sup>3</sup> /s]	Coef. de Manning [m <sup>-1/3</sup> s]
E1	23/01/2009	526,55	0,047
E2	09/03/2012	791,63	0,060
E3	20/01/2014	459,70	0,030
E4	27/02/2015	252,59	0,044
E5	31/03/2017	289,85	0,042
E6	21/01/2021	379,17	0,030

## CONCLUSIONES

El estudio del río Pilcomayo mediante modelación numérica se constituye en un desafío en sí mismo, debido a que el río es morfológicamente activo, con cambios de las formas del lecho y del tipo de material, lo cual complica el proceso de calibración numérica, donde se pretende optimizar los valores del coeficiente de rugosidad de Manning para distintos caudales observados. En este sentido, se ha procedido a la calibración hidrodinámica del modelo, únicamente, mediante el ajuste del coeficiente de rugosidad de Manning, debido a que el análisis de sensibilidad preliminar aplicado al coeficiente de turbulencia horizontal, demostró que este coeficiente no tenía mayor impacto sobre los resultados del modelo. Sin embargo, se considera que se debe realizar mayor investigación al respecto, mediante el uso de modelos de turbulencia más complejos.

La calibración hidrodinámica se realizó para 6 eventos observados en la Estación Villamontes, ejecutándose 20 corridas para cada evento, cada una con un valor diferente del coeficiente de rugosidad de Manning. Para cada uno de los 6 eventos se han obtenido las variables hidrodinámicas de alturas y velocidades de flujo, las cuales han sido evaluadas mediante indicadores estadísticos, determinando los valores más óptimos del coeficiente de Manning para los distintos caudales modelados, observándose que estos se aproximan de manera aceptable a la curva teórica propuesta, permitiendo concluir que el modelo hidrodinámico ha logrado ser calibrado.

El siguiente paso en el proceso de calibración del modelo es la “calibración sedimentológica”, donde el modelo debe ser capaz de reproducir el transporte de sedimentos observado en la zona de estudio. Esta segunda etapa de la calibración permitirá realizar la simulación de escenarios hipotéticos que involucren hidrodinámica y morfología del río Pilcomayo.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Consorcio EPTISA-Campo D’Agua-RIMAC por la provisión de la información de la zona de estudio, así como el financiamiento en la ejecución de los trabajos de modelación física y numérica del río Pilcomayo. Asimismo, se agradece al personal técnico y auxiliares de investigación del Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Mayor de San Simón por el trabajo realizado en la modelación física y numérica.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

**Brea, J.D. & Spalletti, P. (2011)**, “Avances, retrocesos y estancamientos sobre el conocimiento de los procesos fluviales del Río Pilcomayo”, *Memorias del Quinto Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos*, Santiago del Estero, Argentina.

- Comisión Trinacional para el Desarrollo de la Cuenca del Río Pilcomayo. (2017)**, <https://www.pilcomayo.net/>, Obtenido de <https://www.pilcomayo.net/hidrometria/aforo>.
- Deltares (2021)**. User Manual Delft3D-Flow, Simulation of multi-dimensional hydrodynamics flows and transport phenomena, including sediments, Version 3.15, Deltares, Delft.
- Donigian, A.S. (2000)**. “HSPF Training Workshop Handbook and CD, Lecture #19, Calibration and Verification Issues”. *Slide #L19-22. EPA Headquarters*, Washington Information Center, 10-14 January 2000, Presented and prepared for USEPA, Office of Water, Office for Science and Technology, Washington DC.
- INA (2007)**. “Determinación de la Producción de Sedimentos por Erosión Superficial en la Cuenca Alta del Río Pilcomayo, Proyecto Estudios de Erosión, Transporte y Sedimentación en la Cuenca Alta del Río Pilcomayo”, *Informe de Avance N°1-LHA 01-628-07*, Ezeiza.
- Ingeniería del Agua (2007)**. Diseño Final del Módulo inicial del Proyecto Riego Villamontes-Sachapera, Tomo IV – Hidrología e Hidráulica Fluvial, *Informe Técnico*, Proyecto de Gestión Integrada y Plan Maestro de la Cuenca del Río Pilcomayo, Santa Cruz.
- Lesser, G.R., Roelvink, J. A., van Kester, T.M. & Stelling, G.S. (2004)**, “Development and validation of a three-dimensional morphological model”, *Coastal Engineering*, Vol. 51(8–9), pp. 883–915, <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2004.07.014>.
- Martín-Vide, J.P., Amarilla, M. & Zárata, F.J. (2014)**. “Collapse of the Pilcomayo River”, *Geomorphology*, Vol. 205, pp. 155-163, <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2012.12.007>.
- Martin-Vide, J.P., Capape, S. & Ferrer-Boix, C. (2019)**, “Transient scour and fill. The case of the Pilcomayo River”, *Journal of Hydrology*, Vol.576, pp. 356-369, <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2019.06.041>.
- Molina, J. & Espinoza, D. (2006)**, “Balance hídrico superficial de la Cuenca Alta del Río Pilcomayo”, *Informe Final*, Instituto de Hidráulica e Hidrología, UMSA, La Paz, Bolivia.
- Molnar, P. (2011)**, Calibration, Watershed Modelling, SS 2011. *Institute of Environmental Engineering*, Chair of Hydrology and Water Resources Management, ETH Zürich. Switzerland.
- Ribstein, P. & Peña, J. (1990)**. “Estudio Hidrológico para la Protección contra las Inundaciones de Villamontes”, *Informe Técnico Proyecto ALA/90/23*, BCEOM-Proser Consultores, Hydro Consult International, GIE ORSTOM-EDF, Tarija, Bolivia.
- Rodi W. (1984)**, “Turbulence Models and their Application in Hydraulics – A State of the Art Review”, 2nd ed., International Association for Hydraulic Research, IAHR, Delft, The Netherlands
- STOWA/RIZA (1999)**, “Good Practice Modelling – Handbook”, *STOWA Report 99-05*, Dutch Department of Public Works, Institute of Inland Water Management and Waste Water Treatment report 99.036, The Netherlands.
- Testa Tacchino A. (2017)**, “Caracterización hidráulica de los procesos de crecida del río Pilcomayo en la Cuenca Baja Superior”, *Tesis Doctoral*, Universidad Nacional de Cordoba, Cordoba, Argentina.
- UDICH (2009)**, “Documento de la propuesta de diagnóstico del plan territorial de desarrollo regional del Chaco Tarijeño”, Unidad de Desarrollo Integral del Chaco Boliviano, Villamontes, *Documento Técnico de Plan de Desarrollo*, Bolivia.
- Vauchel, P., Malbrunot, A., & Aguilar, R. (2006)**. “Análisis, crítica y tratamiento de los datos hidrométricos de la cuenca alta del río Pilcomayo disponibles aguas arriba de Misión La Paz (Argentina)”. Proyecto Pilcomayo - SENAMHI – IRD – IHH — PV, AM, IAR. *Informe Final*, La Paz, Bolivia.

## CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL DEL RÍO LOS SOSA MEDIANTE VELOCIMETRÍA POR IMÁGENES DE PARTÍCULAS A GRAN ESCALA (LSPIV)

Héctor David Aguirre, Flavia Bazzano, Florencio Serrano, Benjamín López Kuchudis, Florencia Nanni, Hebe Espinosa Rojas

Centro de Estudios Hidroambientales (CEHA), Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología. Universidad Nacional de Tucumán, Argentina.  
hdaguirre@herrera.unt.edu.ar

### RESUMEN:

El río Los Sosa es un torrente de montaña ubicado en la provincia de Tucumán, en el noroeste argentino. Se caracteriza por la ocurrencia de repentinas crecidas con fuerte aporte de material sólido que generan frecuentemente impactos negativos en la transitada infraestructura vial.

A partir de una campaña de aforos realizada en el río aplicando la técnica experimental de Velocimetría por Imágenes a Gran Escala (LSPIV), se propone profundizar el conocimiento del comportamiento de las variables hidráulicas en el río y desarrollar herramientas que aporten al manejo de los eventos hidrológicos extremos.

Con los aforos realizados se determinó la curva altura – caudal que sirve para sistematizar el aforo en el río. Así mismo, se emplearon las mediciones para el estudio de la rugosidad del cauce empleando la ecuación de Manning, ecuaciones predictoras a partir de las características del material del lecho y mediante la calibración de un modelo hidrodinámico unidimensional, con el programa computacional de libre uso HecRAS.

Los resultados del análisis de las estimaciones del coeficiente de rugosidad del cauce muestran una gran variación del coeficiente con el caudal, con una mayor resistencia del cauce al escurrimiento para caudales bajos, donde el tirante de agua es del orden del tamaño de las partículas del lecho. Para un valor de caudal mayor, se calibró un modelo hidrodinámico del río, que representa adecuadamente la situación actual del cauce y a la vez permite evaluar su comportamiento en distintos escenarios y el impacto de acciones que puedan llevarse a cabo en la quebrada.

### ABSTRACT:

The Sosa River is a mountain torrent located in the province of Tucumán, in northwestern Argentina. It is characterized by the occurrence of sudden floods with a strong contribution of solid material that frequently generates negative impacts on the transited road infrastructure.

From a gauging campaign carried out in the river applying the experimental technique of Large-Scale Particle Image Velocimetry (LSPIV), it is proposed to deepen the knowledge of the behavior of the hydraulic variables in the river and to develop tools that contribute to the management of events. hydrological extremes.

With the gauging carried out, the height-flow curvature will be reduced, which serves to systematize the gauging in the river. Likewise, the measurements were used to study the roughness of the channel using the Manning equation, predictive equations based on the characteristics of the bed material and through the calibration of a one-dimensional hydrodynamic model, with the free-use computer program HecRAS.

The results of the analysis of the estimates of the roughness coefficient of the channel show a large variation of the coefficient with the flow, with a greater resistance of the channel to runoff for low flows, where the water depth is of the order of the size of the bed particles. For a higher flow value, a hydrodynamic model of the river was calibrated, which adequately represents the current situation of the channel and at the same time allows evaluating its behavior in different scenarios and the impact of actions that can be carried out in the stream.

**PALABRAS CLAVES:** LSPIV, curva altura – caudal, coeficiente de Manning.



## INTRODUCCIÓN

La quebrada del río Los Sosa se encuentra en el departamento de Monteros de la provincia de Tucumán, ubicada en el noroeste argentino. El río Los Sosa acompaña el desarrollo de la Ruta Provincial 307 que une la capital provincial con las villas turísticas ubicadas en el valle Calchaquí, altamente transitada durante los meses de verano, en coincidencia con el período húmedo local. La ocurrencia de intensas precipitaciones en la cuenca alta del río Los Sosa, en conjunto con la acción antrópica, genera frecuentemente eventos de deslizamientos de ladera y de erosión fluvial que ponen en peligro la infraestructura vial, así como la seguridad de los transeúntes (Fernández & Lutz, 2003).

La evaluación de soluciones para la mitigación del impacto de los eventos hidrológicos severos requiere conocer el comportamiento de las principales variables hidráulicas involucradas: el caudal y el nivel del agua. A pesar de la fundamental importancia del registro de caudal, se evidencian falencias en su determinación producto de múltiples obstáculos, entre los que se destaca la peligrosidad de aforar durante crecidas, tratándose de un río de montaña con fuertes pendientes y gran acarreo de material sólido. Además, la medición apropiada del caudal mediante las técnicas convencionales resulta en laboriosos procedimientos que demandan el trabajo de varios operarios y el uso de costosos aparatos de medición.

El presente estudio propone el uso de Velocimetría por Imágenes de Partículas a Gran Escala (LSPIV por sus siglas en inglés) para la cuantificación del caudal en el río Los Sosa. Esta técnica experimental de aforo se escoge fundamentalmente por su simplicidad, bajo costo y porque al realizar las mediciones en forma remota otorga mayor seguridad al equipo de trabajo. El uso de LSPIV se ha difundido en las últimas décadas al haberse verificado la confiabilidad de las mediciones contrastando con la aplicación de perfiladores acústicos doppler (Le Coz, Hauet, Pierrefeu, Dramais, & Camenen, 2010), molinete y descargas obtenidas de curvas altura – caudal (Hauet, 2009).

A fin de caracterizar el comportamiento del río en la sección de estudio, se emplearon las mediciones realizadas para definir la relación entre el caudal y la altura de superficie de agua (curva altura-caudal). Estas curvas resultan de gran utilidad para sistematizar el aforo de agua a través de la observación cotidiana del nivel en una escala limnimétrica (Rantz, 1982) y el uso de LSPIV para su determinación ha demostrado disminuir la incertidumbre al permitir extender el rango de caudal medido.

Por otra parte, los aforos permitieron estudiar la rugosidad del cauce, representada habitualmente mediante el coeficiente  $n$  de Manning. Aunque la práctica corriente sea cuantificar la rugosidad empleando valores extraídos de tablas o fotografías de sitios similares, estudios antecedentes demuestran que esto puede conducir a errores significativos, dado que los valores determinados a partir de mediciones locales se alejan frecuentemente de los publicados, sobre todo en ríos de montaña (Vélez Upegui, Posada García, Montoya Cardona, & Montoya Martínez, 2004; De Donker, et al., 2009). Existen numerosas experiencias de estudios de rugosidad realizadas en distintos tipos de ríos y canales, a partir de mediciones empleando la fórmula de Manning (De Donker, et al., 2009), modelación numérica unidimensional con el programa HEC RAS (Abbas, Al-Aboodi, & Ibrahim, 2020; Parhi, Sankua, & Roy, 2012) y otros modelos numéricos (Ding, Jia, & Wang, 2004).

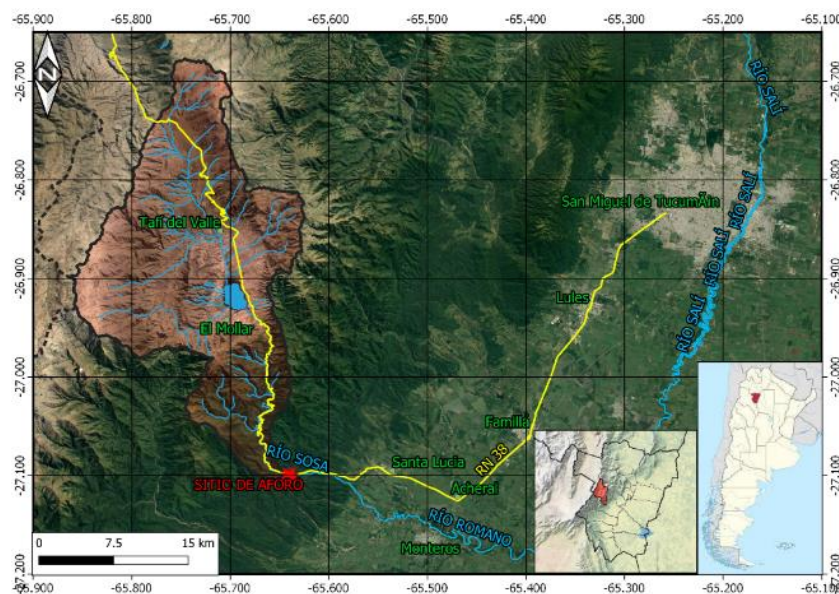
En el presente estudio se determina el coeficiente  $n$  empleando la ecuación de Manning, ecuaciones predictoras que dependen de las características del material del lecho y también a partir de la modelación hidráulica del flujo, mediante el modelo computacional HEC-RAS. Esta herramienta es ampliamente utilizada para la evaluación de soluciones en una zona atravesada por un curso de agua, dado que permite estudiar el alcance de inundaciones, la erosión, el transporte de sedimentos, entre otros procesos fluviales.

## SISTEMA DE ESTUDIO

La quebrada del río Los Sosa forma parte del sistema de sierras del Aconquija y separa el flanco sudeste sur de los cerros Nuñorco Chico y Nuñorco Grande de la sierra de la Ventanita (Figura

1). El relieve se caracteriza por la presencia de laderas abruptas con inclinaciones entre  $50^\circ$  en los sectores más empinados a  $6^\circ$  en la zona pedemontana. El faldeo oriental de la sierra del Aconquija constituye una barrera orográfica para los vientos húmedos provenientes del sureste, donde se genera una precipitación anual aproximada de 2000 mm anuales. Producto de las elevadas precipitaciones, se encuentra en el lugar una espesa cobertura vegetal selvática.

El río Los Sosa toma este nombre aguas abajo del embalse La Angostura, desde donde recorre una distancia de 48 km hasta su desembocadura en el río Balderrama que aporta al tramo medio del río Salí. Siguiendo la configuración hidrogeomorfológica de su ambiente, el río Los Sosa se encuentra encajonado en la quebrada por donde desciende con abruptas pendientes (entre 3 a 5%) hasta alcanzar el pedemonte (Pero, 2019). En el tramo de estudio, el río encuadra en la tipología de torrente de montaña, con fuerte alimentación de sedimentos y granulometría gruesa, con presencia de ripio, canto rodado y bloques. El río presenta en su recorrido una sucesión de tramos con pendiente pronunciada y escasa profundidad con tramos con perfil más plano y mayores tirantes de agua, denominados comúnmente como riffle – pool. Esta estructura morfológica se altera en los tramos de mayor pendiente, formando escalones con los bloques de mayor tamaño (Lenzi, Agostino, & Sonda, 2007).



**Figura 8.-** Ubicación del sitio de aforo y su cuenca de aporte.

## OBJETIVOS

Caracterización del tramo de estudio del río Los Sosa mediante aforos con la técnica de medición de caudales LSPIV.

## DATOS Y METODOLOGÍA

### Aplicación de la técnica de LSPIV para cuantificación de caudal

La implementación de la técnica de Velocimetría por Imágenes Digitales a Gran Escala (LSPIV) para la cuantificación de caudales, se realiza a partir del procesamiento de un video del escurrimiento. Durante la filmación es necesario verificar las condiciones de iluminación, asegurando que el reflejo en la superficie sea mínimo. Luego, para mejorar la calidad de la medición se siembran los trazadores en superficie, necesarios en caso de no existir patrones naturales (espuma, hojas, etc.).

Para este trabajo se utilizaron como trazadores, partículas de viruta de madera, que son biodegradables y de fácil distribución en la superficie. La filmación de videos del flujo se realizó con una cámara Sony modelo W80 con resolución de 1920x1080 (Full HD) a 30 fps, colocada en la margen izquierda del flujo en un trípode de aproximadamente 2m de altura desde donde se registró en dirección oblicua al escurrimiento. La cámara se controla en forma remota desde un teléfono móvil para asegurar que el encuadre del video sea correcto. Para considerar posibles alteraciones en la sección transversal se relevó la batimetría del cauce en cada aforo. De la misma forma, se relevaron las distancias entre cuatro puntos fijos presentes en la grabación, necesarios para la posterior ortorectificación. El procesamiento de los videos se efectúa mediante los programas computacionales de libre acceso PIVlab (Thielicke, 2014) y RIVeR (Patalano & García, 2016). En primer lugar, se realiza un preprocesamiento para delimitar la región de interés y aplicar filtros que corrigen la iluminación y mejoran el contraste. Luego, en el análisis de la secuencia de imágenes se identifican los patrones de movimiento de las partículas sembradas en la superficie de agua y se calculan los vectores de desplazamiento. A continuación, se rectifica el campo de velocidades obtenido, corrigiendo la oblicuidad de la filmación a partir de las distancias medidas entre los puntos fijos relevados en campo. Finalmente, se cuantifica el caudal de circulación mediante aplicación la ecuación de conservación de masa más conocida como ecuación de continuidad.

## Trabajo de campo

La campaña de medición se llevó a cabo entre diciembre de 2018 a junio de 2019. Durante el período húmedo, que abarca los meses de noviembre a marzo, se realizaron mediciones semanales, mientras que durante el estiaje se realizaron cada dos semanas, dado que la variación de caudal en este período no es muy apreciable.

Se realizaron 21 aforos aplicando LSPIV y 2 aforos mediante molinete. Además, se registró el valor de escala linimétrica correspondiente al momento de cada medición. Teniendo en cuenta que la técnica empleada determina la velocidad superficial se establece la relación entre la velocidad superficial ( $V_s$ ) y la media ( $V_m$ ) a través del coeficiente  $\alpha = V_s/V_m$ . Para definir el valor de  $\alpha$  se consideró una medición realizada con molinete hidráulico.

La ubicación de una sección de control presenta dificultades en el río estudiado dado que además de pertenecer a un tramo recto del río y contar con una sección estable, debía ser accesible al equipo de trabajo, en una zona cubierta con frondosa vegetación. Finalmente, la sección escogida se ubica en un tramo recto y se encuentra limitada en su margen derecha por un macizo rocoso estable.

Además, se extrajeron muestras del material que constituye al lecho principal en la sección de análisis con la finalidad de obtener la distribución granulométrica del material que permita extraer los diámetros característicos y hacer uso de ecuaciones predictoras que permitan la estimación del coeficiente de rugosidad del lecho.

## Curva altura – caudal

Los aforos realizados con LSPIV se emplearon para la determinación de una curva altura – caudal, que facilite la estimación del caudal a través de la medición de la altura del nivel libre de agua. Dado que la sección de control empleada sufre modificaciones producto de la erosión del lecho del cauce, la relación obtenida debiera ser revisada periódicamente.

La curva fue determinada mediante regresión no lineal de las mediciones realizadas a una expresión potencial (Rantz, 1982):

$$Q = a(H - H_0)^b \quad [1]$$

donde  $Q$  es el caudal,  $H$  la altura de nivel libre registrada en la escala,  $H_0$  es un nivel de referencia que se determina por regresión para optimizar el ajuste junto al parámetro  $a$ .



Para evaluar la sensibilidad de la curva obtenida a las observaciones se aplica la técnica de remuestreo denominada bootstrap, que permite establecer los intervalos de confianza de los parámetros de la curva obtenida, generando permutaciones de las mediciones disponibles con reemplazo. Este procedimiento se lleva cabo mediante la rutina boot de la aplicación R (Canty & Ripley, 2015).

## Resistencia al escurrimiento

La evaluación de la resistencia al flujo del agua producida por la rugosidad del cauce es necesaria para una adecuada modelación hidráulica del río que sirva para evaluar la respuesta del río ante posibles intervenciones y distintos escenarios de crecidas. A la vez, otorga información sobre diferentes aspectos del comportamiento del río, como es la sensibilidad de los parámetros intervinientes. Sin embargo, para que el resultado de una modelación sea verosímil es conveniente calibrar sus parámetros con mediciones realizadas previamente en el lugar, dado que la identificación de la rugosidad del cauce es compleja por la gran variabilidad del parámetro con el tiempo y espacio.

La rugosidad de un cauce natural depende de numerosos factores, algunos con mayor influencia como la granulometría y las formaciones del lecho, aunque también tienen incidencia las irregularidades de la sección transversal, la vegetación, el alineamiento del cauce, la presencia de obstáculos, (Chow, Maidment, & Mays, 1988). Estudios antecedentes muestran que estas variaciones no se dan solo en el espacio, sino que también varían en el tiempo en función del caudal circulante y de la cantidad de vegetación presente (De Donker, et al., 2009; Žic, Vranješ, & Ožanić, 2003).

Los aforos realizados fueron utilizados para determinar la rugosidad del cauce empleando la ecuación de Manning, ecuaciones predictoras que consideran solamente el efecto del tamaño característico del material del lecho y el modelo unidimensional HEC RAS.

Si se asume flujo uniforme y permanente, la pendiente de la línea de energía ( $S_f$ ) es paralela al fondo del cauce ( $S_0$ ); entonces el coeficiente de rugosidad ( $n$ ) puede obtenerse en forma directa mediante la ecuación de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} A S_f^{1/2} R^{2/3} \quad [2]$$

Para ello, se emplean las mediciones de caudal ( $Q$ ) y relevamientos batimétricos con los que se determina la sección transversal del flujo ( $A$ ) y el radio hidráulico ( $R$ ).

A pesar de que se sabe que la rugosidad depende de varios factores, se realizó un análisis mediante las ecuaciones predictoras de Keulegan que relacionan la velocidad media en la vertical ( $V$ ), la velocidad media de corte ( $v^*$ ), el tirante de agua ( $Y$ ) y la rugosidad absoluta ( $k_s$ ), considerando un fondo liso con contorno rugoso (López & Barragán, 2008). Esta expresión es utilizada para estimar el coeficiente de rugosidad de Chezy ( $C$ ) en un cauce de grava en función de datos del material del lecho y las condiciones hidráulicas.

$$\frac{V}{v^*} = 5,75 \log \left( \frac{11 \cdot Y}{k_s} \right) = \frac{C}{\sqrt{g}} \quad [3]$$

Para lechos con fondo plano, diversos investigadores proponen que la rugosidad absoluta es igual a un coeficiente de proporcionalidad ( $\alpha$ ) por el diámetro característico ( $d_i$ ) del material de fondo.

$$k_s = \alpha \cdot d_i \quad [4]$$

Las expresiones utilizadas para el cálculo de la rugosidad absoluta fueron las propuestas por Van Rijn ( $k_s=3d_{90}$ ), Engelund ( $k_s=2d_{65}$ ) y Kamphuis ( $k_s=2d_{84}$ ).

Se observa que, a partir de mediciones de la velocidad, el tirante asociado y la granulometría del material del lecho se puede realizar una estimación del coeficiente de Chezy ( $C$ ) y posteriormente obtener su análogo coeficiente de Manning ( $n$ ).

$$C = \frac{Y^{1/6}}{n} \quad [5]$$

También se calculó el coeficiente de rugosidad asociada al grano según la ecuación de Strickler (1923).

$$n = \frac{d_{50}^{1/6}}{21} \quad [6]$$

La aplicación de estas ecuaciones predictoras permitió comparar los resultados obtenidos del coeficiente de Manning mediante aplicación directa de la homónima ecuación y los resultados obtenidos mediante calibración de un modelo hidráulico unidimensional.

Por su parte, el modelo HEC RAS aplicad obtiene el perfil superficial del flujo entre dos secciones resolviendo, mediante un proceso iterativo, la ecuación de energía (US Army Corps of Engineers, 2010):

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad [7]$$

Donde  $Z_1$  y  $Z_2$  representan las cotas topográficas del lecho del cauce,  $Y_1$  y  $Y_2$  los tirantes del flujo,  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  son los coeficientes de velocidad,  $V_1$  y  $V_2$  las velocidades medias en las secciones 1 y 2, respectivamente y  $g$  es la aceleración gravitatoria. Por su parte,  $h_e$  es la pérdida de energía que incluye las pérdidas por fricción y las debidas a la contracción y expansión del flujo entre secciones:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad [8]$$

Donde  $L$  es la distancia entre secciones,  $S_f$  es la pendiente de la línea de energía representativa del tramo entre secciones y  $C$  es el coeficiente de contracción o expansión considerado.

Para realizar la modelación hidrodinámica se realizó un relevamiento topográfico de un tramo de aproximadamente 120 m de longitud, mediante estación total y GPS óptico. El relevamiento se realizó en 10 secciones transversales, incluyendo el cauce principal y llanuras de inundación, separadas en una distancia entre 6 a 30 m.

## RESULTADOS

### Cuantificación del caudal

En la **Tabla 8** se presentan en orden cronológico los aforos con LSPIV, junto al área de la sección transversal y altura de la escala. Las mediciones realizadas con LSPIV en el río Los Sosa presentan calidad variable, dependiendo de las condiciones de iluminación del momento del aforo, el viento y la distribución lograda en los trazadores en la zona. Se menciona que de los 21 aforos realizados se descartaron 8 por la falta de trazadores en algunas regiones de la superficie del flujo que provocaron una significativa distorsión en los resultados. Los cambios en la morfología del cauce provocados por la deposición de sedimentos en la zona central de la sección de aforo generan vías preferenciales de escurrimiento evidenciadas con una concentración de los trazadores arrojados. Estas vías contrastan con zonas muertas o con bajas velocidades en el sentido de escurrimiento, que resultaban inaccesibles a los trazadores superficiales y por lo tanto no permitieron una adecuada representación del campo superficial de velocidades mediante LSPIV. Otra dificultad en la aplicación de la técnica resulta de la presencia de reflejo en la superficie del agua, el cual disminuye la visibilidad de los trazadores en superficie y altera los resultados. Como puede apreciarse en la tabla, la mayor parte de los aforos corresponden a una situación de aguas bajas, dado que es la situación más frecuente en el río.

**Tabla 8.-** Aforos realizados con LSPIV en el río Los Sosa.

N	Fecha	H (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Vm (m/s)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)
1	29/12/2018	2,26	2,65	0,38	7,02	17,25	0,41
2	1/5/2019	2,36	4,56	0,53	8,56	18,07	0,47
3	1/12/2019	2,57	7,71	0,74	10,41	19,26	0,54
4	19/01/2019	2,56	6,96	0,65	10,71	19,09	0,56
5	25/01/2019	2,30	3,64	0,49	7,49	17,79	0,42
6	2/1/2019	2,65	10,65	0,69	15,33	21,28	0,72
7	16/02/2019	2,45	6,28	0,55	11,45	19,24	0,60
8	22/02/2019	2,26	2,28	0,33	6,83	16,56	0,41
9	3/9/2019	2,87	19,61	1,10	17,87	19,80	0,90
10	13/4/2019	2,26	2,18	0,30	7,18	17,58	0,41
11	27/4/2019	2,30	3,02	0,45	6,70	16,93	0,40
12	4/5/2019	2,22	1,81	0,27	6,63	17,37	0,38
13	24/08/2019	2,13	0,75	0,26	2,91	10,81	0,27

Para cuantificar el caudal es necesario definir el valor de  $\alpha$ , para lo cual se realizó un aforo con molinete en la sección de análisis en el día 27 de abril de 2019 y se contrastaron los resultados obtenidos con LSPIV. El caudal obtenido mediante molinete es de 3,03 m<sup>3</sup>/s, que presenta una diferencia de 15% con el valor 3,02 m<sup>3</sup>/s si se toma el valor teórico  $\alpha = 0,85$  y de 0,01% si se considera  $\alpha = 1$ . Teniendo en cuenta que el coeficiente depende de la geometría de la sección, de la pendiente del tramo, la rugosidad de fondo se adopta en el presente análisis el valor de 1 que genera una mejor aproximación para la distribución de velocidades obtenidas por medición en la sección de análisis, en coincidencia con lo observado en estudios antecedentes realizados en ríos serranos de características similares (Patalano A., et al., 2014).

### Parametrización de la curva altura – caudal

A pesar de las dificultades mencionadas, las mediciones realizadas fueron suficientes para el ajuste de la curva altura – caudal, que se presenta en la Figura 3. La expresión [1] cuenta en principio con 3 parámetros de ajuste ( $a$ ,  $b$  y  $H_0$ ), los cuales se obtuvieron mediante regresión no lineal por mínimos cuadrados. De la misma forma, se realizó un segundo ajuste considerando a  $b$  invariable e igual a 5/3, al ser este un valor recomendado en la bibliografía (Rantz, 1982; Díaz Lozada, 2018). Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 2, junto al error cuadrático medio (ECM), al coeficiente de regresión múltiple R<sup>2</sup> y al coeficiente de Akaike (Akaike, 1973), usualmente empleado para contrastar modelos con distinto número de parámetros. Se observa en la tabla un mejor ajuste para la alternativa 1, evidenciado en un menor AIC y ECM, así como un R<sup>2</sup> superior. Sin embargo, los valores obtenidos mediante la alternativa 2 se adecuan mejor al comportamiento hidráulico del escurrimiento. En este sentido, el valor de  $H_0$  de esta alternativa igual a 2,01 se acerca al valor observado en la escala para caudal nulo (Figura 2). Por otra parte, el valor de  $a$  igual a 6,07 obtenido en la alternativa 1 supera ampliamente los recomendados en la bibliografía, donde se indica que no se espera para este exponente un valor superior a 2 (Rantz, 1982). Por lo expuesto anteriormente, se considera que la mejoría obtenida en el ajuste de la alternativa 1, consecuencia del mayor número de parámetros, no es significativa y se escoge la alternativa 2, que logra una mejor representación del fenómeno con un modelo más simple. En la Figura 3 se presenta la curva altura – caudal generada con el total de observaciones, junto a las obtenidas mediante 200 permutaciones aplicando la técnica de bootstrap. Se observa una acotada variabilidad en los resultados, donde se evidencia que la máxima variación es de aproximadamente 20%, presentándose en valores altos de caudal donde se cuenta con pocas mediciones. El análisis realizado indica el modelo ajustado es robusto y presenta baja sensibilidad a las mediciones realizadas, sin embargo, podría ser mejorado con nuevas mediciones que aporten más información en el extremo superior de la curva.



**Tabla 9.-** Parametrización de la curva altura – caudal del río Los Sosa.

Alternativas	a	b	H <sub>0</sub>	ECM	R <sup>2</sup>	AIC
Alternativa 1	0,24	6,07	0,82	1,41	0,952	49,14
Alternativa 2	21,85	1 2/3	2,01	2,23	0,918	54,83

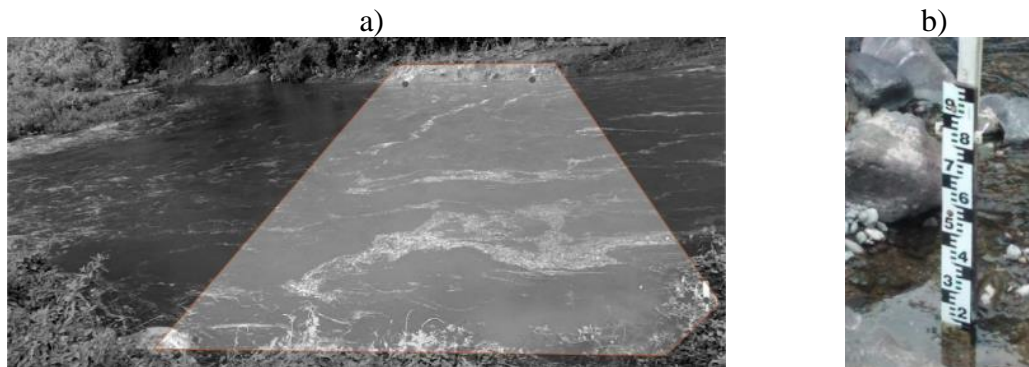
Nota

a, b y H<sub>0</sub>: parámetros de ajuste de la curva altura – caudal

ECM: error cuadrático medio

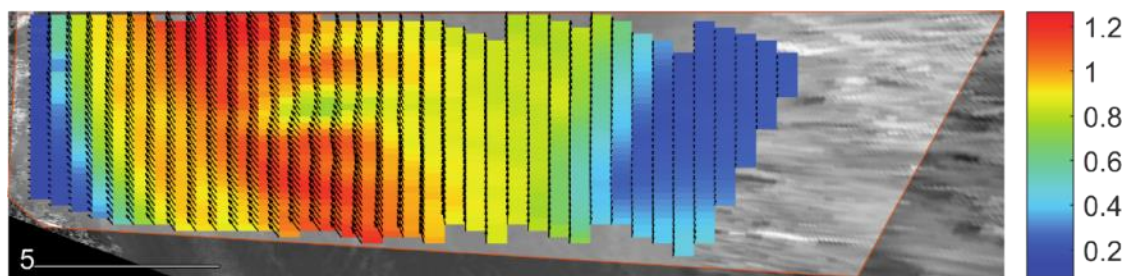
R<sup>2</sup>: coeficiente de regresión no lineal

AIC: coeficiente de Akaike

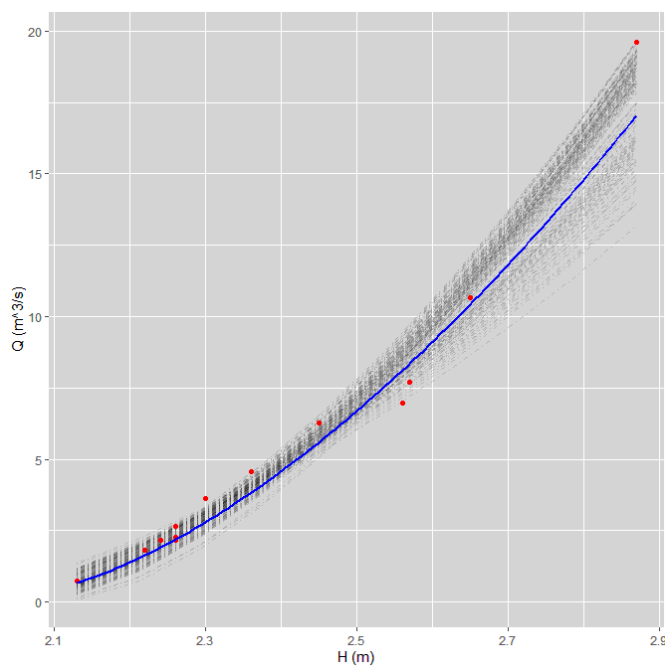


**Figura 9.-** a) Sección de aforo en el río Los Sosa.

**b)** Escala limnimétrica.



**Figura 10.-** Campo superficial de velocidades en m/s correspondiente al aforo del día 12 de enero de 2019.



**Figura 11.-** Curva altura (H) vs. caudal (Q) del río Los Sosa con mediciones LSPIV (puntos rojos).

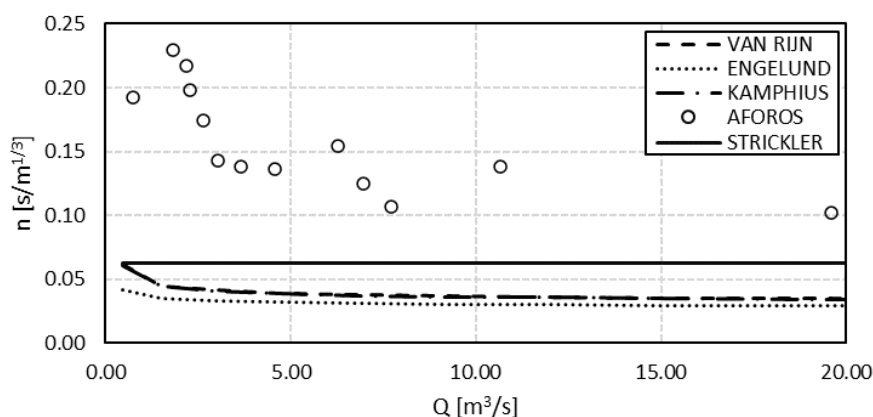
## Identificación del coeficiente de rugosidad de Manning

Los resultados de la determinación del coeficiente de rugosidad de Manning se presentan en la Tabla 3. Se obtuvieron dichos coeficientes para todos los aforos realizados empleando la fórmula de Manning, considerando una pendiente media del tramo de 0,014, obtenida mediante un relevamiento topobatimétrico del tramo del río. Se evidencia una gran variación del coeficiente con el caudal, que toma valores entre  $0,23 \text{ sm}^{-1/3}$ , para un caudal de  $1,81 \text{ m}^3/\text{s}$ , y  $0,099 \text{ sm}^{-1/3}$  obtenido para el mayor caudal registrado de  $19,61 \text{ m}^3/\text{s}$ .

**Tabla 10.-** Coeficientes de rugosidad del río Los Sosa estimados mediante aforos.

N	Q (m <sup>3</sup> /s)	y <sub>max</sub>	n <sub>manning</sub>	n <sub>HecRAS</sub>
1	2,65	0,92	0,174	-
2	4,56	0,98	0,136	-
3	7,71	1,03	0,107	-
4	6,96	1,03	0,125	-
5	3,64	0,92	0,138	-
6	10,65	1,53	0,138	0,12
7	6,28	1,33	0,154	-
8	2,28	1,12	0,198	-
9	19,61	1,70	0,102	0,09
10	2,18	1,00	0,217	-
11	3,02	1,15	0,143	-
12	1,81	1,20	0,230	-
13	0,75	0,44	0,192	-

En cuanto al análisis de las ecuaciones predictoras del coeficiente de rugosidad, todas las expresiones utilizadas muestran valores inferiores a los resultados obtenidos mediante la ecuación de Manning. Los resultados muestran para un caudal mínimo de  $1,81 \text{ m}^3/\text{s}$  se obtiene un valor de 0,045, 0,044 y un mínimo de  $0,035 \text{ sm}^{-1/3}$  con las expresiones de Van Rijn, Kamphius y Engelund respectivamente; para el caudal máximo de  $19,61 \text{ m}^3/\text{s}$  los coeficientes de rugosidad obtenidos son de 0,029, 0,034 y  $0,035 \text{ sm}^{-1/3}$  con las ecuaciones de Van Rijn, Kamphius y Engelund respectivamente. Por su parte con la ecuación de Strickler el coeficiente de Manning no varía con respecto al caudal y se obtiene un valor igual a  $0,063 \text{ sm}^{-1/3}$ . Los resultados obtenidos para diferentes caudales están representados en la Figura 12.



**Figura 12.-** Coeficientes de Manning obtenidos en función del caudal.

Los resultados obtenidos concuerdan con los consultados en la bibliografía para ríos de montaña (Vélez Upegui, Posada García, Montoya Cardona, & Montoya Martínez, 2004) y se debe a

que las rugosidades presentes en el cauce generan mayor resistencia para tirantes bajos, donde el tirante de agua es del orden del diámetro de las partículas del lecho, que para aquellos mayores.

Por otra parte, la valoración del coeficiente  $n$  mediante calibración del modelo HecRas fue realizada para los mayores caudales registrados, de forma de obtener valores que permitan representar el comportamiento del río durante crecidas (Tabla 2). Los valores obtenidos según esta metodología se encuentran entre  $0,09 \text{ sm}^{-1/3}$  y  $0,12 \text{ sm}^{-1/3}$ , presentando una diferencia de aproximadamente 15% con respecto a la determinación directa mediante la fórmula de Manning. Dado que la modelación numérica realizada se basa en las ecuaciones de Navier Stokes simplificadas para flujo permanente, se considera que esta es una mejor aproximación al valor de  $n$  que la estimada mediante la ecuación de Manning, que no considera la divergencia entre la pendiente de la línea de energía y la pendiente del fondo del cauce.

Teniendo en cuenta que para caudales bajos las irregularidades de la sección transversal tienen una gran influencia en este factor (Žic, Vranješ, & Ožanić, 2003), no fue posible obtener valores representativos dado que no se cuenta con relevamientos del tramo correspondientes al momento de dichos aforos.

## CONCLUSIONES

La aplicación de la técnica de LSPIV en el río Los Sosa permitió cuantificar el caudal bajo distintas condiciones de flujo y profundizar el conocimiento del comportamiento de las variables hidráulicas involucradas en la dinámica fluvial. Sin embargo, muchos de los videos realizados tuvieron que ser descartados porque la mala distribución de trazadores superficiales impidió su correcto procesamiento, evidenciando la importancia de escoger una sección de aforo que cuente con condiciones apropiadas para lograr una adecuada cobertura de trazadores.

Con las mediciones realizadas, se ajustó una curva altura – caudal que puede emplearse para sistematizar los aforos en el río, dentro del rango de caudal observado, a partir del registro cotidiano de una variable de fácil medición como es el nivel de agua. Teniendo en cuenta las alteraciones que sufre la sección durante eventos de crecida, es necesario actualizarla en forma periódica. Así mismo, el aforo de caudal durante crecidas extraordinarias tiene particular importancia para la extensión de su rango de representatividad. Considerando el carácter repentino de las crecidas, se estudia en el presente la posibilidad de incorporar registros realizados por habitantes del lugar que puedan acceder al sitio durante estos eventos, aportando así valiosa información.

Para caracterizar la rugosidad del cauce se determinó el coeficiente  $n$  de Manning para cada uno de los aforos realizados. Se evidencia una gran variación del coeficiente con el caudal, con una mayor resistencia del cauce al escurrimiento para caudales bajos, donde el tirante de agua es del orden del tamaño de las partículas del lecho. Para caudales mayores, se calibró además un modelo hidrodinámico del río, que representa adecuadamente la situación actual del cauce y a la vez permite evaluar su comportamiento en distintos escenarios y el impacto de acciones que puedan llevarse a cabo en la quebrada.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Abbas, S., Al-Aboodi, A., & Ibrahim, H. (2020). Identification of Manning's Coefficient using HEC RAS model: Upstream Al-Amarah Barrage. *Journal of Engineering*, Article ID 6450825.
- Akaike, H. (1973). Information theory and an extension of the maximum likelihood principle. *2nd International Symposium on Information Theory and Control* (pág. pp. 267). Petrov, E.B.N. and Csaki, F., (ed.)
- Canty, A., & Ripley, B. (2015). *R Package 'boot'*. Obtenido de <https://cran.r-project.org/web/packages/boot/>
- Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1988). *Applied hydrology*. Water Resources Handbook.



- De Donker, L., Troch, P., Verhoeven, R., Bal, K., Meire, P., & Quintelier, J.** (2009). Determination of the Manning roughness coefficient influenced by vegetation in the river Aa and Biebrza river. *Environ Fluid Mech*, 9:549–567. doi:10.1007/s10652-009-9149-0
- Díaz Lozada, J.** (2018). *Cuantificación y caracterización del escurrimiento superficial en el sistema fluvial del río Carcarañá*. Córdoba, Argentina.: Tesis Doctoral. Departamento de postgrado, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.
- Ding, Y., Jia, Y., & Wang, S.** (2004). Identification of Manning's roughness coefficients in shallow water flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(6), 501-510.
- Fernández, D., & Lutz, M.** (2003). Procesos de remoción en masa y erosión fluvial en la quebrada del río Los Sosa, provincia de Tucumán. *Revista de la Asociación Geológica Argentina*, 58(2), 255-266.
- Hauet, A.** (2009). Estimation de débit et mesure de vitesse en rivière par Large-Scale Particle Image Velocimetry. *La Houille Blanche*, 1, 80-85.
- Le Coz, J., Hauet, A., Pierrefeu, G., Dramais, G., & Camenen, B.** (2010). Performance of image-based velocimetry (LSPIV) applied to flash-flood discharge measurements in Mediterranean rivers. *Journal of Hydrology*, 394, 42-52.
- Lenzi, M., Agostino, V., & Sonda, D.** (2007). *Reconstrucción morfológica y recuperación ambiental de los torrentes*. . Cosenza: Editoriale Bios.
- López, R., & Barragán, J.** (2008). Equivalent Roughness of Gravel-Bed Rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 847-851.
- Parhi, P., Sankua, G., & Roy, G.** (2012). Calibration of Channel Roughness for Mahanadi River, (India) using HEC-RAS Model. *Journal of Water Resource and Protection*, 4, 847-850.
- Patalano, A., & García, C.** (2016). RIVeR - Towards affordable, practical and user-friendly toolbox for Large Scale PIV and PTV techniques. *River Flow*.
- Patalano, A., García, C., Guillén, N., García, C., Díaz, E., Rodríguez, A., & Ravelo, A.** (2014). Evaluación experimental de la técnica de velocimetría por seguimiento de partículas a gran escala para la determinación de caudales en ríos serranos. *Aqua-LAC*, 6(1), 17-24.
- Pero, E.** (2019). *Tipología y caracterización ecológica de ríos permanentes de la provincia de Tucumán y áreas limítrofes*. Universidad Nacional de Tucumán: Tesis Doctoral. .
- Rantz, S.** (1982). *Measurement and computation of streamflow: Volume 2. Computation of discharge*. Water-Supply Paper 2175. Washington: US Geological Survey.
- Strickler, A.** (1923). Beiträge Zur Frage Der Geschwindigkeitsformel Und Der Rauhigkeitszahlen Für Wasserwirtschaft . Amt für Wasserwirtschaft, Mitteilung.
- Thielicke, W. &** (2014). PIVlab—towards user-friendly, affordable and accurate digital particle image velocimetry in MATLAB. *Journal of open research software*, 2(1).
- US Army Corps of Engineers.** (2010). *River analysis system, hydraulic reference manual. Version 4.1*. . Hydrologic Engineering Center.
- Vélez Upegui, J., Posada García, L., Montoya Cardona, M., & Montoya Martínez, E.** (2004). Metodología para estimar la resistencia al flujo en cauces de montaña. *XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. São Pedro, Brasil.
- Žic, E., Vranješ, M., & Ožanić, N.** (2003). Methods of Roughness Coefficient Determination in Natural Riverbeds. *International Symposium on Water Management and Hydraulic Engineering*. Macedonia.

## ANÁLISIS DE FOURIER EN LA GEOMORFOLOGÍA FLUVIAL DEL RÍO HUALLAGA

<sup>1</sup>Jhonath Wensenber Mejía Gonzales

Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Lima, Perú, jhonath.mejia@unmsm.edu.pe

### RESUMEN:

Existe muchas ecuaciones que, a través de los años han intentado mapear con cierto grado de aproximación la geometría de los meandros, debido a la complicada formación de ondas irregulares que yace en este tipo de ríos. En el presente trabajo de investigación se rompe con este inconveniente utilizando series complejas de Fourier (Transformada inversa de Fourier), las cuales son capaces de mapear cualquier tipo de geometría en el plano de números complejos, y no sólo eso, sino que además en el proceso se utiliza la transformada de Fourier para evaluar su frecuencia y espectro de energía, con el fin de predecir comportamientos futuros. En términos generales, el análisis de Fourier en el estudio geomorfológico de ríos meándricos, permite describir su comportamiento tanto espacial como temporal, provisionando de ciertos parámetros especiales, con los cuales se puede extraer información relevante acerca de su expansión y/o contracción, frecuencia y energía.

### ABSTRACT:

There are many equations that, over the years, have tried to map with a certain degree of approximation the geometry of meanders, due to the complicated formation of irregular waves that lies in these types of rivers. In the present research work this inconvenience is broken using complex Fourier series (Inverse Fourier transform), which are capable of mapping any type of geometry in the plane of complex numbers, and not only that, but also in the process uses the Fourier transform to evaluate its frequency and energy spectrum, in order to predict future behavior. In general terms, the Fourier analysis in the geomorphological study of meandering rivers allows describing their spatial and temporal behavior, providing certain special parameters, with which relevant information can be extracted about their expansion and / or contraction, frequency and Energy.

**PALABRAS CLAVES:** Series Complejas de Fourier, Transformada de Fourier, Frecuencia, Espectro de Energía.

## INTRODUCCIÓN

La geomorfología fluvial es un tema ampliamente estudiado por muchos ingenieros y científicos, su comportamiento en espacio y tiempo hace impredecible su predicción y, en todos los métodos evaluados existe un alto grado de incertidumbre, con el fin de disminuir este desfase, haremos uso de un nuevo enfoque del análisis de Fourier.

El análisis de Fourier provee de ciertos parámetros a los ríos meándricos, con los cuales se puede extraer información relevante acerca de su expansión y/o contracción, frecuencia y energía. Lo que no es posible realizar en el plano de los números reales, es posible en el plano de los números complejos, el presente proyecto de investigación trata sobre el uso de la transformada inversa de Fourier para describir el comportamiento espacial de ríos meándricos y, sobre transformadas de Fourier para evaluar los espectros de frecuencia y, cuantificar la distribución y cantidad de energía involucrada en la formación de meandros.

La zona de estudio del Río Huallaga fue seleccionada cuidadosamente, haciendo uso de Imágenes de radar Sentinel 1, programación en java y del motor de procesamiento **Google Earth Engine** para identificar tramos que contengan mayor variación espacial. Para el procesamiento del cauce principal de los meandros y el análisis de Fourier se hace uso de los softwares **ArcGIS** y **Matlab**, respectivamente.

## OBJETIVO GENERAL

Aplicación de un nuevo enfoque del análisis de Fourier para explicar fenómenos morfológicos y dinámicos del sistema fluvial del río Huallaga.

## OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Establecer la metodología para mapear la geometría de cualquier río meándrico en el campo de los números complejos.
- Evaluar las frecuencias de mayor incidencia en su espectro de energía.
- Cuantificar la distribución y cantidad de energía involucrada en la formación de meandros.



## ÁREA DE ESTUDIO

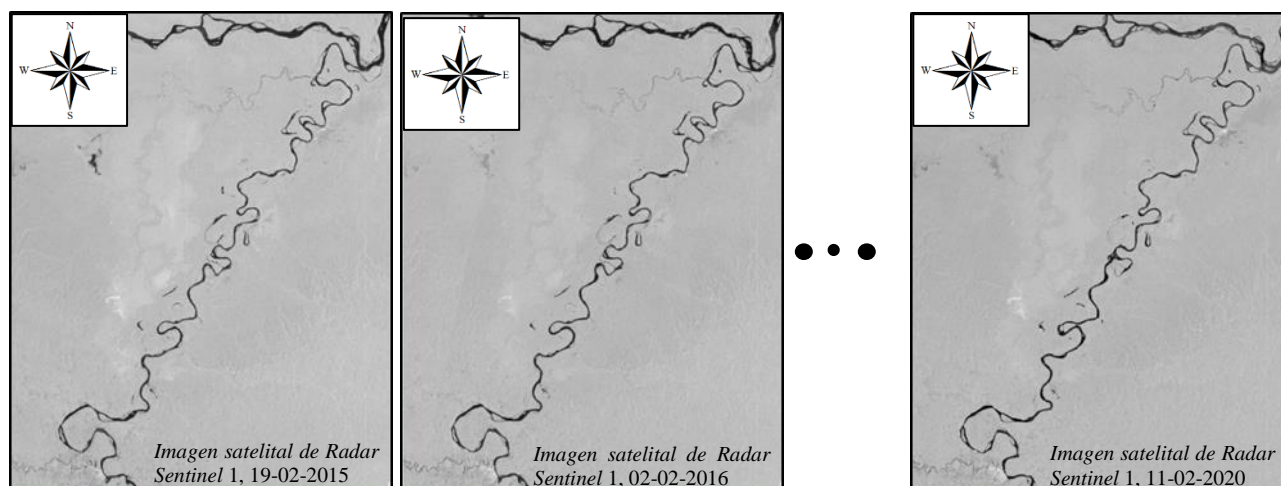
El tramo de río en estudio se encuentra ubicada en la cuenca del “Bajo Huallaga” (Figura 1) y tiene una longitud de 218 km aproximadamente, va desde el punto A con coordenadas UTM E:377679.2, N:9349877.8 hasta el punto B con coordenadas E:434024.9, N:9435968.4.



**Figura 1.-** Ubicación del tramo en estudio del Río Huallaga.

## COLECCIÓN DE IMÁGENES SENTINEL-1

Para analizar la evolución espacial del río Huallaga, se utilizaron imágenes satelitales de radar “Sentinel-1 SAR GRD”, en las fechas comprendidas entre febrero del 2015 a febrero del 2020, almacenadas en el catálogo de “Google Earth Engine (Figura 2), las cuales tienen un pre-procesamiento básico (remoción de ruido térmico, Calibración radiométrica y corrección del terreno).

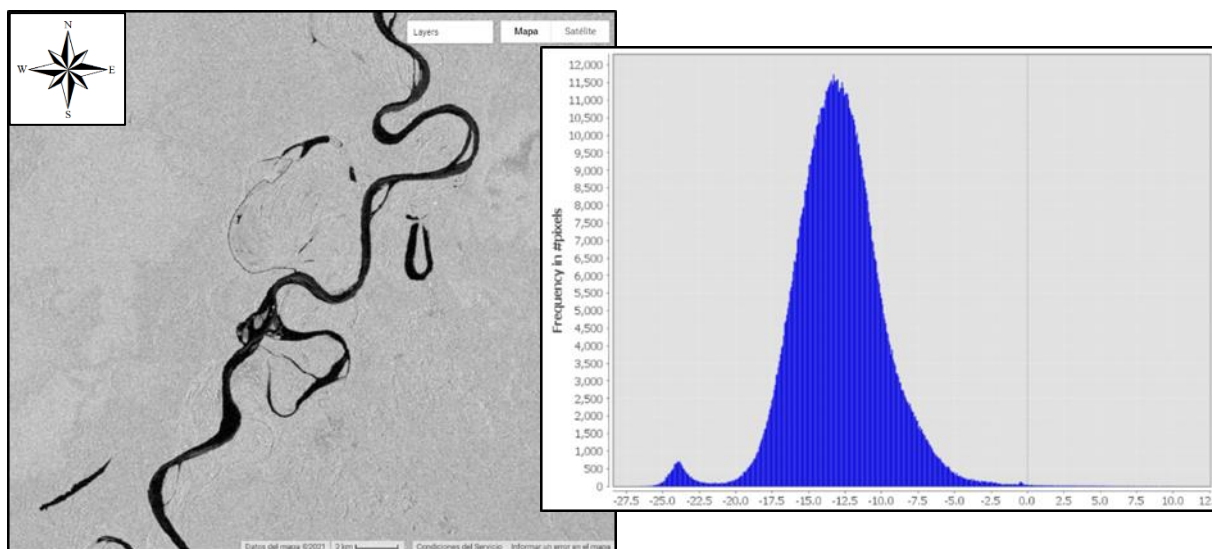


**Figura 2.-** Colección de imágenes satelitales de radar Sentinel-1.

La misión Sentinel-1 proporciona datos de un instrumento de radar de apertura sintética (SAR) de banda C y de polarización dual, comprende una constelación de dos satélites en órbita polar. Estas imágenes a diferencia de las imágenes satelitales ópticas como Landsat, Sentinel-2, permiten un monitoreo constante de masas de agua debido a que, son indiferentes al día, la noche, nubosidad y condiciones atmosféricas adversas.

## DETECCIÓN DE MASAS DE AGUA MEDIANTE UMBRALES DE HISTOGRAMA.

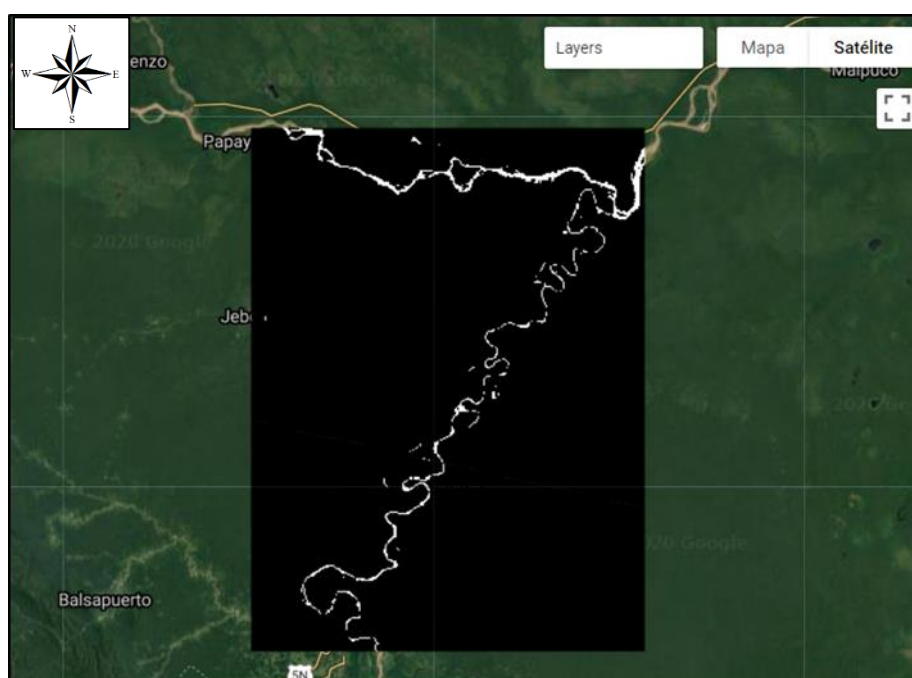
Esta técnica consiste en aprovechar la diferencia de retrodispersión, que existe entre la superficie del agua y la tierra para detectar masas de agua. En los píxeles más claros el radar percibe mayor cantidad de retrodispersión de energía debido a la rugosidad de la vegetación, mientras que, en la superficie del agua, los píxeles son más oscuros debido a que el radar percibe menor retrodispersión de energía (Figura 3).



**Figura 3.-** Umbrales de histograma.

## PROCESAMIENTO DE IMÁGENES SATELITALES SENTINEL-1

Se procedió a programar en “Google Earth Engine Code” para crear el mosaico, recortar y enmascarar todas las imágenes satelitales de radar, que identifica el espejo de agua del río Huallaga, mediante un umbral de separación (Figura 4).



**Figura 4.-** Enmascaramiento del espejo de agua del río Huallaga.

Google Earth Engine, es una plataforma en la nube para realizar análisis científicos y visualización de datos geospaciales, Google lo define como “La plataforma de procesamiento geoespacial basado en la nube más avanzada del mundo”.

## IDENTIFICACIÓN DEL CAUCE PRINCIPAL

Las máscaras fueron exportadas en formato “tif” al software ArcGis v10.5, donde se aplicaron filtros y suavizados para delimitar y extraer los bordes externos del río Huallaga. Finalmente se interpoló la línea central que corresponde a la geometría del río Huallaga en diferentes instantes de tiempo (Figura 5).

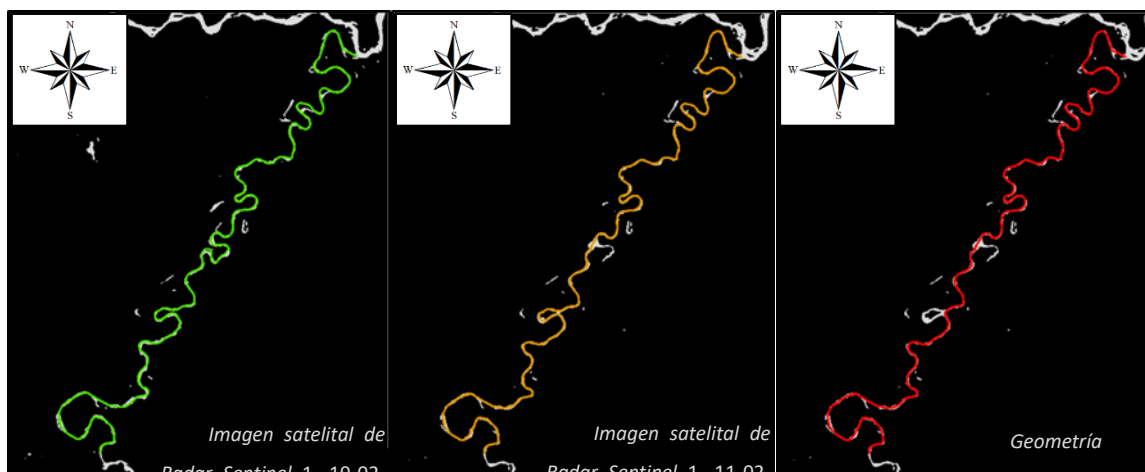


Figura 5.- Extracción de bordes.

Los cursos de agua secundarios en el sistema fluvial Huallaga tienen el efecto de desviar, un  $\Delta s$  a la línea central del cauce principal, esto se evidencia en imágenes satelitales de diferentes fechas. Ésta desviación es considerada en el presente trabajo de investigación y se cuantifica como cierta cantidad directamente proporcional al ancho del curso de agua secundario, tal como se observa en la Figura 6.

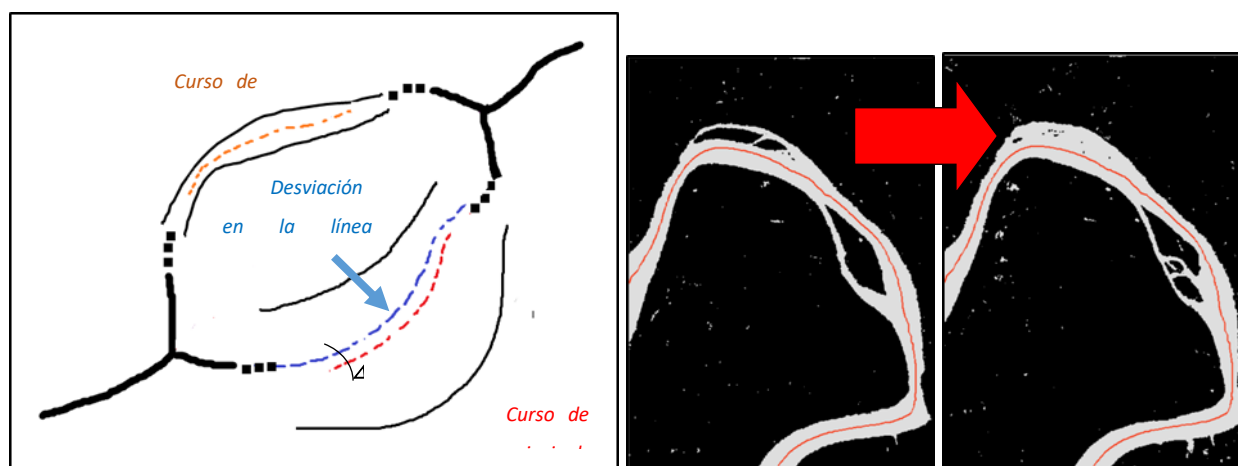


Figura 6.- Desviación de la línea central del cauce principal.

Luego de obtener la línea central definitiva del cauce principal, se procede a discretizar el dominio creando puntos cada cierto intervalo de longitud ( $\Delta x=100$ ). Finalmente exportamos los puntos al software Matlab para aplicar el análisis de Fourier, tal como se verá más adelante.



## ANÁLISIS DE FOURIER

Aplicamos la transformada discreta de Fourier (Ecuación [1]) a la geometría del sistema fluvial del río Huallaga, para analizar su espectro de energía en el dominio de la frecuencia, y obtener información sobre la distribución de energía en diferentes frecuencias, requerida en la formación de meandros.

$$C_k(\omega) = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^{N-1} f_n(X + Yi) e^{-i\omega_k x_n} \Delta x \quad [1]$$

Dónde:

$f_n(X + Yi)$ , es un arreglo de números complejos formado por las coordenadas en "X" (parte real) y las coordenadas en "Y" (parte imaginaria) del cauce principal discretizado.

$e^{-i\omega_k x_n}$ , núcleo de transformación.

$N$ , número total de términos.

$\omega$ , frecuencia fundamental.

$i$ , parte imaginaria igual  $\sqrt{-1}$ .

Por otro lado, la serie compleja de Fourier que es análoga a la transformada inversa de Fourier (Ecuación [2]) servirá para mapear su geometría en el dominio espacial.

$$f_n(X + Yi) = \sum_{k=0}^{K-1} C_k(\omega) e^{i\omega_k x_n} \Delta \omega \quad [2]$$

Dónde:

$f_k(\omega)$ , transformada de Fourier.

$e^{i\omega_k x_n}$ , núcleo de transformación inversa.

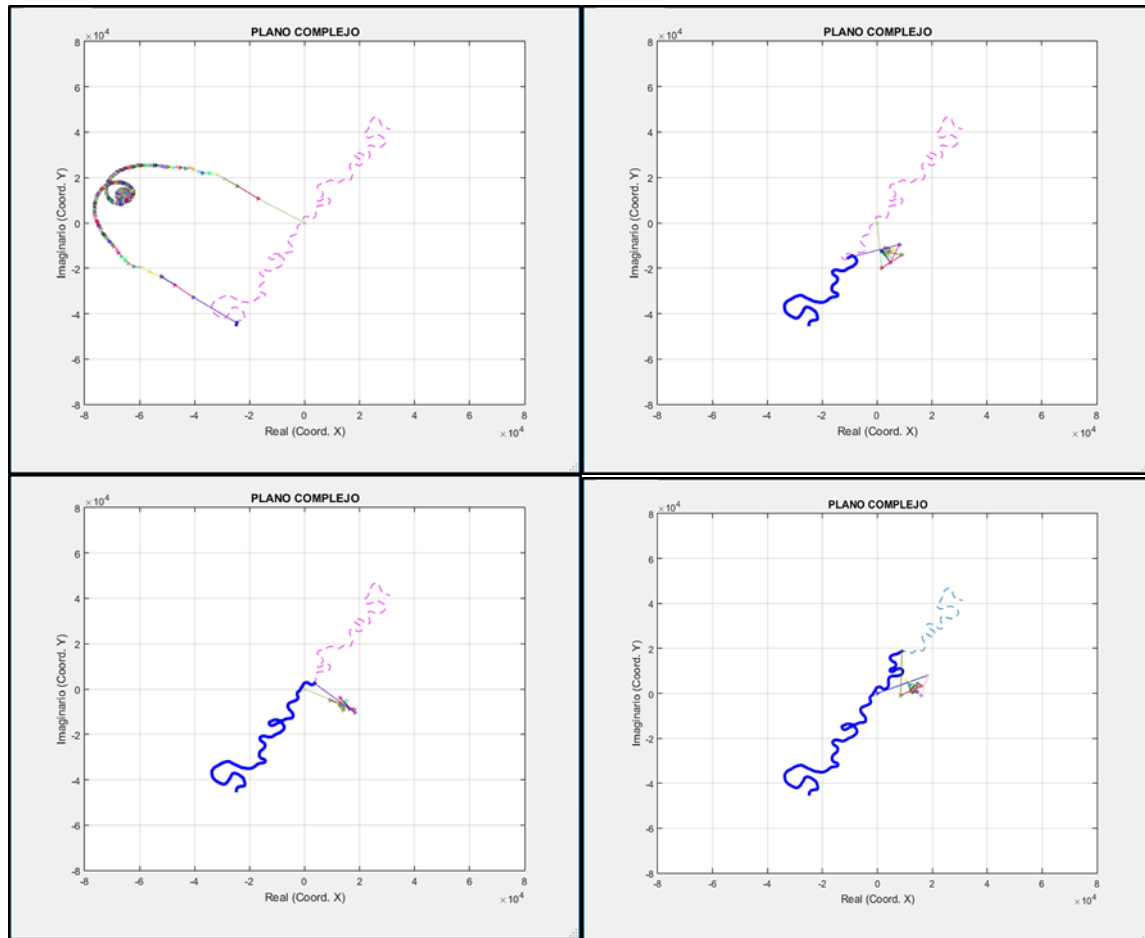
$K=N$ , número total de particiones.

$\omega$ , frecuencia fundamental.

Las ecuaciones [1] y [2] permiten describir el comportamiento espacial y temporal de la geometría del río Huallaga, provisionando de ciertos parámetros especiales, con los cuales se puede extraer información relevante acerca de su expansión y/o contracción, frecuencia y energía.

## MAPEO DE LA GEOMETRÍA DEL RÍO HUALLAGA

Usamos como variable de entrada el cauce principal discretizado del río Huallaga obtenido del procesamiento de imágenes satelitales de radar en diferentes fechas, y las series Complejas de Fourier (ecuación [2]) para procesar información, creando un algoritmo de cálculo en el software Matlab. Las series complejas de Fourier representan una suma de vectores, en el cual, cada vector tiene una posición inicial, amplitud y velocidad angular que van cambiando a medida que aumenta la distancia y que, en conjunto, logran mapear el río Huallaga (Figura 7).

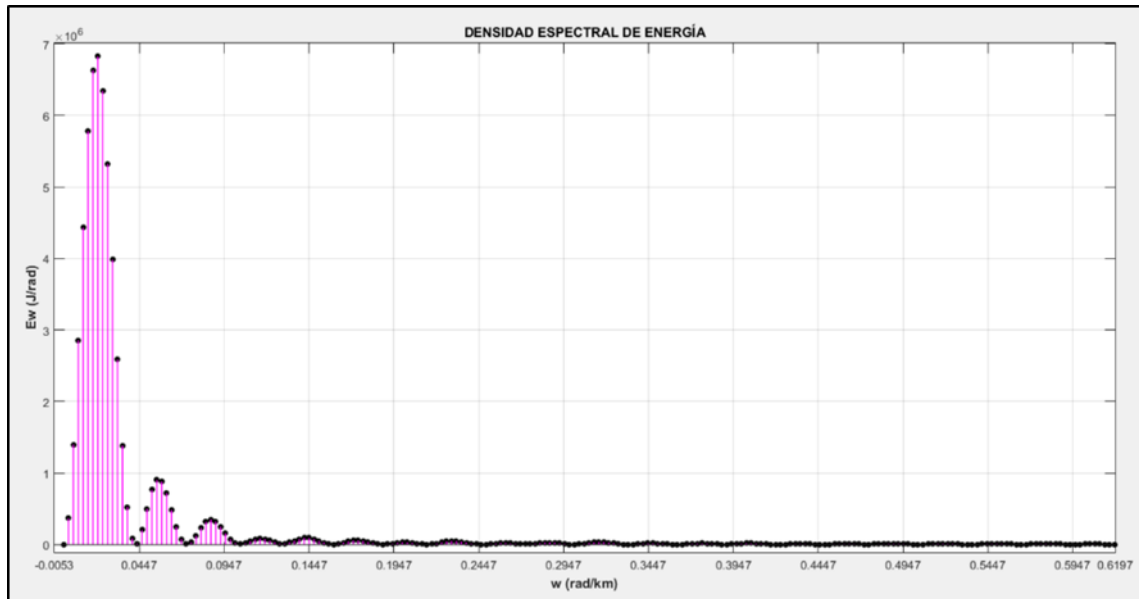


**Figura 7.-** Mapeo del Río Huallaga.

## DENSIDAD ESPECTRAL DE ENERGÍA

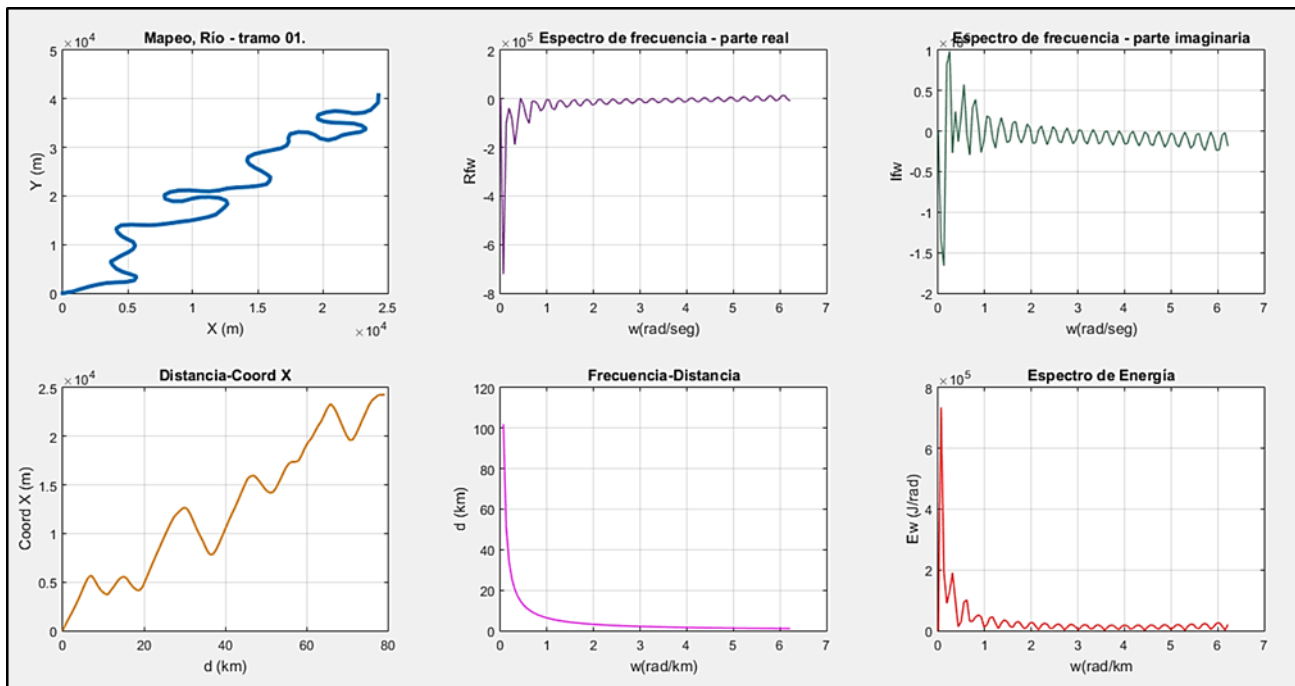
La densidad espectral  $E(\omega)$  de la morfología del río Huallaga, permite observar las concentraciones de energía en las frecuencias de mayor incidencia

$$E(\omega) = |f_k(\omega)|^2 = \left| \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} f_n(x) e^{-i\omega_k x_n} \Delta x \right|^2 \quad [3]$$



**Figura 9.-** Densidad Espectral de Energía.

A continuación, se detallan los parámetros especiales calculados con la transformada de Fourier, en el dominio de la frecuencia, para obtener información relevante acerca de la geometría del río Huallaga.



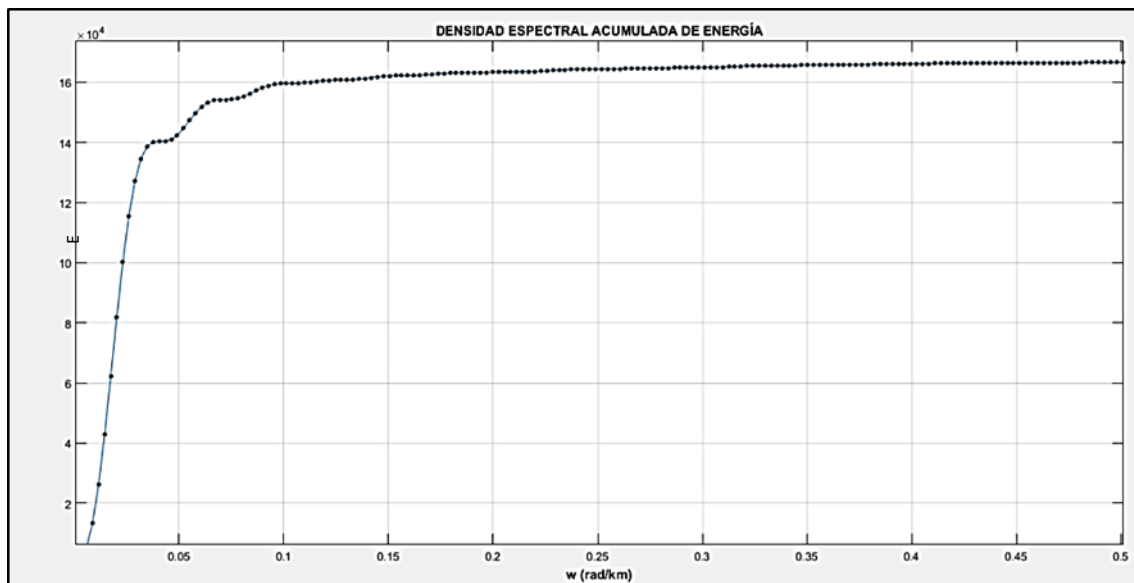
**Figura 8.-** Parámetros especiales del Río Huallaga.

### DENSIDAD ESPECTRAL ACUMULADA DE ENERGÍA

La densidad espectral acumulada de energía  $E_c(\omega)$  es el área debajo de la curva del espectro de energía (Figura 9), y se calcula a partir de la siguiente expresión.

$$E_c(w) = \int_0^w |f_k(\omega)|^2 d\omega \quad [4]$$

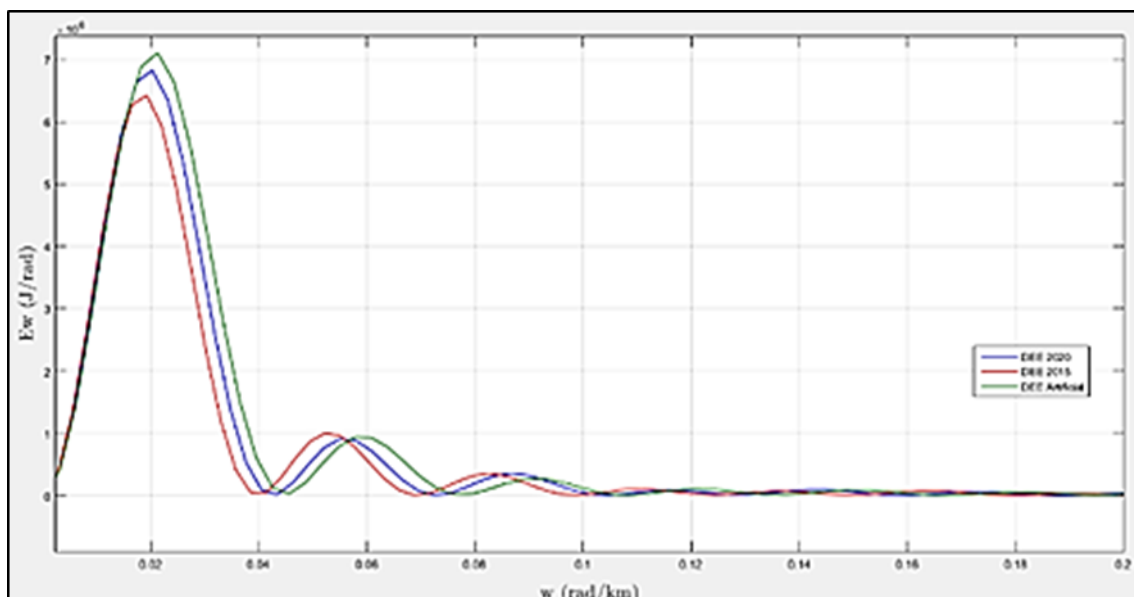




**Figura 10.-** Densidad Espectral acumulada de Energía.

## COMPARACIÓN DE ESPECTROS DE ENERGÍA

Para estudiar la dinámica fluvial del río Huallaga procedemos a mapear su geometría en dos instantes diferentes de tiempo (2015-02-19 y 2020-02-11) y agregamos una tercera geometría (G. artificial) para observar cambios significativos en su evolución espacial, debido a que, solo contamos con una base de datos de 6 años de imágenes satelitales. Luego procedemos a evaluar su frecuencia y densidad espectral de energía según se muestra en la Figura 11.



**Figura 11.-** Densidad Espectral de Energía para diferentes geometrías.

## RESULTADOS O HALLAZGOS

**Función compleja de mapeo ( $\aleph_x$ ).** El uso de la transformada inversa de Fourier, demuestran que en el plano de números complejos existe una función continua  $\aleph_x$ , capaz de mapear cualquier patrón de ondas irregulares de un río meándrico.

**Energía en sistemas fluviales ( $\Xi_s$ ).** Las distribuciones de energía en diferentes frecuencias de un sistema fluvial, ofrecen información acerca de la capacidad del río Huallaga para producir meandros en su geometría. En la Fig. 4, las alturas de oscilación se atenúan conforme la frecuencia aumenta y la longitud de ciclo disminuye, y en la Fig. 5 la variación de energía total se vuelve constante a medida que la frecuencia aumenta, es decir  $dEc/d\omega \approx 0$ . Esto significa que, la energía se conserva en tramos pequeños donde el cauce del río se endereza y, muy por el contrario, la variación de energía aumenta en tramos largos donde el río contiene mayor cantidad de meandros.

**Evolución temporal de energía ( $\Xi_t$ ).** La fluctuación de energía y frecuencia en el tiempo permite observar cambios en el sistema fluvial de río Huallaga y predecir comportamientos futuros. En la Figura 6, referente a las curvas DEE-2020 (Densidad Espectral de Energía), DEE-2015 y la frecuencia de mayor incidencia, se observa dos cambios significativos: (1) Desfase en la frecuencia, esto corresponde a una contracción del cauce principal en el año 2020; (2) Amplificación de la amplitud, esto corresponde a una disminución de pérdida de energía involucrada en la formación de meandros en el año 2020. A su vez la geometría artificial DEE-Artificial la cual tiene una menor frecuencia y, una menor cantidad de pérdida de energía verifica la misma lógica.

## CONCLUSIONES

El nuevo enfoque del análisis de Fourier en la geomorfología del río Huallaga permite mapear su geometría y describir su comportamiento espacio-temporal en términos frecuencia y energía.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

**Siddhartha Kumar Lahiri and Rajiv Sinha** (2015). “Application of fast Fourier transform in fluvial dynamics in the upper Brahmaputra valley, Assam”. Department of Earth Sciences, Indian Institute of Technology, Kanpur 208 016, India.

## RESTAURACIÓN DE LA QUEBRADA ALTAVISTA, MEDELLÍN (COLOMBIA)

María Alejandra Castrillón Sánchez<sup>1</sup>, Ronald Estivel González Vargas<sup>2</sup>, y Juan F. Barros M.<sup>3</sup>

<sup>1,2,3</sup> Universidad EIA, Colombia

maria.castrillon72@eia.edu.co, ronald.gonzalez@eia.edu.co, juan.barros@eia.edu.co

### RESUMEN:

La canalización de los ríos ha sido la solución más rápida e inmediata que se ha empleado para controlar el comportamiento de una corriente, sin embargo, este método perjudica la dinámica fluvial, ya que se modifica la condición natural del cauce, se trastorna el ciclo del agua y se aumenta la velocidad de la corriente si ocurre la desaparición de los meandros, por tanto, es indispensable considerar otros métodos de intervención donde la integridad natural de la corriente no sea afectada.

La quebrada Altavista ubicada en el municipio de Medellín, es una de las fuentes hídricas intervenidas para controlar el riesgo de inundaciones, sin embargo, existen algunos tramos como el comprendido entre el Colegio Padre Manyanet y la Cantera Santa Cecilia donde aún se conserva la quebrada en estado natural. No obstante, debido a la invasión de viviendas, la corriente presenta problemas de sedimentación, erosión de las bancas, intrusión de las llanuras de inundación por viviendas y contaminación por el vertimiento de aguas residuales y escombros. En el presente proyecto se pretende diseñar las obras de bioingeniería necesarias para mitigar dichos problemas.

Para alcanzar los objetivos de restauración, se utilizó un modelo hidráulico del afluente para simular su comportamiento ante diversos escenarios, y se clasificó la quebrada según la metodología de Rosgen. Una vez determinada la caracterización, descripción y condición geomorfológica, se procedió a proponer diferentes alternativas de restauración amigables con el ambiente natural.

### ABSTRACT:

The channeling of rivers has been the fastest and most immediate solution that man has used to control the water source operation. This method damages the fluvial dynamics because the natural condition of the channel is modified, the water cycle changes and the speed of the current increases due to the disappearance of meanders. In consequence, is essential to consider other intervention methods where the natural integrity of the current don't be affected.

The Altavista brook is located in the municipality of Medellín, is one of the water sources intervened by human being to control the risk of flooding. Although there are some sections such as the one between the Padre Manyanet School and the Santa Cecilia brickyard, where the stream is still preserved in its natural state. However, due to human invasion, this stream presents problems of sedimentation, bank erosion and intrusion of the flood plains by structural constructions and contamination by the discharge of sewage and debris. In this order, this document pretends to show the design of the bioengineering solution that are needed to decrease the problems before mentioned.

To get the objectives described in this document, it is essential to make a hydraulic model of the stream to simulate its behavior in the face of various restoration scenarios, for this, the stream must be classified using the Rosgen methodology, once the characterization has been determined, description and geomorphological condition, it is necessary to propose different restoration alternatives which are based on environmentally friendly techniques.

**PALABRAS CLAVES:** restauración, quebrada Altavista, modelación hidráulica, metodología de Rosgen.



## INTRODUCCIÓN

El municipio de Medellín cuenta con una gran riqueza de afluentes hídricos de los cuales muchos han sido intervenidos mediante canalizaciones e infraestructuras hidráulicas que alteran y modifican sus condiciones naturales, y por consiguiente, se hace indispensable incursionar en el uso de métodos de restauración que busquen devolverle la naturalidad y dinámica fluvial a las corrientes del Valle de Aburrá.

El presente estudio se desarrolló en un tramo no canalizado de la quebrada Altavista, ubicado en la zona rural de Medellín, específicamente en el acceso a la Cantera Santa Cecilia y el Colegio Padre Manyanet, con el objetivo de implementar en dicho tramo métodos y técnicas de bioingeniería que logren minimizar las problemáticas actuales del afluente.

Inicialmente se realiza una descripción general de la ubicación del tramo de estudio y las problemáticas actuales que se presentan en el afluente. Adicionalmente se plantean los conceptos sobre restauración y se hace énfasis en el enfoque de restauración activo. Así mismo se exponen los antecedentes e intervenciones que se han realizado por parte del municipio de Medellín en diferentes tramos de la quebrada Altavista.

Posteriormente se describe la metodología a implementar durante la ejecución del proyecto donde se realiza la determinación de las condiciones y características hidrológicas, hidráulicas y geomorfológicas del tramo de estudio mediante visitas de campo, la metodología de Rosgen y la modelación hidráulica con el software HEC-RAS. Finalmente se exponen los resultados obtenidos y se desarrollan las propuestas de restauración para las condiciones actuales del tramo de interés.

## IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

La ciudad de Medellín cuenta con 4.261 quebradas (AMVA, 2019), las cuales en su mayoría han sido intervenidas mediante infraestructuras hidráulicas que alteran las condiciones naturales del cauce, los flujos de infiltración del suelo (debido a la impermeabilización), los factores de resistencia de la corriente y la velocidad (que se aumenta debido a la desaparición de los meandros). Por lo tanto, es necesario emplear otros métodos de intervención para su conservación donde se priorice la integridad ecológica de las corrientes.

Sin embargo, la canalización de los ríos no figura como el único factor destructivo que afecta las quebradas y ríos, ya que la presencia de viviendas, canteras y ladrilleras en las márgenes de inundación, generan igualmente un impacto negativo sobre las fuentes hídricas, debido a la contaminación, al vertimiento de aguas residuales y al peligro que se genera para las comunidades aledañas a causa del material fino y granular depositado en las corrientes que puede acumularse y ser fácilmente transportado lo cual aumenta el riesgo de inundaciones y avenidas torrenciales.

El tramo del presente estudio está localizado en la quebrada Altavista en la ciudad de Medellín, segunda ciudad de Colombia, capital del departamento de Antioquia. Cuenta con una longitud de 600 m, donde a pesar de ser un tramo corto, se evidencian problemas de sedimentación, erosión en las bancas, ocupación de la llanura de inundación por viviendas, contaminación por vertimiento de aguas residuales, presencia de presas de sedimentación, vías que invaden la quebrada y depósitos de escombros (Figura 1).



**Figura 1.** Problemas identificados en la quebrada Altavista

La restauración de ríos se centra en restablecer los procesos de un sistema natural, devolviendo la estructura, funcionalidad y dinámica de la corriente mediante diferentes enfoques (Tabla 1).

**Tabla 1.** Enfoques de restauración (Ollero, 2015).

Enfoque	Proceso
Pasivo	Eliminar las presiones sobre la corriente y con el paso del tiempo el afluente recuperará sus características naturales por sí solo.
Activo	Recuperar los procesos hidromorfológicos mediante obras civiles que garanticen la restauración.
Rehabilitación	Restablecer solo los procesos hidromorfológicos relevantes mediante obras de bioingeniería.
Mejora	Aumentar el valor ambiental del sistema natural, sin lograr la total recuperación del ecosistema.
Creación	Construir un nuevo sistema natural similar o distinto que sustituya al original (esta se implementa cuando el daño es irreparable).

Según documentación histórica, en diferentes tramos de la quebrada Altavista a lo largo del tiempo se han dado problemáticas similares a las mencionadas anteriormente, sin embargo, las soluciones planteadas se han centrado en estructuras hidráulicas y geotécnicas tales como canalizaciones, taludes en concreto y presas de disipación de energía que comprometen la integridad natural de la quebrada (Alcaldía de Medellín, 2009). Por tal motivo se pretende implementar un enfoque activo basado en métodos de bioingeniería para la restauración del tramo de estudio.



## METODOLOGÍA

La metodología se centra en la determinación de las características de la quebrada para proporcionar un diagnóstico según las condiciones geomorfológicas, hidráulicas y los eventos históricos hidrológicos de la zona.

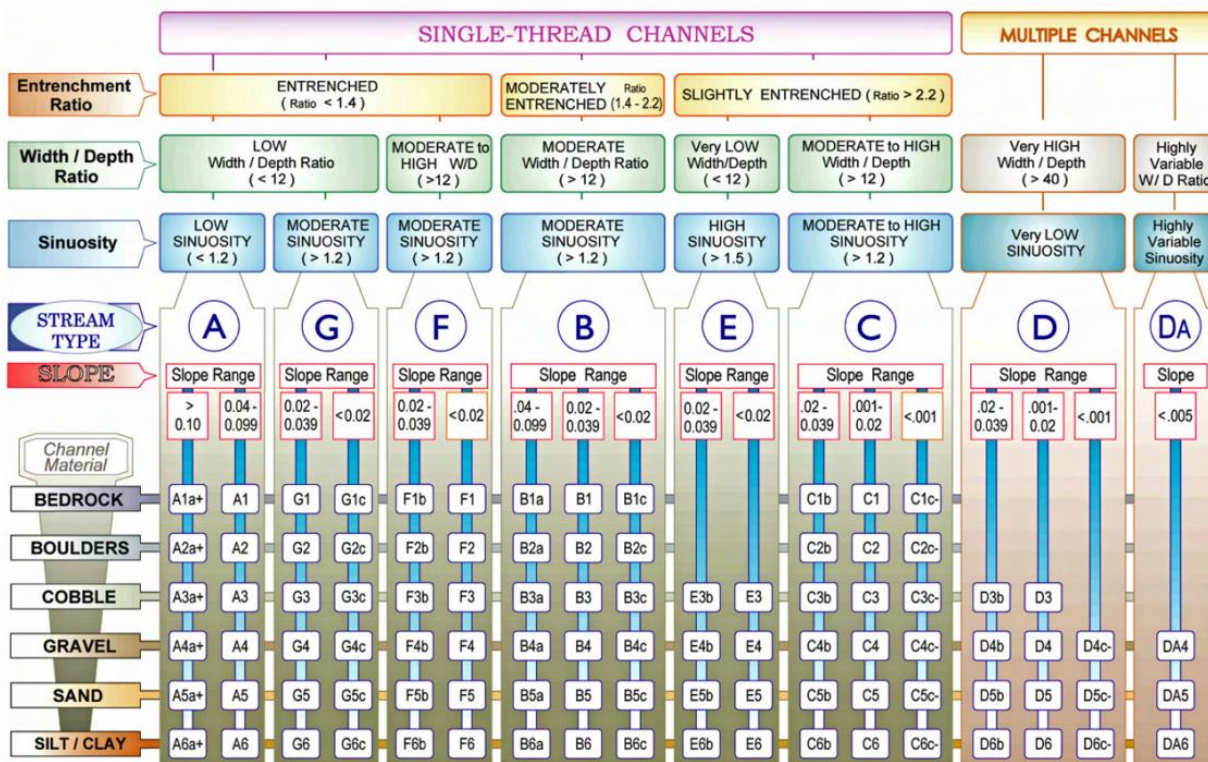
Obtener la topografía de la quebrada mediante organizaciones públicas en Colombia fue el primer problema con que se encontró el proyecto, y por ello fue necesario realizar el levantamiento topográfico mediante drones, llevando a cabo el procesamiento de los datos en el software Agisoft Metashape en 5 pasos: entrada de fotos aéreas, orientación, nube de puntos densa, ortofotografía y creación del modelo de elevación digital.

Para la caracterización de la quebrada Altavista se implementó la metodología de Rosgen, en la cual se clasifica el afluente mediante la asociación de 5 parámetros: pendiente, sinuosidad (K), relación ancho/profundidad, estrechamiento, y material del lecho (Rosgen, 1996). Lo anterior se complementó con tres inspecciones visuales en campo y testimonios de la comunidad aledaña a la quebrada.

Para determinar las velocidades, los esfuerzos cortantes y el comportamiento hidráulico de la quebrada Altavista frente a diversos caudales con diferentes periodos de retorno (2.33, 5, 10 y 100 años), se realizó la modelación hidráulica en el software HEC-RAS.

## RESULTADOS

De la metodología de Rosgen (Figura 2), se determinó que la quebrada Altavista se clasifica entre los grupos A2, A4 o A5 según la información presentada en la Tabla 2 y con el material presente en el lecho de la quebrada (gravas, arenas y cantos rodados). La clasificación tipo A se caracteriza por terrenos que son escarpados con un alto suministro de sedimentos, pendientes del valle superior al 2% que suelen ser asociados con canales de escalón y lavado glacial o fluvial (Bladon, 2020).



KEY to the **ROSGEN** CLASSIFICATION of NATURAL RIVERS. As a function of the "continuum of physical variables" within stream reaches, values of **Entrenchment** and **Sinuosity** ratios can vary by +/- 0.2 units; while values for **Width / Depth** ratios can vary by +/- 2.0 units.

**Figura 2.** Clasificación y caracterización de canales (Rosgen, 1996)



Los parámetros de tipificación presentados en la Tabla 2, indicaron cierta inconsistencia según la clasificación de Rosgen, ya que varios puntos no se ajustaron a las condiciones estables esperadas para cauces naturales, por lo que se dedujo que la quebrada Altavista tiene grandes alteraciones antrópicas que comprometen la estabilidad, naturalidad y dinámica de la corriente.

**Tabla 2.** Resultados metodología de Rosgen

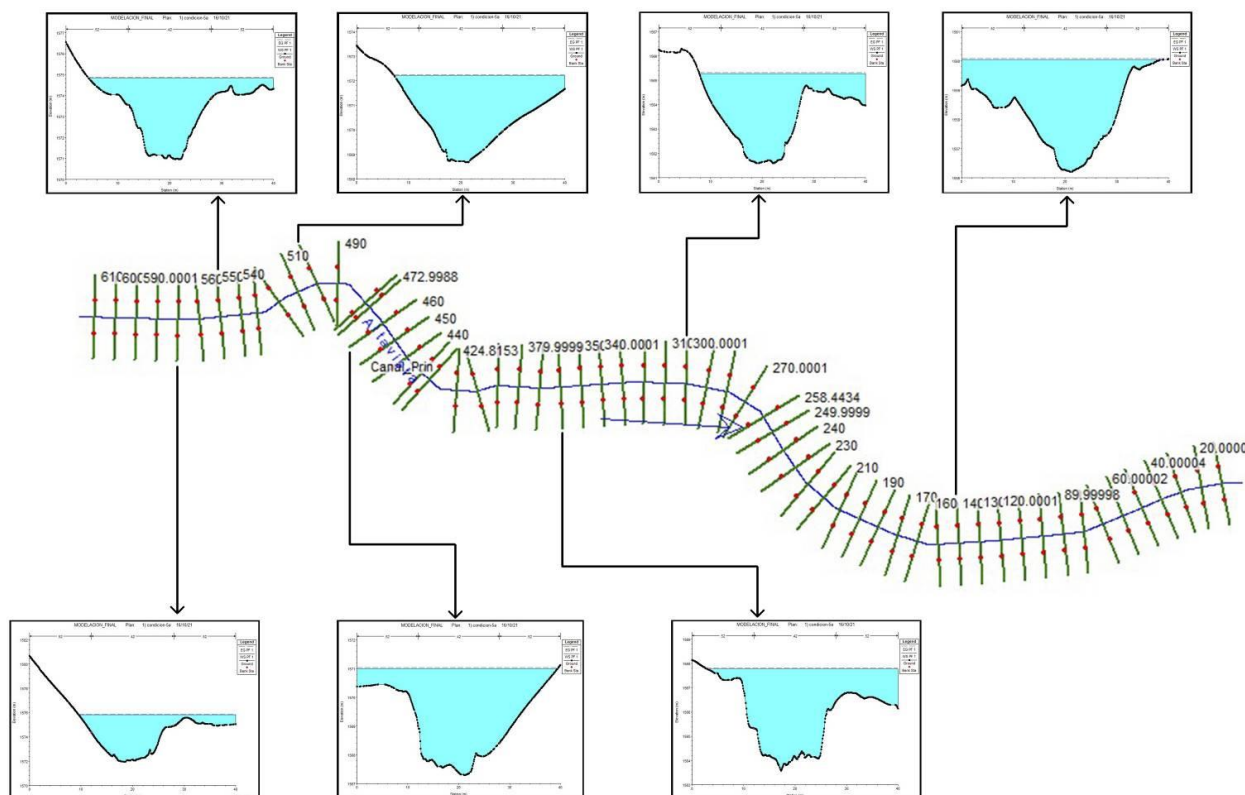
<b>Sinuosidad</b>	<b>Pendiente</b>	<b>Relación estrechamiento</b>	<b>Relación ancho/ profundidad</b>
≤1.2	0.04	≤1.4	≤12
Para el caso de la quebrada Altavista, la llanura entre montañas es pequeña, por lo que la longitud entre el canal y el valle pueden ser aproximadamente iguales. Rosgen clasifica la sinuosidad en alta, moderada y baja según lo expresado en la Figura 2, por lo que la sinuosidad para la quebrada Altavista es baja, debido a que el índice K es ≤1.2.	En el cálculo de la pendiente del tramo seleccionado se tuvieron en cuenta las presas, debido a que hacen parte de las condiciones actuales del afluente. Se optó por trabajar con la pendiente media del canal.	Debido a que la geometría del canal ha sido modificada durante años por los habitantes de la zona para invadir la margen izquierda, se obtuvo que la relación de estrechamiento de la quebrada Altavista es fuerte, debido a que el índice de estrechamiento es menor o igual a 1.4.	No todos los valores de la relación ancho profundidad obedecieron a uno de los dos rangos establecidos por Rosgen, por tanto, se corroboró en cada uno de los puntos los factores que afectan la relación y se obtuvo que los valores donde la relación es mayor a 12, no obedecen a las condiciones naturales de la corriente, debido a la existencia de estructuras hidráulicas. Por tanto dichos valores no se tuvieron en cuenta y se concluyó que la relación ancho/ profundidad es ≤12.

Mediante las visitas de campo, además de evidenciarse la falta de planificación urbana y gestión del riesgo, se pudo observar que la erosión en la quebrada empeora conforme aumenta el tiempo (Figura 3), generando diversas condiciones de amenaza que favorecen las inundaciones y avenidas torrenciales en el sector. Lo anterior se reafirma con los eventos históricos de desbordamientos en la quebrada Altavista en los años 1975, 1978, 1995, 2000 y 2004 (United Nations Office for Disaster Risk Reduction, 2021).



**Figura 3.** Erosión de talud en la quebrada Altavista (Punto crítico 4)

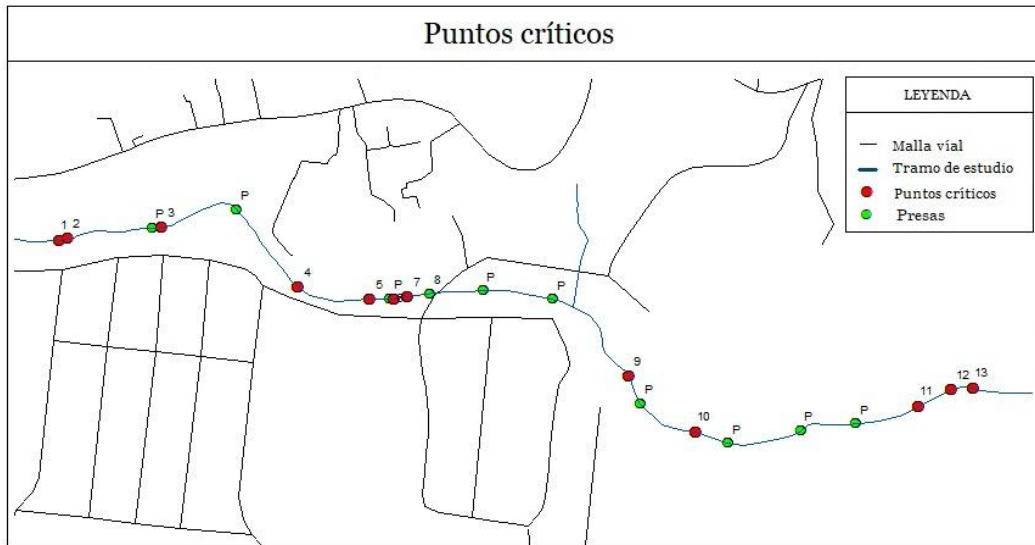
La modelación hidráulica arrojó que las velocidades de la corriente oscilan desde 1.34 m/s hasta 4.92 m/s y en los esfuerzos cortantes se obtuvo que predominan valores entre 150 a 500 N/m<sup>2</sup>. Adicionalmente, la simulación para caudales con periodo de retorno de 5, 10 y 100 años, demostró que en todas las secciones transversales del tramo de estudio se presentan eventos de inundación (Figura 4).



**Figura 4.** Modelación hidráulica (Tr: 5 años)

## ALTERNATIVAS DE RESTAURACIÓN

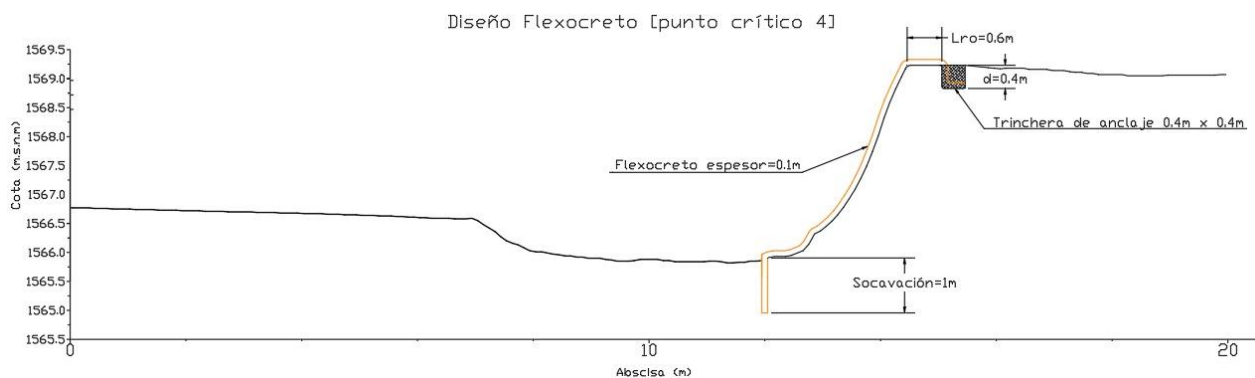
Para localizar los puntos críticos de la quebrada Altavista, inicialmente se realizaron dos visitas en campo los días 7 y 27 de febrero del año 2021, donde se hizo la georreferenciación de los puntos críticos mediante GPS y se llevó a cabo un diagnóstico preliminar de los problemas del cauce: la sedimentación, contaminación, vertimientos de aguas residuales, depósitos de escombros, la invasión en las márgenes del cauce por construcción de viviendas y la invasión del cauce por una construcción vial, son problemas que sobrepasan el alcance del estudio, ya que son problemas sociales y de planeación que les compete a los entes del gobierno administrativo, por consiguiente, la propuesta de restauración se enfoca en mejorar la socavación y erosión lateral de las bancas del canal en 5 puntos críticos: 4, 7, 11, 12 y 13 (Figura 5).



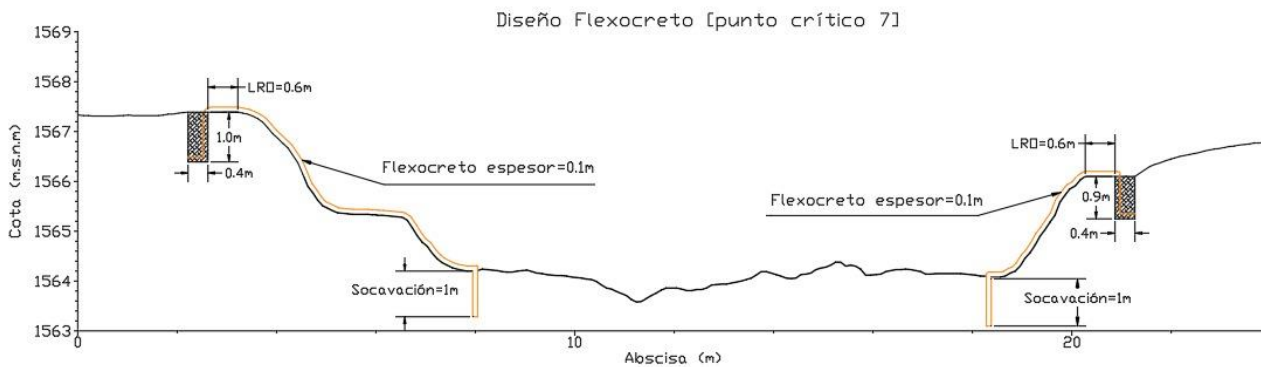
**Figura 5.** Mapa de identificación de puntos críticos en el tramo de estudio

En los puntos críticos 4 y 7 se observan taludes totalmente erosionados y desprotegidos (Figura 3), por lo que se optó por recomendar la protección de los taludes con un sistema en flexocreto, debido a las condiciones de pendiente y espacios disponibles en estas áreas.

Para el diseño de esta alternativa se realizó la verificación de estabilidad del talud obteniendo los factores de seguridad del suelo superiores a 1.5, cumpliendo así con lo estipulado en la Norma Sismo Resistente NSR-10. Se examinó la resistencia al deslizamiento del geotextil con un factor de seguridad mayor a 1.5, luego se realizó el diseño de la trinchera de anclaje del flexocreto, y finalmente, se determinó la profundidad de socavación. En las Figuras 6 y 7, se muestra en detalle la esquematización de ambos diseños.



**Figura 6.** Diseño de Flexocreto en el punto crítico 4



**Figura 7.** Diseño de Flexocreto en el punto crítico 7



Para los puntos críticos 11, 12 y 13, donde es evidente la erosión lateral de las bancas (Figura 8), se recomienda la implementación de un sistema compuesto por geomantos en fibra de coco y estacas vivas de guayabo, los cuales controlan los factores erosivos de los suelos y favorecen a la formación de la capa vegetal.



Figura 8. Erosión de las bancas en puntos críticos 11, 12 y 13

El diseño se compone de un manto de fibra de coco dispuesto sobre las bancas del canal, en un ancho aproximado de 8,50 m en la margen derecha y 6 m en la margen izquierda, anclado en sus bordes mediante estacas de madera e implantado en toda su longitud con estacas de guayabo de 1 m de longitud separadas cada 1.5 m y profundizadas 0.60 m (Figura 9).

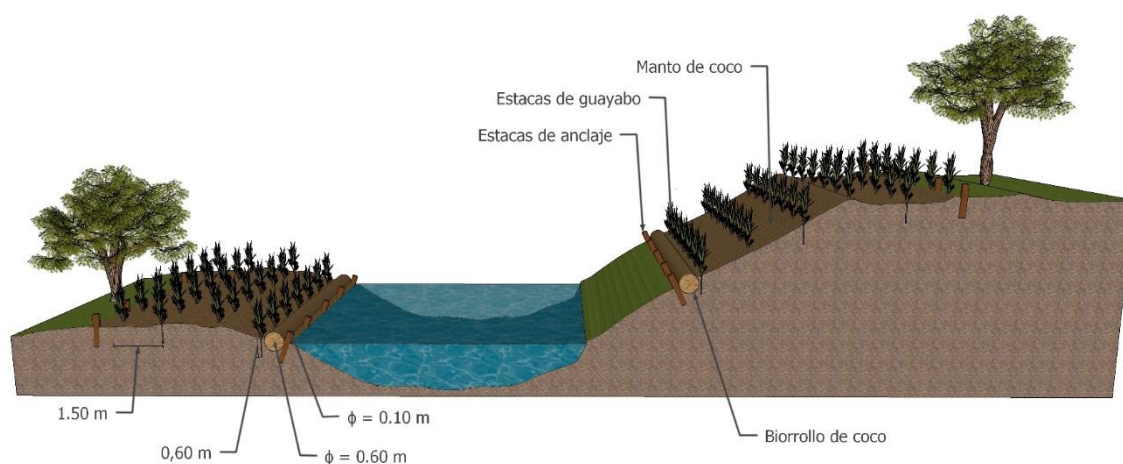


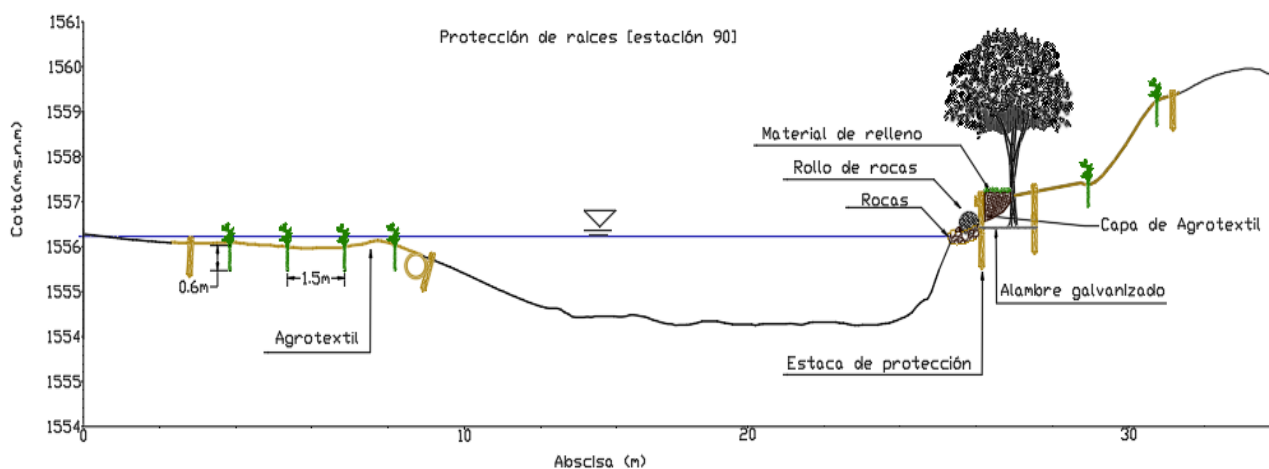
Figura 9. Detalle diseño puntos críticos 11, 12 y 13

Adicionalmente, sobre la margen derecha del tramo comprendido entre los puntos críticos 11, 12 y 13, se identifica la presencia de árboles con sus raíces expuestas (Figura 10), por lo que el diseño cuenta con un sistema de protección de raíces, que favorece y garantiza la estabilidad y defensa ante los factores erosivos de los suelos circundantes a estos elementos.



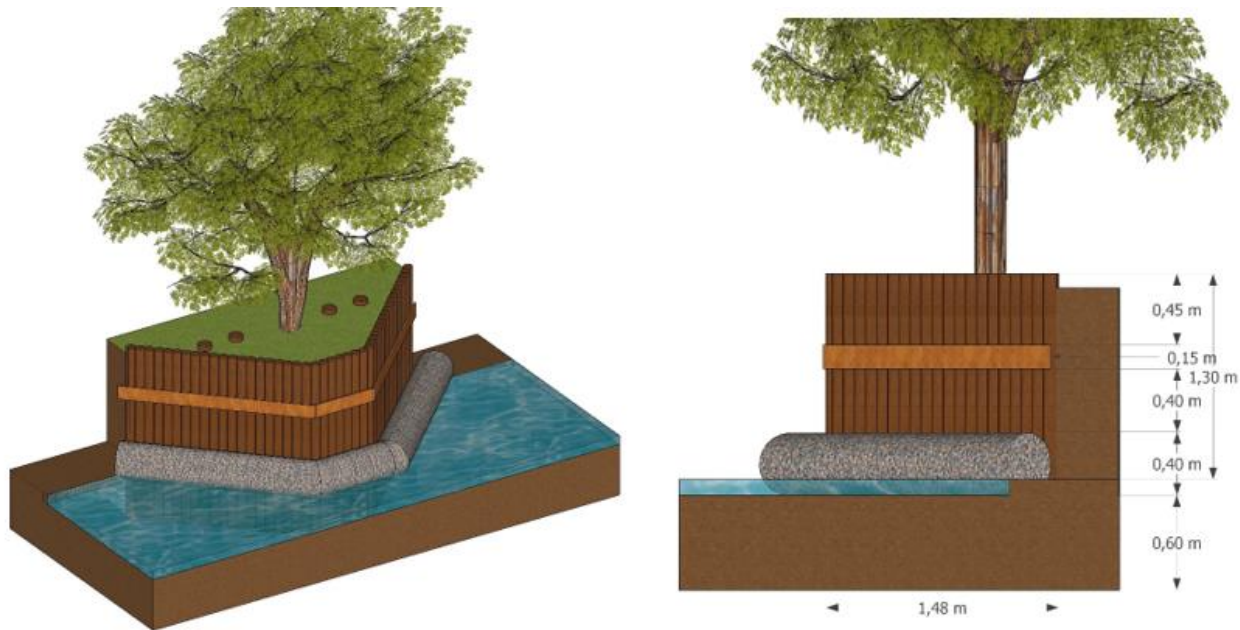
**Figura 8.** Erosión y raíces expuestas en los puntos críticos 11, 12 y 13

Esta alternativa de diseño está compuesta por un conjunto de estacas de protección posicionadas de manera vertical, amarradas entre sí por alambre galvanizado y un elemento horizontal de soporte. Las estacas poseen un diámetro de 0.10 m, una longitud de 2 m y deben estar ancladas en el terreno 0.60 m, para garantizar la estabilidad de la estructura. Adicionalmente, se ubica un rollo de rocas en la base de este elemento, el cual tiene un diámetro de 0.40 m y está ubicado en una longitud aproximada de 4.7 m. Esta solución debe complementarse con material de lleno y estacas de soporte con diámetro de 0.15 m, estas deben estar ancladas en el terreno y amarradas al conjunto o barrera de protección mediante alambre galvanizado, con el fin de aportar estabilidad al sistema (Figuras 9 y 10).



**Figura 9.** Esquemización del diseño para la protección de raíces en puntos críticos 11, 12 y 13





**Figura 10.** Detalle diseño protección de raíces en puntos críticos 11, 12 y 13

## CONCLUSIONES

La metodología de Rosgen además de emplearse para la caracterización del afluente, se utilizó en el proyecto principalmente para determinar el grado de deterioro de la quebrada Altavista, dado que los parámetros de pendiente, sinuosidad, estrechamiento y relación ancho/profundidad no se ajustan a las condiciones estables para cauces naturales, debido a las alteraciones antrópicas a las cuales ha estado sometida la quebrada durante años, tales como: influencia de canteras y ladrilleras, depósitos de escombros, vertimiento de aguas residuales, contaminación y desplazamiento de los márgenes del canal para la construcción de viviendas. Lo anterior evidencia que la restauración de quebradas además de enfocarse en resolver problemas de carácter netamente hidráulicos (sedimentación, erosión, resaltos hidráulicos y socavación), también debe considerar, analizar e investigar los problemas sociales, culturales y políticos del sector aledaño al afluente que se pretende restaurar, ya que de esto dependerá el verdadero éxito de la restauración.

Los valores de velocidades obtenidos en la modelación hidráulica indican que en la quebrada se presentan puntos donde las velocidades propician la sedimentación y tramos donde causan erosión en las bancas. De igual forma, los esfuerzos cortantes indican que hay grandes fuerzas de arrastre que generan el transporte de sedimentos en el canal.

La modelación hidráulica para caudales con periodos de retorno de 5, 10 y 100 años, determinaron la insuficiencia hidráulica de las secciones transversales de la quebrada, dado que en la totalidad de las estaciones se presentan eventos de inundación y desbordamiento de la quebrada Altavista, lo cual compromete la seguridad de los habitantes del sector.

Los resultados de la modelación hidráulica, la metodología de Rosgen, los antecedentes históricos y las visitas de campo, fueron los insumos claves para demostrar el alto nivel de degradación y alteración de un tramo de 600 m de la quebrada Altavista. Debido a esto, se concluyó que la mejor opción de restauración es diseñar un nuevo sistema natural que sustituya y mejore las condiciones actuales del afluente. No obstante, es inadmisibles el grave problema de planeación urbana, el descuido por parte de las autoridades competentes frente al cuidado de las fuentes hídricas y la falta del sentido de pertenencia por parte de los habitantes del sector. Finalmente, para que un proyecto de restauración tenga éxito a largo plazo, se requiere del compromiso y la participación conjunta del personal técnico, la población y los entes gubernamentales.



## AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a la universidad EIA por el apoyo y a la comunidad ubicada en los Barrios La Mano de Dios y Belén Buenavista por hacer posible este proyecto de investigación de la quebrada Altavista.

## REFERENCIAS

- Área Metropolitana del Valle de Aburrá** (2019). Área Metropolitana del Valle de Aburrá. <https://www.metropol.gov.co>
- Ollero Ojeda, A.** (2015). Guía Metodológica sobre Buenas Prácticas en Restauración Fluvial. Manual para gestores. Zaragoza, España.
- Rosgen, D.** (1996). A classification of natural rivers. Catena, Vol 22.
- The river restoration Centre** (1999). Manual of river restoration techniques. <https://www.therrc.co.uk/manual-river-restoration-techniques>.
- Alcaldía de Medellín** (2009). Elaboración de estudios y diseños para la solución hidráulica, estructural y geotécnica en: la quebrada La Moñonga (Calle 76 con carrera 85 - Instituto San Fernando Ferrini), quebrada La Gómez y quebrada Altavista (Calle 17B con Carrera 107). Secretaría de Medio ambiente.
- Bladon, K. D.** (2020). Fluvial Geomorphology. Obtenido en la web del Department of Environmental Resources Engineering: [http://staticweb.fsl.orst.edu/fgmorph/fgmorph/fg\\_5\\_3.php](http://staticweb.fsl.orst.edu/fgmorph/fgmorph/fg_5_3.php)
- Downs Miriam (compiladora)** (2013). Manual de Bioingeniería: Proyecto: Fortalecimiento de la gestión del riesgo en el municipio de Dulce Nombre de Culmí, Olancho. Cruz Roja Suiza, Cruz Roja Hondureña. Obtenido en la web el 22 de febrero de 2021.

# MODELO CONCEPTUAL PARA LA DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE NIKURADSE ( $K_s$ ) EN UN CAUCE FLUVIAL

José Manuel Díaz Lozada<sup>1,2</sup>, Francisco Pedocchi<sup>3</sup>, C. Marcelo García<sup>1,2</sup>, Ana I. Heredia Ligorria<sup>2,4</sup>

jmdiazlozada@unc.edu.ar, kiko@fing.edu.uy, carlos.marcelo.garcia@unc.edu.ar, ana.heredia@unc.edu.ar

1 Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/CFEFyN). Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.

2 CFEFyN, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.

3 Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA) – Universidad de la Republica - Montevideo, Uruguay.

4 Instituto Nacional del Agua – Centro de Estudios de la Región Semiárida (INA-CIRSA)

## Introducción

La determinación de la rugosidad hidráulica conocida también como la rugosidad de Nikuradse ( $k_s$ ), o equivalentemente el número de Manning, de un cauce fluvial es fundamental para poder estimar su capacidad de conducción hidráulica, para conocer los tirantes que alcanzarán esos flujos en cada tramo del cauce, y para calibrar los modelos hidráulicos utilizados para la gestión del riesgo hídrico. En general la rugosidad hidráulica se puede modelar conceptualmente asumiendo que la misma incluye procesos relacionados a la rugosidad de piel ( $k_s'$ ), que se asocia al tamaño de sedimento del lecho, y la rugosidad de forma ( $k_s''$ ), que se asocia a la presencia de formas de fondo. En caso de que existan formas de fondo, los efectos de la rugosidad de forma son generalmente órdenes de magnitud mayor que la rugosidad de piel. Para la determinación de la rugosidad generada por formas de fondo, Van Rijn (1984) presentó un ajuste puramente empírico a datos experimentales.

En este trabajo se presenta una herramienta alternativa, con justificación física clara, para la determinación del valor de  $k_s$  generado por las formas de fondo ( $k_s''$ ). Demostrando que la rugosidad asociada a las formas de fondo puede obtenerse a partir de la fuerza de arrastre que el flujo ejerce sobre ellas. La expresión obtenida representa muy bien los datos experimentales presentados por Van Rijn (1984) y nuevos datos obtenidos por los autores de este trabajo en el Río Tercero (Ctalamochita) en la provincia de Córdoba.

## Descripción del modelo conceptual

En este trabajo se presenta una ecuación alternativa para estimar el coeficiente de rugosidad de Nikuradse desarrollada en función de la resistencia generada por las formas de fondo del lecho. De la ecuación de arrastre (Streeter et al, 1988), se obtiene que la fuerza que ejerce las formas de fondo sobre el flujo es:

$$F = \rho \frac{C_d}{2} \Delta \cdot b \cdot u_{p(\Delta)}^2 \quad [1]$$

Donde  $\rho$  es la densidad del agua,  $C_d$  el coeficiente de arrastre, es  $\Delta$  la altura de duna (ver figura 1),  $b$  es el ancho de duna y  $u_{p(\Delta)}$  es la velocidad característica que genera el arrastre que se supone proporcional a la velocidad en la cresta (ver figura 1). En este trabajo se toma que  $u_{p(\Delta)}$  igual a la velocidad media en la cresta de la forma de lecho, es decir se adopta un factor de proporcionalidad igual a 1.

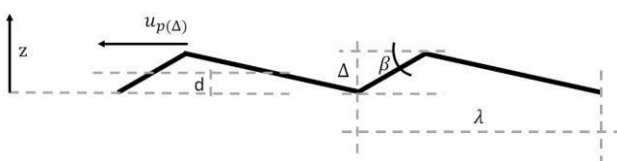


Figura 1.- Esquema de los parámetros geométricos de la duna utilizados para desarrollar el modelo

De la hidráulica fluvial, García (2008) reporta que la velocidad de corte ( $u^*$ ) se puede determinar como:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \quad [2]$$

Donde  $\tau$  es el esfuerzo cortante sobre la duna. Ahora si en esta ecuación se reemplaza  $\tau$  por la expresión de fuerza de arrastre por unidad de área,  $F/(b\lambda)$  y se utiliza la Ec. 1:

$$u_*^2 = \frac{F}{\rho b \lambda} = \frac{C_d \Delta}{2 \lambda} u_{p(\Delta)}^2 \quad [3]$$

Para determinar el valor de  $u_{p(\Delta)}$  se aproxima el perfil logarítmico de velocidad, para el caso completamente rugoso, por una ecuación potencial. Dicha ecuación potencial se conoce como la ecuación de Manning Strickler. En este trabajo se considera que  $k_s''$  es varios ordenes de magnitud mayor que  $k_s'$ .

$$\frac{u_{p(z)}}{u_*} = C_1 \left( \frac{z}{k_s} \right)^{1/6} \quad [4]$$

Donde  $u_{p(z)}$  es la velocidad a una distancia  $z$  desde el cero del sistema de referencia,  $C_1$  es una constante, según Manning Strickler dicha constante vale 9,34 y  $k_s''$  es la rugosidad de la forma de fondo.

En el caso de los fondos rugosos no es trivial definir el origen de coordenadas vertical (Dancey y Diplas 2008). Si se define  $d$  como distancia arbitraria desde el fondo del cauce hasta el nivel de referencia, entonces  $z$  para la cresta de la duna es igual  $\Delta - d$ . Donde  $\Delta$  es la distancia medida desde el fondo de la duna. Entonces se encuentra que según las Ecs. 3 y 4.

$$\left[ \frac{u_{p(\Delta-d)}}{u_*} \right]^2 = C_1^2 \left( \frac{\Delta-d}{k_s} \right)^{1/3} = \left[ \frac{C_d \Delta}{2 \lambda} \right]^{-1} \quad [5]$$

Y finalmente despejando  $k_s''/\Delta$  de la Ec. 5 se obtiene:

$$\frac{k_s''}{\Delta} = \frac{1}{\frac{d}{k_s''} + \frac{1}{\left( \frac{C_d \Delta}{2 \lambda} C_1^2 \right)^3}} \quad [6]$$

En este trabajo se asume al valor de  $d/k_s''$  como una constante e igual a 0,9; y  $C_d$  es 1 según Morris (1963).

Analizando la ec. 6 se observa que cuando  $\Delta/\lambda \rightarrow \infty$ ,  $k_s''/\Delta$  tiende a  $k_s''/d$  con un valor que tiende asintóticamente a 1,1. Ahora cuando  $\Delta/\lambda \rightarrow 0$   $k_s''/\Delta$  tiende a  $\left( \frac{C_d \Delta}{2 \lambda} C_1^2 \right)$ . Dicho término también tiende a cero como una parábola cúbica visto  $\Delta/\lambda$  que tiende a cero.

## Validación del modelo conceptual

Para validar el modelo desarrollado, se efectuaron mediciones de campo en el río Tercero (Ctalamochita) en el puente Alberdi de

la localidad de Villa María, Córdoba, Argentina (32°25'18,54"S, 63°14'41,00"O). Se efectuaron un total de 4 mediciones para diferentes condiciones de flujo con un ADCP YSI/SonTek S5. Los valores obtenidos se expresan en la tabla 1.

**Tabla 1.:** Condiciones analizadas en el río Tercero (Ctalamochita). Los valores de Vel. Media, Prof. Media,  $\Delta$ ,  $\lambda$  son valores del sector del flujo donde se llevó a cabo la medición estacionaria.

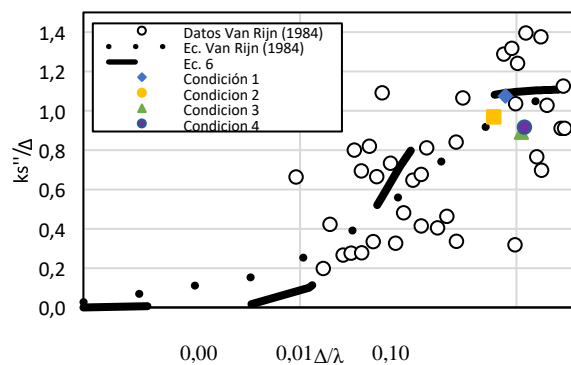
Condición	Caudal [m <sup>3</sup> /s]	Vel. Media [m/s]	Prof. Media [m]	$\Delta$ [m]	$\lambda$ [m]
1	113,85	1,45	2,50	0,40	4,50
2	65,84	1,21	1,50	0,48	6,10
3	24,90	0,70	1,10	0,20	1,90
4	18,89	0,72	1,10	0,24	2,20

Las mediciones se realizaron de manera estacionaria durante 2-3 aproximadamente, para asegurar el paso de una duna completa por debajo del instrumento siguiendo la metodología descrita por Heredia Ligorria (2017). Luego, los perfiles de velocidad instantáneos obtenidos con una frecuencia de 1 Hz fueron promediados para obtener el perfil de velocidades medio. El método de promediación utilizado fue promediar todas las celdas de velocidad localizadas a la misma profundidad, dicha metodología se detalla en el trabajo de Holmes y García, (2008). Posteriormente se realizó el ajuste de los valores de velocidad a través de la ec. 4 considerando que el "cero" se encuentra a una distancia "d" desde el valle de la duna (ver figura 1). Este ajuste se realiza iterativamente considerando un valor de  $d/k_s$  cercano a 0,9. Del ajuste finalmente se obtiene el valor final de "d", la velocidad de corte ( $u^*$ ) y  $k_s$ . De este análisis se obtuvieron los siguientes valores de  $k_s$  para las condiciones analizadas.

**Tabla 2.:** Valores obtenidos del ajuste de perfiles potenciales de velocidad obtenidos de mediciones estacionarias realizadas con ADCP.

Condición	d [m]	$k_s^*$ [m]	$k_s^*/\Delta$	$\Delta/\lambda$
1	0,39	0,43	1,07	0,09
2	0,42	0,47	0,97	0,09
3	0,16	0,18	0,89	0,09
4	0,20	0,22	0,92	0,12

Finalmente se compararon estos valores junto a los valores y ecuación de desarrollada por Van Rijn (1984) para la determinación de  $k_s$  generado por formas de fondo (figura 2). Se observa en esta figura una buena correspondencia entre los valores reportados por la ecuación aquí desarrollada y los valores



**Figura 2:** Valores de  $k_s^*/\Delta$  vs  $\Delta/\lambda$  obtenidos con el modelo conceptual (Ec. 6), de mediciones para 4 condiciones, junto a los valores de Van Rijn (1984)

## Conclusiones

En el estado del arte, es muy común utilizar la ecuación de Van Rijn (1984) para la evaluación de la resistencia generada por las formas de fondo. Sin embargo, dicha fórmula proviene de un ajuste estadístico de datos experimentales sin contemplar la física del problema. En este trabajo se presenta una nueva ecuación con base física para determinar la rugosidad generada por formas de fondo partiendo de la base que la resistencia por forma de fondo es producto del arrastre que causan las mismas al flujo. Además, se propone una nueva metodología para determinar in campo los efectos de la rugosidad de las formas de fondo sobre el flujo (para su óptima parametrización) en base a medición de perfiles de velocidad con ADCP. Todos los desarrollos propuestos han sido evaluados con datos registrados específicamente en el sistema fluvial del río Tercero. Si bien los resultados obtenidos de rugosidad arrojan valores similares a los provistos por la ecuación empírica de Van Rijn (1984), la nueva ecuación presentada en este trabajo posee base física.

Como trabajo futuro se compara el desempeño de la ecuación desarrollada con datos de  $k_s$  de otros sistemas fluviales como Paraná, Uruguay y Amazonas.

## Referencias Bibliográficas

- Dancey C. L. and Diplas, P. (2008).** "Statistical Uncertainty and the Estimation of Log Law Parameters". *Journal of Hydraulic Engineering (ASCE)*, 134(9), 1353-1356. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2008\)134:9\(1353\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:9(1353))
- García, M. (Ed.). (2008).** "Sedimentation engineering: processes, measurements, modeling, and practice". American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/>.
- Heredia Ligorria A. I (2017).** Caracterización del transporte de sedimentos en un tramo del Río Tercero (Ctalamochita) utilizando tecnología acústica doppler, Tesis de Maestría - Universidad Nacional de Córdoba-
- Holmes, R. R. Jr, and Garcia, M. H. (2008).** "Flow over bedforms in a large sand-bed river: A field investigation". *Journal of Hydraulic Research*, 46(3), 322-333. <https://doi.org/10.3826/jhr.2008.3040>
- Morris, H. M., (1963).** *Applied Hydraulics in Engineering*. The Ronald Press Co., New York, New York, pp. 339
- Streeter, V. L., Wylie, E. B., Bedford, K. W., and Saldarriaga, J. G. (1988).** "Mecánica de los fluidos (Fluids Mechanics) In Spanish" (No. QA901. S87 1971.). McGraw-Hill.
- Van Rijn, L. C. (1984).** "Sediment transport, part II: suspended load transport". *Journal of Hydraulic Engineering (ASCE)*, 110(11), 1613-1641. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-429\(1984\)110:11\(1613\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-429(1984)110:11(1613))



# ALGUNAS CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS Y MORFOLÓGICAS DEL CAUCE DEL GRAN RÍO DE LA MAGDALENA Y SUS CONSECUENCIAS EN EL ENCAUZAMIENTO

Allen Bateman<sup>1,2</sup>, Raúl Sosa<sup>1,2</sup>, Andrés Osorio<sup>3</sup>

1.Universidad Politécnica de Cataluña. allen.bateman@upc.edu

2.Grupo Investigación transporte de sedimentos GITS-UPC

3.Universidad nacional de Medellín

## Resumen

Se hace una descripción de la caracterización hidráulica y sedimentológica del cauce del gran río de la Magdalena. Adicionalmente se hace un análisis morfológico que permite abordar la problemática del encauzamiento.

## Introducción

La gran preocupación que se cierne sobre el gran río de La Magdalena, o río Magdalena, también llamado río Kariguña por los indígenas en la época de la conquista, lo constituye la sedimentación que ocurre en su desembocadura para mantener activo el puerto de Barranquilla.

El río Magdalena formaba un delta dominado básicamente por el caudal líquido y sólido del río, ya que el mar caribe no tiene mareas y tampoco de grandes corrientes, aunque la hay. Este delta lo componían varios canales e islas formados por sedimentación en la propia salida al mar. Este tipo de deltas son mas bien poco profundos ya que el río se exploya a lo ancho perdiendo fuerza de arrastre de los sedimentos. Ya entrado el siglo XX se realizan obras de encauzamiento del río Magdalena para conducir las aguas por un solo cauce, y así hacerlo más profundo. Se logro hacer mediante un sistema de diques, que aún existen y forman parte del actual encauzamiento. El dique occidental y oriental. Casi finalizando el dique occidental sucumbieron los últimos 484 metros con lo que se dio por finalizada la obra y ambos diques quedaron iguales. La salida el mar quedo reducida a 878 m de anchura y profundidades de 35 pies. El nuevo puerto se abre al mundo en diciembre del año 1937.

Las obras de canalización de las Bocas de Ceniza continuaron hasta el día de hoy. En el que se sigue intentando conseguir una profundidad mayor para la entrada de grandes buques. Pero la realidad es que más de 40 pies es difícil de conseguir por razones de navegación. En este artículo se presentan algunos cálculos que caracterizan al río, y aporta información interesante sobre varios aspectos de este encauzamiento.

## Caracterización+ hidráulica, morfológica y sedimentológica del Magdalena

Actualmente el cauce del Magdalena en Bocas de Ceniza tiene una anchura de 430 m y una profundidad de casi 40 pies, aunque no todo el tiempo debido a sedimentación en la bocana. Algunos nuevos espigones y diques han sido construidos para llegar a estos valores. Varios fenómenos actúan en la zona que determina la sedimentación en la Bocas, los caudales bajos concomitante con la cuña salina que asciende hasta 20 km aguas arriba.

Una campaña de campo que duro 6 meses, se recogieron datos concomitantes de Niveles de agua (6 secciones), caudales líquidos, perfiles de velocidad, batimetría de detalle, caudales sólidos.

Caudales. El cauce del Magdalena en la desembocadura tiene un caudal dominante del orden de 7400 m<sup>3</sup>/s. Este caudal es el que mantiene la geometría del cauce como se observa hoy en día. En la figura se observa la evolución de los caudales punta, medio y mínimo a lo largo del tiempo.

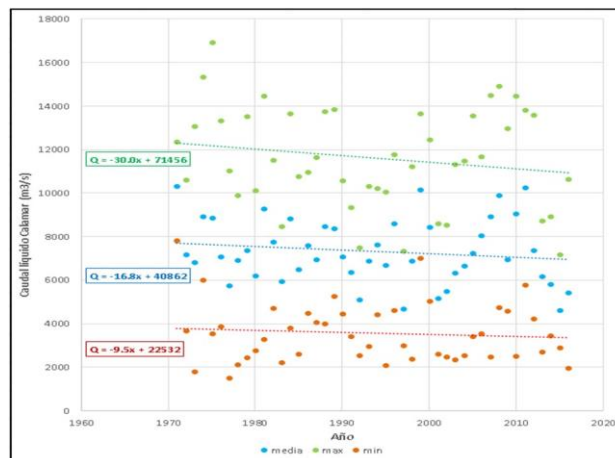


Figura 1.- Evolución de los caudales en tiempo

La evolución de los caudales indica que los caudales punta han ido disminuyendo con el tiempo (Bateman A. 2020, Gómez et al. 2021). Igualmente, el caudal medio disminuye al paso del tiempo. Una investigación más profunda sobre este se esta llevando a cabo, y uno de los factores que se cree relevante en esta disminución es la evaporación en los embalses de la cuenca. Una vez que los ríos dejan de ser ríos y se convierten en lagos, el área de contacto con la atmosfera cambia sustancialmente y la evaporación es tantas veces mayor. Las consecuencias pues de la construcción de embalses implica la disminución de caudales en la desembocadura, por lo que cada día que pasa el caudal formativo anual disminuye y la profundidad el cauce lo hace también. Un cálculo estimativo de la evaporación en todos los embalses del Magdalena esta del orden de entre 2000 y 3000 m<sup>3</sup>/s. Cantidad que no puede obviarse. Evaporación que afecta más a los caudales medios bajos.

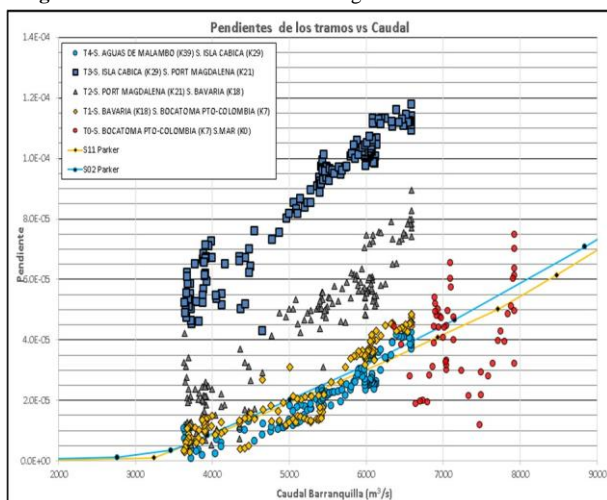
## Resistencia al flujo

En campañas de campo detalladas y llevadas a cabo en el río Magdalena (Bateman, A. Osorio, A.) se valoraron las pendientes motrices de varios tramos incluidos los dos tramos de los ramales de la isla Rondón.

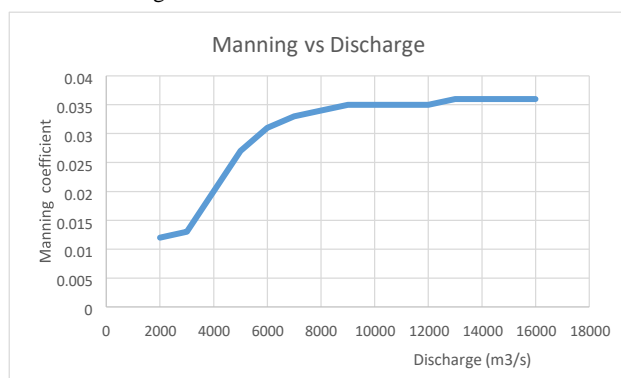
Lo interesante de la figura es que se tienen las pendientes motrices en función del caudal y se ve claramente como al aumentar el caudal la pendiente motriz aumenta. También se observa que los tramos fuera de los ramales de la isla coinciden bastante. La pendiente motriz en estos tramos coincidentes pasa de un valor 1.0E-5 a 6.0E-5, es decir, energéticamente 6 veces mayor es la pendiente motriz para caudales altos que para caudales bajos entre 3500 y 7000 m<sup>3</sup>/s. La pendiente motriz cambia si lo hace la velocidad media o el coeficiente de Manning. O bien disminuye el radio hidráulico. La velocidad no aumenta lo suficiente para variar tanto el coeficiente de resistencia y tampoco disminuye el radio hidráulico, al contrario, este aumenta. El único factor achacable es la resistencia al flujo. Realizando análisis detallado de las formas de fondo, las distribuciones de velocidad, pendiente motriz, caudales y radios hidráulicos se concluye que el único factor que debe cambiar radicalmente es la constante universal de Von Karman y se le

atribuye al cambio de concentración de sedimentos cerca del fondo. (Coleman, N.L. 1986) Es verdad que la concentración cerca al fondo es enormemente grande y que casi de inmediato esta disminuye aproximadamente con la ley de Rouse a medida que se asciende hacia la lámina libre.

**Figura 2.-** Pendientes motrices a lo largo de varios tramos de cauce

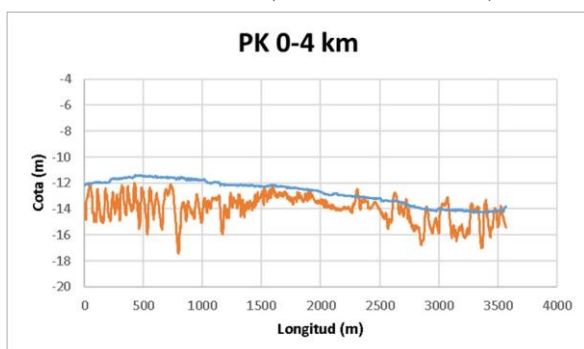


Utilizando las formulaciones convencionales, como la fórmula de Manning podemos obtener experimentalmente un valor real del coeficiente de resistencia al flujo de Manning. Valores que se ofrecen en la figura 3.



**Figura 3.** Variación del coeficiente de Manning con el caudal.

En la figura se aprecia como el coeficiente de Manning de valores cercanos a 0.014 para caudales bajos hasta 0.035 para caudales altos. Comparando dos perfiles de fondo del mismo tramo, pero con caudales diferentes, 3000 m³/s y 7400 m³/s, las diferencias en el fondo del cauce son muy importantes. Sin embargo, al tomar las distribuciones de velocidad en ambas zonas, estas no se corresponden con la rugosidad de fondo en el caso del caudal bajo. Por tanto, se vuelve a llegar a la conclusión de que el coeficiente de rugosidad observado no coincide con el perfil de velocidad asociado. La única forma de conseguirlo es cambiando la constante de Von Karman. (Bateman A. & Sosa R)



**Figura 4.-** Perfil de velocidades en 2% de pendiente con ADV y PTV. Liso 3000m³/s, con dunas 7400 m³/s.

## Morfología global

El cauce del Magdalena exhibe unos radios de curvatura del orden de 5000 m. Esta morfología queda truncada por los diques oriental y occidental del encauzamiento. Ya que este tramo es completamente recto. En este tramo se observa que el Thalweg cambia en el tiempo dando la impresión de estar presente en un cauce desordenado. Los cauces pueden ser controlados si se controla el Thalweg del mismo. Lo importante en este último tramo es controlar el desorden que presenta el propio Thalweg. Esto se consigue construyendo en el tramo final del cauce del Magdalena una curva con el radio de curvatura medio. El cauce cumple las leyes de Fargue y en este caso el radio de curvatura también. El diseño de una curva final a la salida en Bocas de Ceniza, ofrece estabilidad del Thalweg, profundización media del lecho y destrucción parcial o total de la cuña salina. Estos tres puntos son suficientes para intentar crear una curva de salida, sin tener que modificar más el ancho del cauce. A sabiendas que para un cambio de profundidad por unidad de caudal es mucho menor que el provocado por un cambio de anchura. Adicionalmente estrechar más conduce a velocidades medias más altas y ya se esta en el límite para que un barco puede subir por el cauce en condiciones seguras.

## Conclusiones

Se ha caracterizado al río Magdalena y se da una solución adecuada para el encauzamiento en su desembocadura.

## Referencias

- Bateman, A., & Sosa, R. (2019). Flow resistance coefficient measurement in big rivers. RCEM 2019.
- Bateman A. Osorio A. Informe de hidráulica del río Magdalena para el proyecto " 2020
- Bateman, A. Sosa, R., Osorio, A., Marín, B. (2021) Congress on Large Rivers. Moscú- Rusia.
- Coleman, N. L. (1986). Effects of Suspended Sediment on the Open-Channel Velocity Distribution. Water Resources Research. <https://doi.org/10.1029/WR022i010p01377>
- Vanoni, V. A. (1940). Experiments on the transportation of suspended sediment by water (p. 80). California Institute of Technology. <https://doi.org/doi:10.7907/CYT2-W932>

## **CÁLCULO DEL CAUDAL DE ORIGEN PLUVIAL QUE ESCURRE EN EL ÁREA DE VALOR AMBIENTAL TARANGO, CDMX, MÉXICO**

Fatima de los A. Espejo Montes<sup>1,2</sup>, Icela Dagmar Barceló Quintal<sup>1</sup>, Jersain Gómez Núñez<sup>1</sup>, Boris Miguel López Rebollar<sup>3</sup> y Rojacques Mompremier<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco, División de Ciencias Básicas e Ingeniería. Av. San Pablo No. 180, Azcapotzalco, Ciudad de México, C.P. 02200, México CDMX, México. [ibarceloq@gmail.com](mailto:ibarceloq@gmail.com), [jgn@azc.uam.mx](mailto:jgn@azc.uam.mx), [rojacques@azc.uam.mx](mailto:rojacques@azc.uam.mx)

<sup>2</sup>Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco, Doctorado en Ciencias e Ingeniería Ambiental, CDMX, México. [al2193802534@azc.uam.mx](mailto:al2193802534@azc.uam.mx)

<sup>3</sup>Instituto Interamericano de Tecnología y Ciencias Agua, Universidad Autónoma del Estado de México, Carretera Toluca -Ixtlahuaca, km.14.5, C.P.50200 Toluca, Estado de México, México. [bmlopezr@uamex.mx](mailto:bmlopezr@uamex.mx)

### **RESUMEN**

En la Ciudad de México, actualmente a consecuencia del desmedido crecimiento de la población con cada vez más edificios, viviendas, así como otras construcciones y la pavimentación de calles, ha estado modificando el entorno natural, generando superficies poco permeables, aumentando el volumen de escurrimiento lo que provoca en muchas ocasiones zonas de inundación, principalmente en la microcuenca Tarango, donde se encuentra el arroyo Río Puerta Grande, que se está contaminando por las descargas residuales urbanas, que están afectando su calidad, razón por lo que es importante conocer el caudal de lluvia en la época de ésta en dicho arroyo, con la finalidad de tener datos hidráulicos e hidrológicos para un futuro diseño de tratamiento de sus aguas ya que pertenece a un Área de Valor Ambiental por su importancia ecológica. Razón por lo que se realizó el cálculo del caudal de origen pluvial de escurrimiento en la microcuenca Tarango, con un periodo de retorno de 25 años.

### **PALABRAS CLAVE**

Microcuenca Tarango, arroyo Río Puerta Grande, caudal de lluvia

### **ABSTRACT**

In Mexico City, currently as a result of the excessive growth of its population, with more and more buildings, houses, as well as other constructions and the paving of streets, it has been modifying the natural environment, generating poorly permeable surfaces, increasing the volume of runoff which often causes flooding areas, mainly in the Tarango micro-basin, where the Río Puerta Grande stream is located, which is becoming polluted by urban residual discharges, which are affecting its quality, which is why it is important to know the rainfall flow at the time of this, in said stream, in order to have hydraulic and hydrological data for a future treatment design of its waters since it belongs to an Environmental Value Area for its ecological importance. Reason for which the calculation of runoff pluvial flow in the Tarango micro-basin was carried out, with a return period of 25 years.

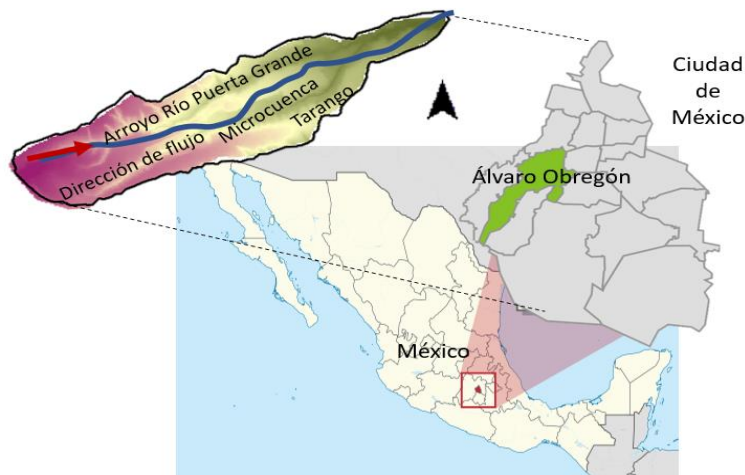
### **KEYWORDS**

Tarango micro-basin, River Puerta Grande stream, rainfall flow



## INTRODUCCION

La Ciudad de México está enclavada en un valle en el que existen barrancas donde hay escurrimientos en sus laderas, con bosques y biota, donde sus ecosistemas son importantes por la oxigenación que ayuda a la ciudad, sin embargo los asentamientos humanos sin control han convertido las barrancas en la Ciudad de México en desagües de aguas residuales que conducen a focos de infección, por lo que es necesario la aplicación de un ordenamiento ecológico más estricto (Dávila *et. al*, 2013). La mancha urbana tan grande de la Ciudad de México ha aumentado la contaminación ambiental afectando continuamente los escurrimientos generados por las lluvias, que a su vez afectan edificaciones y asentamientos en las laderas de las barrancas, por un lado, por otro se ha minimizado la cantidad de agua de infiltración necesaria para el Valle de México, produciendo un peligro de extinción para la fauna y flora propia de la región, así como la pérdida de suelos útiles para los bosques y la agricultura. En el año 2009 se iniciaron estudios serios sobre la importancia de la conservación de las barrancas y arroyos que las conforman y en el año 2010 la Secretaría del Medio Ambiente decretó como **Área de Valor Ambiental** a 32 barrancas de la ciudad y en marzo del mismo año se puso en marcha un programa integral con el objeto de rescatar estas barrancas, garantizando su conservación y estableciendo una estrategia denominada Plan Verde del Gobierno del Distrito Federal cuyo objetivo es alcanzar el equilibrio del acuífero del Valle de México (Robles, 2008). La delegación Álvaro Obregón es la que contiene a la mayoría de las barrancas, donde las colonias que se encuentran dentro de ésta pueden encontrarse en alto riesgo, por los escurrimientos en épocas de lluvia dada su geología. Según la PAOT, (2010), el actual sistema hidrológico de esta zona contiene ocho subcuencas fluviales, donde la microcuenca Tarango es reconocida como una Área de Valor Ambiental (Gaceta Oficial CDMX, 2009) por sus barrancas importantes para la ciudad, además por contener una gran biodiversidad de especies endémicas y el ser uno de los pulmones de la ciudad por su hidrología (Valencia, 2020), figura 1



**Figura 1.-**Microcuenca Tarango considerada Área de Valor Ambiental en la Ciudad de México, México

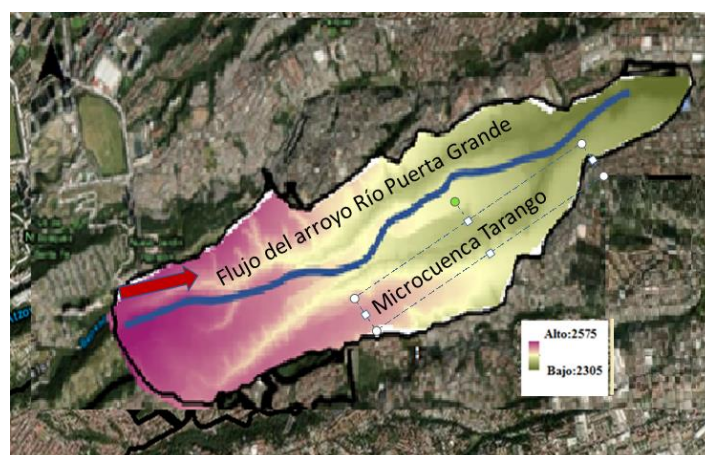
Actualmente esta microcuenca presenta una problemática de contaminación, debido a que se vierten aguas residuales de las poblaciones situadas arriba de la cañada en sus dos arroyos, el Río Puerta Grande y el Río Colorado. Estas aguas residuales a su vez se mezclan con aguas de origen pluvial en la época de las lluvias y cualquier intervención en la zona, requiere de conocer el caudal que escurre en el sitio, tanto de origen pluvial, como el de origen sanitario. Esta información será el

punto de partida para posibles intervenciones, como puede ser la implementación de procesos de tratamiento para estas aguas.

En el presente trabajo, se determinó el caudal del arroyo Río Puerta Grande asociado al escurrimiento pluvial, consecuencia de la precipitación en la cuenca, que además del Área de Valor Ambiental incluye zonas urbanas.

## METODOLOGÍA

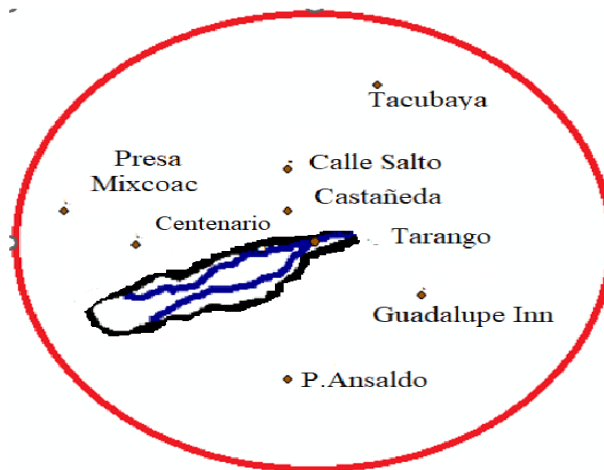
Para el estudio hidrológico se utilizó un modelo digital de elevaciones (MDE), con el cual se calculó la pendiente del lecho del arroyo y con la dirección del flujo, la trayectoria del agua considerando la superficie delimitada de la microcuenca. La utilización del software *ArcGIS* permitió discretizar el área de estudio mediante un sistema de celdas regulares, con las que se generó una matriz con una resolución de celda de 5 x 5 m, generando una malla y a partir de esta se obtuvieron los datos de drenaje de la cuenca, dirección y acumulación de flujo, para obtener su delimitación. En la figura 2 se presenta el resultado de la delimitación de la microcuenca Tarango, donde indica la ubicación en la misma del arroyo Río Puerta Grande



**Figura 2.-** Delimitación de la microcuenca Tarango, donde se encuentra el arroyo Río Puerta Grande obtenido mediante el modelo digital de elevaciones (MDE) del software *ArcGIS*..

## Obtención de datos climatológicos

La estación de referencia que se utilizó en la zona en un principio fue la de Tarango, por su ubicación dentro de la misma, sin embargo, esta estación solo cuenta con 18 años de registro, por lo que se tuvo que seleccionar estaciones climatológicas más cercanas a la zona de estudio, ubicadas dentro de un radio de 10 km, de las cuales resultaron 8 estaciones importantes, que se presentan en la figura 3.



**Figura 3.**-Estaciones meteorológicas ubicadas dentro de un radio de 10 km, con respecto a la microcuenca Tarango

Para este estudio se recopilaron datos de las máximas precipitaciones acumuladas durante 24 horas de las 8 estaciones climatológicas (CLICOM, 2021), para diferentes años de registro disponibles, que se presentan en la tabla 1.

**Tabla 1.**-Estaciones climatológicas y años de registro

Estación	Años
P. Ansaldo	1953-1988
Castañeda	1950-1970
Calle salto	1964-1970
Guadalupe Inn	1962-1974
Presa Mixcoac	1953-1988
Tacubaya	1953-1988
Centenario	2018-2020
Tarango	1969-1987

### Ajuste de precipitaciones pluviales máximas a una función de distribución de probabilidad

El método de los polígonos de Thiessen, permitió calcular las precipitaciones máximas para completar un periodo de 42 años de registro. Para conocer las precipitaciones asociadas a eventos para un mayor periodo de retorno, resultó necesario extrapolar por medio de una función de probabilidad ajustada a los datos con que cuenta. Las funciones de probabilidad que mejor describen la forma en que se presentan las precipitaciones en la microcuenca son: la Normal, la Log normal y la de Gumbel. En el presente estudio se ajustaron estas tres siendo el criterio para determinar cuál de ellas describía mejor los datos de lluvia, fue el error estándar de ajuste (EE), ecuación 1. A continuación, se presenta las características de cada una de estas funciones.

$$EE = \sqrt{\frac{(P_h - P_a)^2}{N - Np}} \quad [1]$$

Donde:

$P_h$  = precipitación histórica

$P_a$  = precipitación ajustada

$N$  = número de datos

$Np$  = número de parámetros.



## Determinación de los polígonos de Thiessen

Para determinar la precipitación pluvial media de la cuenca, se eligió un periodo de retorno de 2 a 25 años, con el fin de poder calcular la incidencia de lluvia promedio, para ello se utilizó el método de los polígonos de Thiessen, que consiste en relacionar un conjunto de puntos considerando los datos meteorológicos para generar los polígonos.

## Determinación del caudal a través del método Racional Americano

Con este método se consideraron tres variables que son directamente proporcionales para el cálculo del Caudal máximo ( $Q$  máx.). La primera variable fue la **Intensidad de lluvia** ( $I$ ), que inicia en forma instantánea y continúa de forma indefinida, con una escorrentía que continuará hasta que se alcance el **tiempo de concentración** ( $T_c$ ), momento en el cual toda la cuenca está contribuyendo al flujo. Otra variable considerada fue el **Coefficiente de escurrimiento** ( $C_e$ ), entre 0 y 1, que representa la permeabilidad del suelo. Finalmente, se calculó el área, que también es un valor fundamental.

## Cálculo del tiempo de concentración

El tiempo de concentración  $t_c$  se calculó con la ecuación 2 propuesta por Kirpich (1940), debido a que la cuenca de estudio entra dentro del rango de aplicación de dicha ecuación, por ser de tamaño medio y pendiente considerable.

$$t_c = 0.0078 \left( \frac{L^{0.77}}{i^{0.385}} \right) \quad [2]$$

Donde:

$L$  = longitud del cauce más largo [km]

$i$  = pendiente media de la cuenca

$t_c$  = tiempo de concentración [h].

Se utilizó el método Racional Americano (Linsley y Franzini, 1974) para determinar el caudal máximo asociado a determinada lluvia y  $T_r$ . Este método puede utilizarse para áreas a partir de  $0.01 \text{ km}^2$  y hasta de  $4.86 \text{ km}^2$ , y considera que la lluvia cae sobre toda la cuenca de forma uniforme con intensidad constante, de acuerdo con la ecuación 3.

$$Q = \frac{CIA}{3600} \quad [3]$$

Donde:

$Q$  = gasto de escurrimiento de lluvia generado sobre la cuenca o subcuenca [l/s]

$C$  = coeficiente de escorrentía [adimensional]

$I$  = intensidad de lluvia [mm/h]

$A$  = Área [ $\text{m}^2$ ]

## RESULTADOS

### Obtención de los polígonos de Thiessen

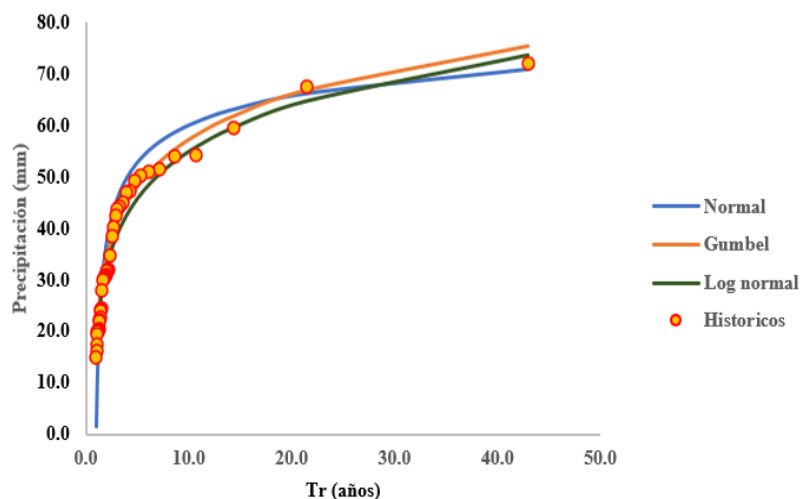
Las precipitaciones máximas anuales de 24 horas por año en el sitio de estudio se calcularon mediante el método de los polígonos de Thiessen, indicados en la figura 4



**Figura 4.-** Polígonos de Thiessen obtenidos según los 8 datos meteorológicos

### Ajuste de precipitaciones pluviales máximas mediante una función de distribución de probabilidad

Se probaron tres funciones de probabilidad, con el fin de seleccionar la que mejor describiera el comportamiento de las precipitaciones en la zona, las cuales fueron: la Normal, la Log normal y la de Gumbel. Se ajustaron y considerando el error estándar de ajuste (EE), se observó que la mejor describió con los datos hidrológicos fue la Log normal para una precipitación anual de 24 horas. Las tres funciones y sus precipitaciones históricas  $P_h$ , en función de los periodos de retorno  $Tr$ , se muestran en la figura 5.



**Figura 5.-** Precipitación asociada a  $Tr$  para las funciones de

### Curvas Intensidad Duración y Frecuencia

Con las precipitaciones asociadas se generaron curvas de intensidad de precipitación (IDF) y la duración asociada a diferentes  $Tr$ , de 2, 5, 10 y 25 años, las cuales se presentan en figura 6.

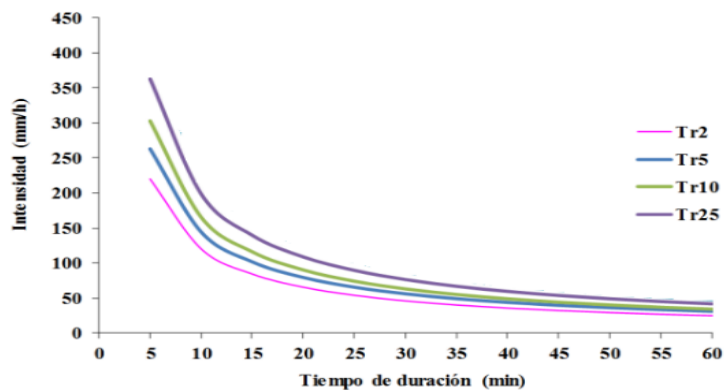


Figura 6.-Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia para el sitio de estudio

### Hietogramas

Posteriormente se calcularon los hietogramas de precipitación y de intensidad para hasta una duración de 60 min con intervalos de 5 min, para  $Tr = 2, 5, 10$  y  $25$  años, indicado en las figura 7 y 8 respectivamente.

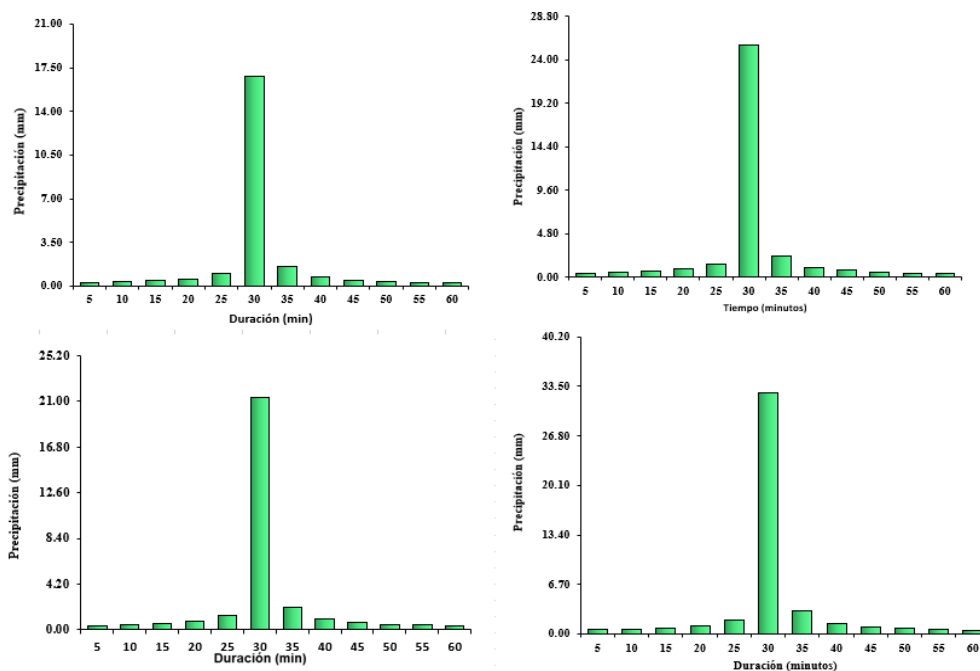
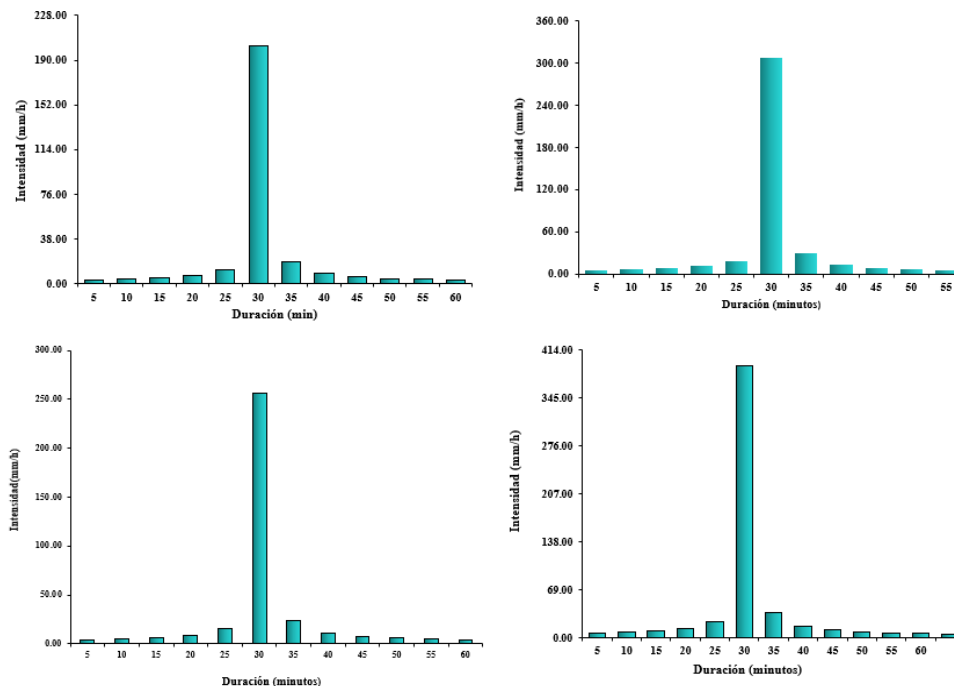


Figura 7.- Hietogramas de precipitación para el sitio de estudio





**Figura 8.-** Hietogramas de intensidad para el sitio de estudio

Los valores de caudal máximo generados por el agua de lluvia, alcanzaron valores de hasta 51.2, 57.9, 68.3 y 80  $m^3/s$  para un periodo de retorno de 2, 5, 10 y 25 años, respectivamente, estos datos se presentan en la tabla 2.

**Tabla.2** Caudal máximo generado en la cuenca

$T_r$ (años)	$Q$ ( $m^3/s$ )
2	51.2
5	57.9
10	68.3
25	80.0

## CONCLUSIONES

Mediante los polígonos de Thiessen, se obtuvieron las áreas de influencia de las estaciones vecinas en función de aquellas que cuentan con registros de otros años, ya que la estación de referencia Tarango, no contiene datos completos para el estudio.

Se determinaron las precipitaciones pluviales ajustadas con las funciones de distribución de probabilidad (FDP), para ello se trabajaron tres modelos estadísticos para los tiempos de retorno ( $T_r$ ): Distribución Normal, Distribución de Gumbel y Distribución Log Normal, donde la función de distribución estadística que presentó el mejor ajuste fue la Log-Normal, por tener el menor error estadístico.

Una vez calculado lo anterior, se generaron hietogramas de tormentas de lluvia para una duración de 60 min que representan la precipitación acumulada que ocurre en el sitio de interés cada 5 min y está asociada a diferentes  $T_r$ .

Mediante el método Racional Americano se estimó el caudal de escurrimiento de agua de lluvia en la microcuenca Tarango con 83  $m^3/s$  en un periodo de retorno de 25 años.

## AGRADECIMIENTOS

Al CONACYT por la beca asignada para el desarrollo de este proyecto.

## REFERENCIAS

- CLImate COMputing Project, (CLICOM). 2021.** Base de datos climatológica nacional (sistema CLICOM). Recuperado el 15 de mayo de 2020.  
<http://clicom-mex.cicese.mx/mapa.html>
- Dávila J.J., Giovanna Díaz del Toro G., González R. I.S., Guerrero M.G., Reyna D. A. y Saldaña M.F.E..** (2013). La problemática ambiental en la Barranca de Guadalupe y la percepción de sus habitantes. Ciencias, pp, 107-108
- Gaceta Oficial CDMX.** (2009). Administración pública del Distrito Federal, Jefatura de Gobierno. Decreto por el que se declara "**Área de Valor Ambiental del Distrito Federal**", con la categoría de barranca, a la "**Barranca de Tarango**".
- Kirpich, Z. P.** (1940). Time of concentration of small agricultural watersheds. Civil Engineering, ASCE, Vol. 10
- Linsley, Ray E. y Joseph B. Franzini.** (1974). Ingeniería de los recursos hidráulicos. Editorial continental, México
- Procuraduría Ambiental y Ordenamiento Territorial del DF, (PAOT).**(2010). Zona de riesgo y vulnerabilidad ambiental en barrancas de la delegación Álvaro Obregón, Distrito Federal. Pp. 1-26. Recuperado el 20 de Septiembre de 2020.  
[www.paot.org.mx/centro/temas/barrancas/docpaot/reportedebarrancas.pdf](http://www.paot.org.mx/centro/temas/barrancas/docpaot/reportedebarrancas.pdf).
- Robles, J.** (2008). Programa Delegacional de Desarrollo Urbano de Álvaro Obregón. Cd de México. SEDUVI. Recuperado el 20 de abril de 2020.  
[http://www.data.seduvi.cdmx.gob.mx/portal/docs/programas/PDDU\\_Gacetitas/2015/PDDU\\_ALVARO-OBREG%C3%93N.pdf](http://www.data.seduvi.cdmx.gob.mx/portal/docs/programas/PDDU_Gacetitas/2015/PDDU_ALVARO-OBREG%C3%93N.pdf)
- Valencia E.** (2021). Se llevó a cabo la primera reforestación virtual, en uno de los últimos pulmones de la ciudad, Grupo Ectágono. Publicación del Heraldo de México. Recuperado el 20 de marzo de 2021.  
<https://heraldodemexico.com.mx/tendencias/2021/11/18/ectagono-en-la-lucha-por-el-medio-ambiente-354848.html>
- Vélez Upegui J. & Botero Gutiérrez A.** (2011). Estimación del tiempo de concentración y tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la Quebrada San Luis, Manizales, DYNA, 78(165), 58-71

# CONECTIVIDAD DE SEDIMENTOS EN LAS CUENCAS DE LOS RÍOS MAGDALENA Y CAUCA

Juan Felipe Ochoa, José Fernando Uribe Peláez, Lilian Posada García

Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín – Escuela de Geociencias y Medio Ambiente, Colombia  
 jufochoa@unal.edu.co, jouribep@unal.edu.co, lposada@unal.edu.co

## Introducción

La cuenca del río Magdalena tiene la mayor producción de sedimentos respecto a cualquier otra cuenca en Sur América con variaciones de rendimiento de sedimentos entre 128 y 2200 Ton/km<sup>2</sup> y un valor medio de 690 Ton/km<sup>2</sup>, indicando una tendencia temporal de aumento en el transporte de sedimentos dentro del 68% de la cuenca (Restrepo *et al.* 2006).

Este aumento en las tasas de transporte de sedimentos en el país requiere de un análisis detallado, dadas las implicaciones que tiene para el proyecto de navegabilidad del río Magdalena, el Canal del Dique y los efectos ambientales en la zona costera, por lo que la definición de cualquier estrategia de manejo de sedimentos debe considerar la identificación de las mayores zonas de producción de los sedimentos que son posteriormente transportados por las principales arterias fluviales del país.

## Marco teórico

Tradicionalmente, el análisis de producción y el rendimiento de sedimentos en la cuenca se han analizado mediante indicadores simples como la relación de entrega de sedimentos, la cual se obtiene determinando la cantidad de sedimentos que se transporta en un punto dado de una cuenca con relación al área de drenaje hasta dicho punto.

Sin embargo, Brierley *et al.* (2006); Bracken y Croke (2007), Fryirs *et al.* (2007a, 2007b) han introducido los conceptos de conectividad hidrológica y de paisaje, así como sus relaciones con la transferencia de sedimentos como conceptos tendientes a formular relaciones de transferencia entre diferentes puntos de la cuenca.

De forma general, la conectividad describe el grado en el cual la materia y los organismos pueden moverse espacialmente entre unidades definidas en un sistema natural (Wohl, 2017), mientras que la conectividad de sedimentos corresponde a la transferencia de sedimentos mediada por agua entre dos diferentes compartimientos de la cuenca; donde la falta de conectividad de la cuenca puede expresarse como el grado en el cual cualquier factor limitante restringe la eficiencia de las relaciones de transferencia de sedimentos (Fryirs, 2013)

La cuantificación de la conectividad estructural y de sedimentos puede realizarse mediante diferentes indicadores espacialmente distribuidos, donde sobresalen las formulaciones de Borselli *et al.* (2008), Cavali *et al.* (2013) y Baartman *et al.* (2013).

El índice de conectividad desarrollado por Borselli *et al.* (2008) y Cavali *et al.* (2013), estima la conectividad de sedimentos de un punto dentro de una cuenca de drenaje, a partir de las siguientes ecuaciones, con valores entre  $[-\infty, +\infty]$ , donde un aumento en la conectividad corresponde a valores crecientes del IC.

$$IC = \log_{10} \left( \frac{D_{up}}{D_{dn}} \right) \quad [1]$$

$$D_{up} = \overline{WS} \sqrt{A} \quad [2]$$

$$D_{dn} = \sum_i \frac{d_i}{W_i S_i} \quad [3]$$

$$W = I - \left( \frac{RI}{RI_{Max}} \right) \quad [4]$$

Donde:

IC, Índice de Conectividad

D<sub>up</sub>, componente pendiente arriba

D<sub>dn</sub>, componente pendiente abajo

$\overline{WS}$ , es el producto entre el factor de ponderación y la pendiente promedio del área contribuyente pendiente arriba

A, es el área tributaria pendiente arriba

D<sub>i</sub> es la longitud de flujo a lo largo de la línea de flujo de la i-ésima celda según la dirección de la mayor pendiente.

W<sub>i</sub>S<sub>i</sub>, es el producto entre el factor de ponderación y la pendiente de la i-ésima celda

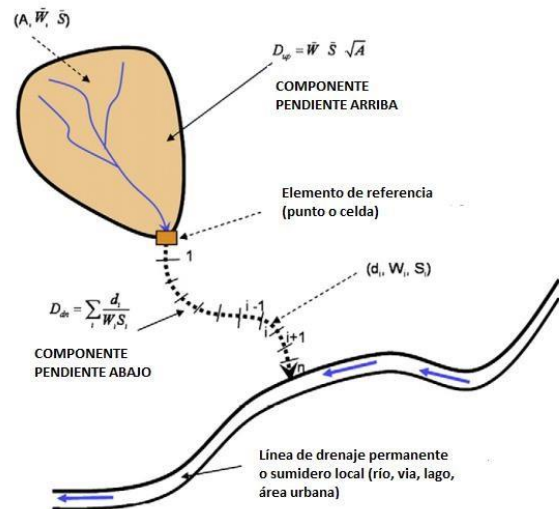


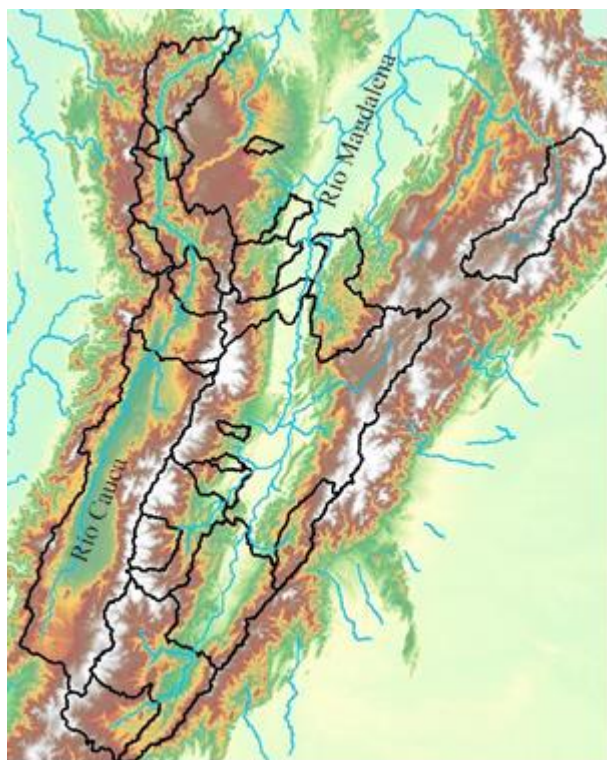
Figura 1.- Localización de cuencas de análisis. Fuente: Adaptado de Cavalli (2013)

## Metodología

A partir de la información disponible en 25 estaciones operadas por el IDEAM en las cuencas Magdalena y Cauca se han definido las respectivas cuencas de drenaje para analizar la distribución espacial de la generación de sedimento en las cuencas de interés.

La delimitación de las cuencas hidrográficas objeto de estudio se observan en la Figura 2.





**Figura 2.-** Localización de cuencas de análisis en las cuencas Magdalena y Cauca. Fuente: Elaboración propia

**Fryirs, K.** (2013). (Dis) Connectivity in catchment sediment cascades: a fresh look at the sediment delivery problem. *Earth Surface Processes and Landforms*, 38(1), 30-46.

**Restrepo, J. D., Kjerfve, B., Hermelin, M., & Restrepo, J. C.** (2006). Factors controlling sediment yield in a major South American drainage basin: the Magdalena River, Colombia. *Journal of Hydrology*, 316(1-4), 213-232.

**Wohl, E.** (2017). Connectivity in rivers. *Progress in Physical Geography* 41.3 345-362

A partir del cálculo de los índices de conectividad se plantea identificar aquellas zonas calientes o “hotspots” que requieren de la generación de medidas de manejo particular, con el objeto de reducir las tasas de transporte de sedimentos mediante medidas de restauración hidrológico forestal, con el objeto de que se puedan reducir las actividades permanentes de dragado y de mantenimiento del canal navegable.

Así mismo, se plantea la comparación de la eficiencia de transferencia de sedimentos en las dos mayores cuencas de la zona andina colombiana orientada a definir las condiciones específicas de cada cuenca que además del régimen climático del país y los cambios en el uso del suelo son los responsables de las altas tasas de producción de sedimentos asociadas a la cuenca del río Magdalena.

## Referencias

**Baartman, J. E., Masselink, R., Keesstra, S. D., & Temme, A. J.** (2013). Linking landscape morphological complexity and sediment connectivity. *Earth Surface Processes and Landforms*, 38(12), 1457-1471.

**Brierley, G., Fryirs, K., Jain, V.,** 2006. Landscape connectivity: the geographical basis of geomorphic applications. *Area* 38, 165–174

**Borselli, L., Cassi, P., & Torri, D.** (2008). Prolegomena to sediment and flow connectivity in the landscape: a GIS and field numerical assessment. *Catena*, 75(3), 268-277.

**Bracken, L.J., Croke, J.,** 2007. The concept of hydrological connectivity and its contribution to understanding runoff-dominated geomorphic systems. *Hydrological Processes* 21, 1749–1763

**Cavalli, M., Trevisani, S., Comiti, F., & Marchi, L.** (2013). Geomorphometric assessment of spatial sediment connectivity in small Alpine catchments. *Geomorphology*, 188, 31-41

**Fryirs, K.A., Brierley, G.J., Preston, N.J., Spencer, J.,** 2007a. Catchment-scale (dis) connectivity in sediment flux in the upper Hunter catchment, New South Wales, Australia. *Geomorphology* 84, 297–316.

**Fryirs, K.A., Brierley, G.J., Preston, N.J., Kasai, M.,** 2007b. Buffers, barriers and blankets: the (dis) connectivity of catchment-scale sediment cascades. *Catena* 70, 49–67

## COMPARACIÓN DE DOS MODELOS BIDIMENSIONALES EN LA EVALUACIÓN DE LA IDONEIDAD DEL HÁBITAT FÍSICO (IHF) DEL DORADO *SALMINUS BRASILIENSIS* EN UN TRAMO DEL RÍO PARANÁ EN ARGENTINA

Brea, Francisco José<sup>1</sup>; Zombori, Mateo y Spalletti, Pablo<sup>1</sup>

(1) Instituto Nacional del Agua, Argentina  
breafranciscojose@gmail.com , mateozombori@gmail.com, pspalletti@ina.gob.ar

### RESUMEN:

En el presente trabajo se evaluó la Idoneidad del Hábitat Físico (IHF) para el estadio adulto del dorado *Salminus brasiliensis* en una zona del Río Paraná, realizando previamente una comparación entre dos software para la simulación hidrodinámica bidimensional y biológica, el IberHabitat y el Telemac2D. A partir de información recolectada sobre la biología de la especie y de información hidráulica y batimétrica previa, se analizaron los datos de caudales promedio para un año determinado, así como eventos extraordinarios. Se comprobó que el Telemac2D permite una modelación más detallada y estable a nivel hidráulico, clave para una mayor precisión en los resultados biológicos. Los resultados de la evaluación de la IHF arrojaron una utilización moderada del espacio por parte de la especie objetivo en relación a las condiciones evaluadas. Se pretende continuar con esta línea de estudio, para así lograr una mayor profundización en lo respectivo a los patrones migratorios y el uso del habitat por parte de esta especie como pieza clave para el correcto y equilibrado desarrollo del ecosistema que habita.

### ABSTRACT:

In the present work, we evaluated the Suitability of the Physical Habitat (IHF) for the adult stage of dorado *Salminus brasiliensis* in an area of the Paraná River, previously making a comparison between two software for two-dimensional and biological hydrodynamic simulation, IberHabitat and Telemac2D. Based on information collected on the biology of the species and previous hydraulic and bathymetric information, average flow data for a given year, as well as extraordinary events, were analyzed. It was found that Telemac2D allows a more detailed and stable modeling at the hydraulic level, key to more accurate biological results. The results of the IHF evaluation showed a moderate use of space by the target species in relation to the conditions evaluated. The intention is to continue with this line of study, in order to achieve a better understanding on the migratory patterns and the use of the habitat by this species as a key for the correct and balanced development of the ecosystem it inhabits.

**PALABRAS CLAVE:** *Salminus brasiliensis*, Río Paraná, Idoneidad del Hábitat Físico

## INTRODUCCION:

La gestión del agua es uno de los retos más importantes de este nuevo siglo. Debido a los escenarios de cambios climáticos, muchos gobiernos anticipan la futura disminución del recurso agua (Diez Hernández, 2006). En Sudamérica, este escenario se ve afectado por un incremento de la demanda en agua debido a las crecientes necesidades energéticas y productivas de los países. Una de las soluciones a esta demanda implica la regulación del recurso agua mediante la construcción de represas que, además de permitir un control sobre el uso temporal del volumen de agua, limitan los efectos negativos de los eventos hidrológicos extremos (sequía e inundación) y permiten la producción de energía percibida como renovable y «limpia».

Las represas controlan artificialmente el régimen de inundaciones estacionales. La alteración de estos ritmos lleva a diferencias en la calidad del agua y a la disminución en la disponibilidad de hábitats críticos. Es por esto, que las represas representan una de las principales amenazas a la conservación del hábitat y al mantenimiento de las poblaciones de peces migradores. La desaparición de grandes especies migratorias en algunos ríos de la cuenca Alta del Paraná, donde se han construido más de 140 represas, es un claro ejemplo de este problema.

Los estudios del régimen ecológico de caudales de cauces naturales son aquellos basados en metodologías que combinen variables biológicas del funcionamiento ecológico de los ríos, e hidráulicas. Para que un caudal pueda considerarse como ecológico, tiene que haberse determinado a partir de parámetros que permitan integrar la relación de las comunidades biológicas específicas (macroinvertebrados, macrófitos, peces, vegetación de ribera, etc.) con las características de los flujos hidráulicos (velocidad, tirante, sustrato o características del lecho, calidad del agua, temperatura, etc.). De esta forma es posible vincular los caudales del río, en cantidad y calidad, con la potencialidad del hábitat.

Este caudal ecológico debe ser considerado como una parte de un concepto mayor, que es el del caudal ambiental, el cual incluye todos los usos a realizarse en el río ya sean de servicios básicos, industriales, agrícolas, energéticos, turísticos, ecológicos, cultural, etc; tomándose como un compromiso de derechos de uso del recurso agua que implica una negociación entre los actores, siendo el funcionamiento ecológico y el ciclo de vida de los organismos que lo colonizan, vistos como usuarios (Aguilera, 2012).

La aplicación de caudales ambientales en los países de Latinoamérica aún no ha superado la fase de proposición conceptual y metodológica. Las metodologías empleadas para la estimación de caudales ambientales son variadas, pero en general se basan en métodos hidrológicos y, en segundo lugar, hidráulicos y eco-hidráulicos siendo las metodologías holísticas las menos utilizadas.

En este marco, los objetivos del presente trabajo pueden resumirse de la siguiente manera:

- Modelación hidráulica de un tramo del río Paraná a partir de información batimétrica e hidrométrica.
- Determinación de Curvas de Idoneidad de Hábitat para el estadio adulto del pez caraciforme *Salminus brasiliensis* (Dorado) a partir de revisión bibliográfica.
- Comparación entre los softwares IberHábitat y Telemac 2D para la simulación hidrodinámica bidimensional y biológica.



- Evaluación de Idoneidad del Hábitat Físico (IHF) de la especie objetivo sobre el tramo del río estudiado, relacionando los diferentes caudales del río Paraná, en diferentes escalas temporales, con la biología y ciclo de vida de la especie y con la zona del río estudiada.

## DESARROLLO

### Características del Área de Estudio

El río Paraná es uno de los ríos más caudalosos del planeta, de ahí su nombre de origen tupí-guaraní que significa “pariente del mar”. Es el segundo río más grande de Sudamérica en términos de área de captación (1.51 millones km<sup>2</sup>), el segundo más largo (4.400 km desde la cabecera en Río Grande en Brasil hasta el Estuario del Río de la Plata) y el tercero en términos de descarga (alrededor de 470 km<sup>3</sup> de agua dulce transportados al océano anualmente) (Drago et al., 2003). (Fig.1).



**Figura 1.-** Extensión del Río Paraná en la Argentina (Fuente: [www.descubricorrientes.com.ar](http://www.descubricorrientes.com.ar)).

La cuenca del Paraná recoge las aguas de la mayoría de los ríos del Sur del continente, como el Paraná, el Paraguay, el Uruguay, sus afluentes y diversos humedales, como el Pantanal, los Esteros del Iberá y el Bañado la Estrella. Es la segunda cuenca más extensa de Sudamérica, sólo superada por la del río Amazonas, pudiéndose diferenciar desde su nacimiento hasta su desembocadura en el Río de la Plata tres tramos: Paraná Alto, Medio y Bajo.

Este río se destaca entre los grandes ríos del mundo por ser el único que corre desde zonas tropicales a templadas, constituyendo una vía de transporte e intercambio entre regiones distantes y diferentes, no sólo para barcos y mercancías (constituyendo una zona de intensa actividad productiva para Argentina y países limítrofes), sino también para animales, plantas, sedimentos y múltiples formas de vida. Las aguas que fluyen por su cauce integran ecosistemas, geografías y culturas diversas, conformando uno de los corredores de humedales más grandes e importantes del planeta.

Los tramos del Paraná Medios y Bajos presentan una gran llanura de inundación, libre de represas, donde la mayor parte de los procesos ecológicos son controlados por ciclos de inundación-sequia. Las llanuras de inundación están caracterizadas por una alta heterogeneidad de hábitats y una biota diversificada y adaptada a la alta heterogeneidad espaciotemporal. Consecuentemente, pequeños cambios en la dinámica fluvial pueden alterar drásticamente los componentes y procesos biológicos dado que modifican la conectividad hidrológica. Así, la conectividad hidrológica se convierte en un factor crítico influenciando la diversidad de paisajes, las velocidades actuales y los procesos afectados por las corrientes (Abrial et al., 2021).

Nuestra zona de estudio se encuentra comprendida en la parte del Paraná Bajo, abarcando la ciudad de Rosario (Provincia de Santa Fe), en una extensión de 22 km aproximadamente.

Situada en el centro de uno de los complejos portuarios más importantes del cono sur, sobre el río Paraná, en el Eje fluvial de la Cuenca del Plata, Rosario es la tercera ciudad más poblada de la Argentina (detrás de Buenos Aires y Córdoba), destacándose por una gran importancia a nivel pesquero e industrial, siendo una de las zonas portuarias más importantes de exportación de productos agroindustriales a granel a nivel mundial.

Para el presente trabajo, se contó con trabajos antecedentes realizados por el Instituto Nacional del Agua, obteniéndose la información batimétrica de la zona mencionada y desarrollando un Modelo Digital del Terreno (MDT) de los 22 km adyacentes a la región, a partir del cual se generaron los diferentes mallados.

### **Criterio de Hábitat:**

La fauna ictícola del Río Paraná está integrada por una gran variedad de especies, entre las que podemos mencionar armados, bogas, dorados, pejerreyes, surubíes, mojarra, pacúes y sábalo, con ciclos de vida diversos, y que interesan al hombre por motivos diversos: deporte, acuarismo, alimentación e industria.

Los peces migradores de largas distancias incluyen las especies más grandes de Characiformes y Siluriiformes. Estos peces exhiben los rangos de hábitat más grandes, incluidos los hábitats de desove y crianza, separados por hasta 4000 km. Su reproducción y reclutamiento se encuentra controlado principalmente por la estacionalidad del régimen hidrológico, como se ve evidenciado por la sincronización entre las inundaciones y los eventos del ciclo reproductivo (maduración de oocitos, migración, desove y desarrollo inicial de la prole).

Para este trabajo se ha utilizado como especie objetivo al pez characiforme *Salminus brasiliensis* (Fig.2), comúnmente identificado como dorado. Conocido por los pescadores como “el rey de río”, es una de las especies más populares entre los pescadores en Sud América (Carolsfeld, Harvey, Ross, & Baer, 2003), siendo también muy apreciado a nivel gastronómico (Fracalossi, Zaniboni Filho, & Meurer, 2002). Predador ictiófago de gran tamaño, sus movimientos migratorios comprenden desplazamientos ascendentes para el desove durante la primavera y el verano en el Paraná Medio y Alto, y movimientos descendentes con propósitos tróficos para las áreas bajas de los ríos Paraná, Uruguay y la Plata, llegando a migrar más de 400 km (Hahn et al., 2011). La hembra desova una vez al año y presenta una gran fecundidad.





Figura 2.- *Salminus brasiliensis* (G. Cuvier, 1.816)

Esta especie ha sido vulnerable en los últimos años a una pesca indiscriminada, así como también a una variedad de cambios ambientales, ya sean naturales o provocados por el hombre como consecuencia del aprovechamiento del río, observándose una marcada reducción de la población en los últimos años (Agostinho, Gomes, & Pelicice, 2008).

Las curvas de idoneidad del “dorado”, información de base necesaria para la determinación del IHF, fueron obtenidas a partir de una extensa búsqueda bibliográfica sobre las características de la especie y de sus preferencias a nivel ambiental (Bedogni, 2012). Dado que en Argentina no hay un enfoque definido a determinar las preferencias de hábitat de las especies para el desarrollo de caudales ecológicos, solo pudo recolectarse información de un estadio de vida, el adulto, y para dos variables de preferencia de hábitat: velocidad del escurrimiento ( $C_v$ ) y profundidad ( $C_h$ ) (Fig.3).

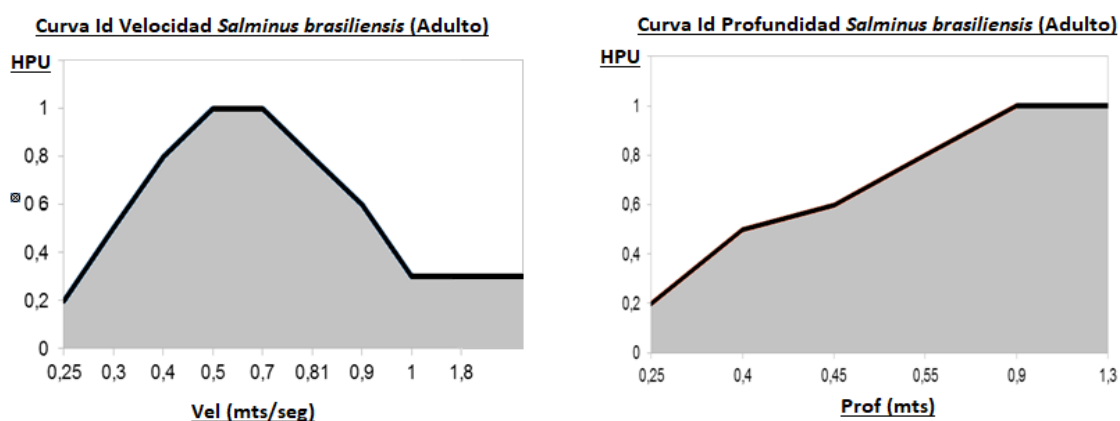


Figura 3.- Curvas de Idoneidad de Hábitat para la Velocidad y Profundidad del estadio adulto de *Salminus brasiliensis* (Fuente: Bedogni, D. et al).

Como se aprecia en la Figura 3, esta especie tiene limitaciones en su desarrollo cuando las profundidades son menores a 0,9 metros. Dado que en el río Paraná esta condición no es determinante pues los tirantes son muy superiores a dicho valor, este parámetro no constituye una limitante a la hora de determinar la IHF.



La situación es diferente para la velocidad del escurrimiento, pues la preferencia de hábitat en relación con este parámetro condicionará el desarrollo del “dorado” en la zona de estudio.

### **Metodología:**

La metodología utilizada en este trabajo fue la “Instream Flow Incremental Methodology”, o IFIM, que se basa en la combinación de modelos hidráulicos y modelos ecológicos para crear un modelo de hábitat o eco-hidráulico (Sanz-Ramos et al., 2019).

En el método IFIM el cálculo de los caudales ecológicos se realiza estimando la cantidad de hábitat útil para diferentes especies en función del caudal. La existencia de una estrecha relación entre la “funcionalidad” en términos ecológicos y la “habitabilidad” en términos físicos permite asumir que, para condiciones de habitabilidad que se estiman adecuadas, la respuesta del propio ecosistema puede encaminarse a proporcionar un nivel de funcionalidad adecuado.

Dentro de esta metodología, el modelo hidrodinámico debe ser capaz de simular aquellas variables hidráulicas con significancia ecológica. Las variables más comúnmente aceptadas son el tirante, la velocidad y el tipo de sustrato, pero también pueden utilizarse otras variables como la turbulencia, la temperatura, la turbidez, etc.

El objetivo del modelo de hábitat es cruzar los resultados del modelo hidráulico con la información del modelo ecológico para obtener la Idoneidad del Hábitat Físico (IHF), el cual se emplea como variable básica para la obtención del Hábitat Potencial Útil (HPU), que se define como la superficie, o como porcentaje sobre el cauce inundado, que puede ser potencialmente utilizado por la especie o estadios de desarrollo evaluados (Sanz-Ramos et al., 2019).

De esta manera se pueden obtener relaciones entre el HPU y el caudal circulante ( $Q$ ), haciendo posible analizar los efectos en la disponibilidad del hábitat físico que derivan de los cambios de caudal, así como obtener posibles caudales óptimos que maximicen el hábitat para la especie analizada.

### **Modelo Hidrodinámico**

Se compararon dos programas en torno a la modelación hidrodinámica:

Por un lado, el IberHABITAT, un nuevo módulo hidrobiológico en la herramienta de simulación hidráulica 2D Iber, que le confiere las capacidades de un modelo de hábitat físico integral para poder determinar la IHF, que a su vez es una variable básica para la estimación del HPU. Este resuelve las ecuaciones de aguas poco profundas en dos dimensiones sobre una malla de volúmenes finitos empleando el esquema numérico de Roe, y permite incorporar curvas de preferencia de diferentes especies ictícolas y estadios de desarrollo (alevín, juvenil y adulto) para diferentes variables hidráulicas y geomorfológicas (velocidad, calado y sustrato).

El otro programa evaluado en este trabajo fue el software de uso libre Open-Telemac, que incluye el módulo Telemac2D para la resolución hidrodinámica 2D. Telemac2D es un programa computacional que permite calcular flujos a superficie libre en cuerpos de agua naturales. Fue diseñado para estudiar procesos ambientales en flujos naturales a superficie libre, tanto en entornos

marinos, costeros, estuarios, ríos y lagos, siendo sus principales campos de aplicación los procesos hidrodinámicos, de calidad de agua, morfológicos y estudio de oleaje.

El programa forma parte del sistema integrado Telemac, desarrollado por el Laboratorio Nacional de Hidráulica, del Comité de Electricidad de Francia (EDF-DRD).

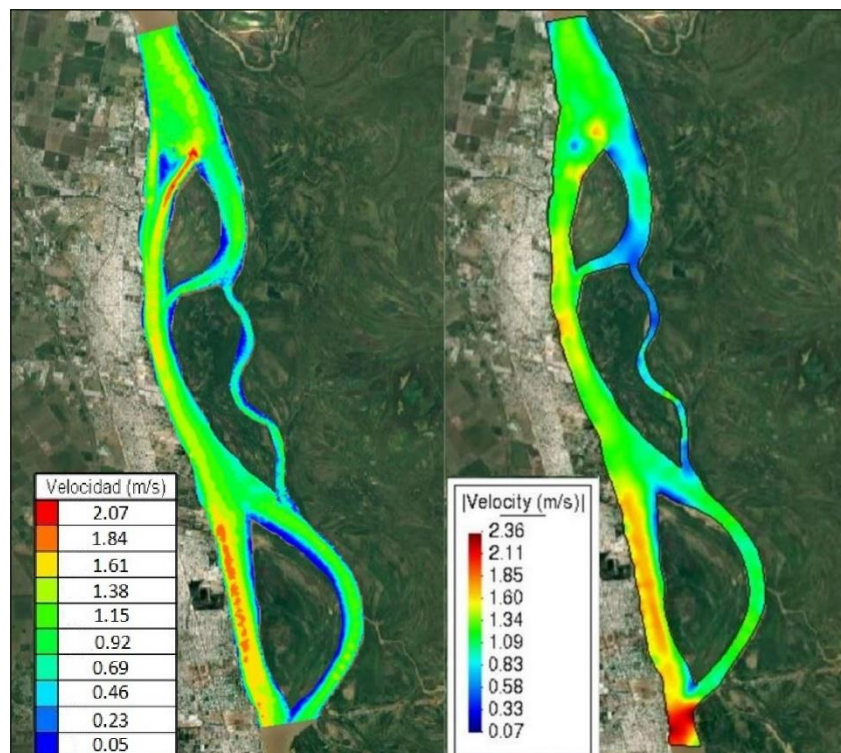
El código Telemac-2D resuelve las ecuaciones del escurrimiento a superficie libre integradas en la vertical derivadas por Barré de Saint-Venant. El resultado más importante de la implementación del modelo es el cálculo, en cada nodo de la malla computacional, de la profundidad del escurrimiento y las componentes de la velocidad integradas en la vertical.

En el siguiente cuadro, pueden verse las condiciones comparadas entre ambos programas:

	<b>IberHábitat</b>	<b>Telemac2D</b>
<b><u>Caudales Evaluados</u></b>	Q=10.702 m <sup>3</sup> /s Q=17.761 m <sup>3</sup> /s Q=30.000 m <sup>3</sup> /s	Q=10.702 m <sup>3</sup> /s Q=17.761 m <sup>3</sup> /s Q=30.000 m <sup>3</sup> /s
<b><u>Dominio/Mallado</u></b>	150 mts en toda la zona modelada	Entre 10 y 40 metros de lado en el cauce principal, y de entre 40 y 50 en el resto del modelo
<b><u>Duración de la Corrida</u></b>	40.000 segundos	40.000 segundos
<b><u>Parámetros evaluados</u></b>	Velocidad/Profundidad	Velocidad/Profundidad

La diferencia más determinante se dio al generar el mallado de la zona para la posterior calibración hidráulica del modelo, ya que el software Iber mostró una inestabilidad en los resultados para dominios con mallados densos, estabilizando recién con un tamaño de malla de 150 metros, a diferencia del Telemac 2D que no presentó este inconveniente, permitiendo la generación de mallados mucho mas densos y por tanto más precisos.

También se vio que a pesar de que para ciertos caudales (Q=17.761 m<sup>3</sup>/s) (Fig.4) los resultados entre ambos programas eran similares, a medida que los caudales evaluados eran mayores, los resultados del IberHabitat en relación al Telemac2D se iban diferenciando más y se hacían más imprecisos.



**Figura 4.-** Gráfico para el resultado de la variable Velocidad durante la corrida con  $Q=17.751 \text{ m}^3/\text{s}$  con IberHabitat (Izquierda) y Telemac (Derecha)

Si bien el Iber y su modulo complementario IberHabitat son muy empleados por los especialistas como softwares para caracterizar el hábitat en estudios preliminares, en este estudio se optó por emplear Telemac2D por su mayor robustez a la hora de determinar los parámetros hidráulicos que condicionan la Idoneidad del Hábitat Físico, que nos permiten obtener resultados más fehacientes en relación con la respuesta del dorado a los caudales evaluados.

#### Caudales evaluados:

- Se corrió el modelo con los datos de los caudales promedio medios mensuales de los 12 meses correspondientes al año 2017 aportados por la SSIyAH del Instituto Nacional del Agua (INA), siendo estos:  $19.920 \text{ m}^3/\text{s}$  (Enero),  $17.761 \text{ m}^3/\text{s}$  (Febrero),  $18.555 \text{ m}^3/\text{s}$  (Marzo),  $18.109 \text{ m}^3/\text{s}$  (Abril),  $20.560 \text{ m}^3/\text{s}$  (Mayo),  $22.756 \text{ m}^3/\text{s}$  (Junio),  $22.586 \text{ m}^3/\text{s}$  (Julio),  $17.797 \text{ m}^3/\text{s}$  (Agosto),  $16.029 \text{ m}^3/\text{s}$  (Septiembre),  $16.292 \text{ m}^3/\text{s}$  (Octubre),  $18.678 \text{ m}^3/\text{s}$  (Noviembre) y  $18.407 \text{ m}^3/\text{s}$  (Diciembre).
- Se analizaron datos de eventos de caudales mínimos y máximos para la zona de estudio con el objetivo de observar la respuesta del individuo a tales sucesos, los cuales fueron:  $9.777 \text{ m}^3/\text{s}$  (año 1.935), y  $40.000 \text{ m}^3/\text{s}$  (año 2019).

#### Resultados:

Los resultados obtenidos de algunas de las corridas para la zona de estudio se muestran en la Figura 5A y 5B, donde podemos diferenciar en rojo las preferencias mayores (próximas a 1) bajando hasta el azul que representa los sectores con un bajo o nulo aprovechamiento del hábitat o utilización del espacio.



La Idoneidad de Hábitat Físico obtenida en estas corridas muestran un uso similar del hábitat estudiado para el dorado a lo largo de todo el año, desde los meses con caudales más bajos (Septiembre Q: 16.028 m<sup>3</sup>/s) hasta los de caudales más altos (Junio Q: 22.755 m<sup>3</sup>/s), presentando preferencias por las zonas costeras y por los canales secundarios.

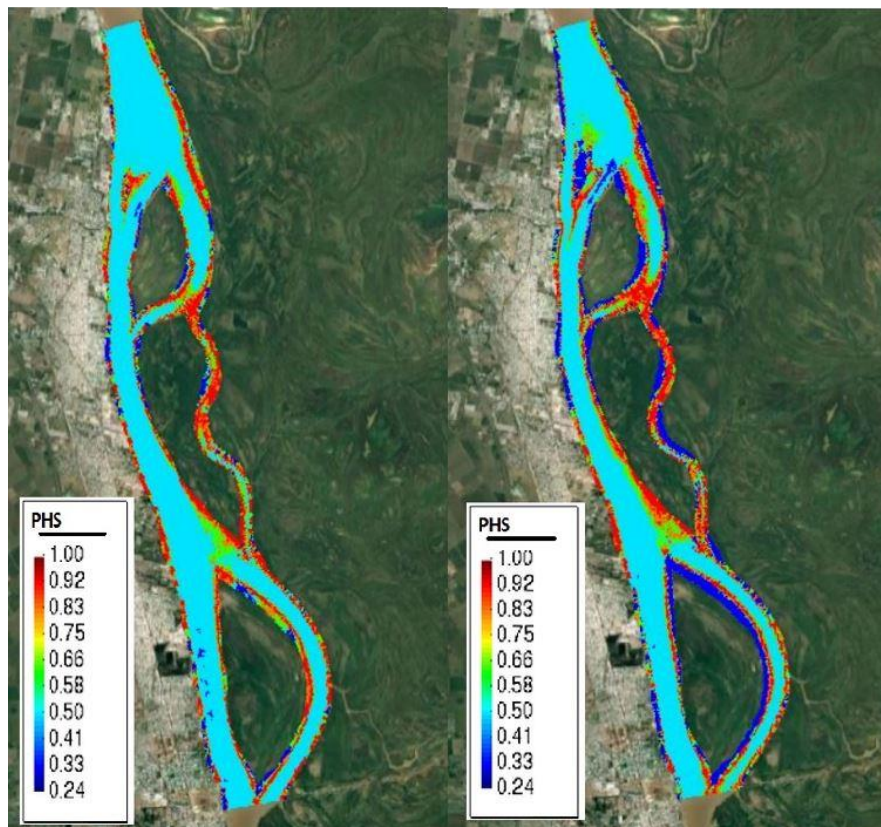


Figura 5.- Idoneidad de *Salminus brasiliensis* para: A) Junio (Izquierda) y B) Septiembre (Derecha)

En relación a la evaluación de eventos de caudales extraordinarios, la respuesta del dorado fue diferente dependiendo de si el caudal que estaba siendo evaluado era alto o bajo. Para el evento de bajantes (Q=9.777 m<sup>3</sup>/s) la respuesta del individuo fue buena, mostrando que estos caudales no afectan su capacidad de uso del hábitat (Fig. 6A).

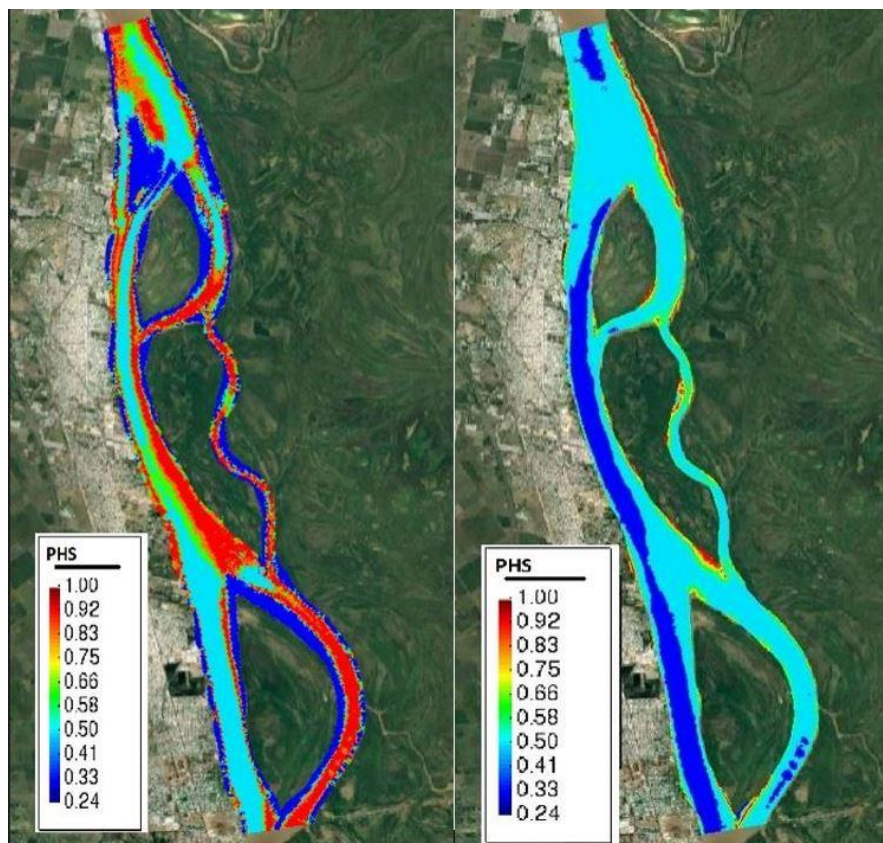


Figura 6.- Idoneidad de *Salminus brasiliensis* para: A) Bajante extraordinaria 2018 (Izquierda) y B) Crecida extraordinaria 2016 (Derecha)

Por el contrario, los eventos de crecidas ( $Q= 40.000 \text{ m}^3/\text{s}$ ) arrojaron una muy baja capacidad del individuo para desarrollarse bajo dichas condiciones, reflejada en un IHF muy bajo (Fig. 6B).

### Conclusiones/Discusión:

En el presente trabajo se realizó la comparación entre los softwares para la simulación hidrodinámica bidimensional y biológica IberHabitat y Telemac2D. Se comprobó que el Telemac2D permite una modelación más detallada y estable a nivel hidráulico, que se traslada a una representación más precisa de los aspectos hidrodinámicos.

Los resultados obtenidos en la evaluación de la IHF para el “dorado” muestran una buena respuesta a caudales medios, con un uso del hábitat enfocado en zonas costeras y cauces secundarios, encontrando el cauce principal de la zona modelada un valor de IHF de 0.5, en el límite de la línea de tolerancia para determinar zonas óptimas en los estudios de caudales ecológicos.

Los eventos extraordinarios arrojaron diferentes respuestas, siendo el evento limitante el de crecida, donde los resultados arrojaron un muy bajo IHF. Esto impacta en el ciclo de vida de la especie, que requiere migraciones hacia aguas arriba durante la época de reproducción, por lo que, en condiciones de crecidas, el “dorado” se vería muy limitado en sus desplazamientos.

El río Paraná se caracteriza por presentar una gran diversidad de hábitats en su curso principal y cauces tributarios, en los cuales los peces pueden encontrar áreas de refugio, reproducción y cría, por lo que probablemente el “dorado” utilice estos cauces y zonas durante las crecidas, aunque se desconoce aún si ello impacta en su ciclo de vida.



Murchie et al. (2008) recopilaron los trabajos publicados entre 1970 al 2006 relacionados a los efectos de la regulación de un río sobre los peces y su hábitat, y citaron, entre éstos, la disminución en abundancia y diversidad, los desplazamientos de especies sensibles y dominancia de especies tolerantes a las regulaciones en caudal, y alteraciones en los patrones de migración.

Esto resalta la importancia de la zona de estudio, ya que a pesar de que el concepto de caudal ecológico se desarrolla en principio para regular la actividad de las distintas presas que hacen un uso del río con diversos propósitos (desde regadío, evitar inundaciones aguas abajo de la represa y la generación de energía mecánica y eléctrica), la condición “natural” en la que se encuentra esta zona del río en comparación con las zonas más altas, permite generar información de base del individuo que servirá como punto de referencia en caso de futuros proyectos de aprovechamiento del río por parte del ser humano.

En Argentina, los estudios de caudales ecológicos con un enfoque ecohidráulico son recientes, y es poco lo que se sabe en relación a las preferencias de hábitats para la mayoría de las especies autóctonas, por lo que se hace necesaria la implementación de proyectos de investigación para poder seguir desarrollando y avanzando con el entendimiento y correcta utilización de esta metodología.

La conservación de peces en Sudamérica es un tema de creciente importancia. La biodiversidad ictícola, al igual que la de otros grupos de plantas y animales, se encuentra lejos de conocerse por completo. En Argentina, la mayoría de los ríos presentan una diversidad mayor a 30 especies, lo que dificulta el establecimiento de modelos para todas ellas y el uso simultáneo de las mismas en una aplicación. Por lo tanto, resulta importante lograr un conocimiento de la biología de las especies, suficiente para determinar especies representativas (o «paraguas») o gremios funcionales de especies.

Finalmente, desde la perspectiva hidráulica, la simulación de los factores abióticos que definen el hábitat fluvial representa un gran desafío, debido a la precisión requerida para generar resultados confiables a escala de microhábitat en los estudios de restauración fluvial y de comportamiento de la fauna acuática (Diez Hernández, 2006), destacando la importancia de la implementación en este trabajo del software Telemac2D para la simulación de hábitat, que representa una nueva herramienta para la evaluación de la calidad del hábitat físico en ríos, avanzando en el objetivo principal de establecer una metodología de trabajo que nos permita definir un régimen de Caudal Ecológico para los ríos de la Argentina, como uno de los puntos focales en la conservación de nuestra fauna acuática y los procesos ecológicos en los que toma parte.

## BIBLIOGRAFIA

- Abrial, E.; Lorenzón, R.E.; Rabuffetti, A.P.; Blettler, M. & L.A. Espínola.** (2021). “Hydroecological implication of long-term flow variations in the middle Paraná river floodplain”, *Journal of Hydrology* 603.
- Agostinho, A.A.; Pelicice, F.M. & Gomes, L.C.** (2008). “Dams and the fish fauna of the Neotropical region: impacts and management related to diversity and fisheries”, *Brazilian Journal Of Zoology*, 68(4, Suppl.): 1119-1132.
- Aguilera, G. & M. Pouilly.** (2012). “Caudal ecológico: definiciones, metodologías y adaptación a la región andina”, *Acta zoológica lilloana* 56 (1-2): 15–30.
- Bedogni, D.; Pagot, M.; Cossavella, A.; Monarde, F.; Hillman, G. & Rodriguez, A.** (2012). “Determinación del caudal ecológico para el Río Tercero (Ctalamochita), provincia de Córdoba, Argentina”. *XXV Congreso Latinoamericano de Hidráulica San Jose, Costa Rica*. 19 pags.
- Carolsfeld, J., Harvey, B., Ross, C., & Baer, A.** (2003). “Migratory fishes of South America”. *Victoria, BC, Canada: World Fisheries Trust*. 372p.



**Diez Hernández, J.M & Burbano, L.** (2006): “Técnicas avanzadas para la evaluación de caudales ecológicos en el ordenamiento sostenible de cuencas hidrográficas”, *Revista Ingeniería e Investigación*, Vol 26. N° 1, pp. 58-68.

**Drago, E.C.; de Drago, I.E.; Oliveros, O.B. & A.R Paira.** (2003). “Aquatic habitats, fish and invertebrates assemblages of the Middle Parana River”, *Amazoniana*, XVII ¾: 291-341.

**Fracalossi, D. M., Zaniboni Filho, E., & Meurer, S.** (2002). “No rastro das espécies nativas (In the wake of the native species)”. *Pan. Aquicult.*, 12, 43–49.

**Murchie, K. J., Hair, K. P. E., Pullen, C. E., Redpath, T. D., Stephens, H. R. y Cooke, S. J.** (2008). Fish response to modified flow regimes in regulated rivers: research methods, effects and opportunities. *River research and applications*, 24: 197-217.

**Sanz-Ramos, M; Bladè Castellet, E; Palau Ibars, A; Querol, D.V & Ramos Fuertes, A.** (2019): “IberHabitat: evaluación de la Idoneidad del Hábitat Físico y del Hábitat Potencial Útil para peces. Aplicación en el rio Eume”, *Ribagua*, 10 pp.

# ANÁLISIS HIDROLÓGICO, MODELACIÓN HIDRÁULICA Y EVALUACIÓN DE OBRAS DE CONTROL EN UN CAUCE DE MONTAÑA DEL NOROESTE ARGENTINO

Borsellino, Lucio<sup>1</sup>; Borsellino, Marcelo<sup>1,2</sup>; Sosa, Alfredo<sup>2</sup>;  
Prieto Villarroya, Jorge<sup>1,2</sup>; Farias, Hector Daniel<sup>1</sup>.

(1) Instituto de Recursos Hídricos, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnologías Universidad nacional de Santiago del Estero. IRHi FCEyT\_UNSE, Argentina (2) Comisión Regional del Río Bermejo COREBE. Argentina irhi.fceyt.unse@gmail.com

## Introducción

La Quebrada de La Cancha en un cauce torrencial que atraviesa la Ciudad de Humahuaca en la Provincia de Jujuy (Argentina). Este curso, de un régimen hidrológico marcadamente estacional, genera trastornos recurrentes en una importante zona poblada. Por este motivo, se realizaron investigaciones y estudios para poder reunir elementos que contribuyan a concretar acciones tendientes a mitigar los problemas ocasionados por las crecidas y procesos aluvionales que afectan a su área de influencia.

Los alcances del trabajo realizado son los siguientes:

Revisión de los Caudales generados por la escorrentía de eventos de precipitación asociados a Tiempos de Recurrencia de 10, 25 y 50 años.

- Verificación de la geometría y el estado de las obras hidráulicas destinadas a conducir los distintos caudales. Aplicabilidad de cartografía procedente de un vuelo con VANT.

- Análisis de la calidad de los datos topográficos relevados para el trabajo, y su corrección.

- Revisión de los puntos de acumulación de agua durante las crecidas. Detección del causante y propuestas para su solución.

- Estudio del transporte de sedimentos durante y después de las crecidas.

## Objetivos

- Analizar la calidad de los datos topográficos relevados mediante un vuelo de un VANT (vehículo aéreo no tripulado) y valorar su aplicabilidad como base de un modelo numérico hidrodinámico.

- Obtención de información geográfica de las cuencas de aporte a partir de los datos de Modelos Digitales de Elevaciones mediante el uso de Sistemas de Información Geográfica SIG

- Confección de curvas IDF mediante el ajuste de datos de lluvia y su implementación en un modelo hidrológico semidistribuido.

- Realizar un diagnóstico actual del funcionamiento y del estado de Quebrada hasta el Río Grande mismo a través de relevamientos topográficos y modelación numérica.

- Caracterizar el régimen sedimentario de la Quebrada de La Cancha y determinar su capacidad de transporte de sedimentos.

## Metodología

Para llevar a cabo las tareas mencionadas anteriormente, se realizaron levantamientos topográficos con el fin de determinar altimetría y puntos de interés en la obra a analizar. Una vez obtenidos estos datos, fueron volcados en un software de tipo SIG y con los mismos se calcularon dimensiones y características morfométricas de las cuencas de aporte. Todos estos datos fueron necesarios para determinar el tiempo de concentración de las unidades hidrográficas para el análisis hidrológico. Para este fin se utilizó la ecuación de Kirpich.

$$t_c = 0.0078 L^{0.77} S^{0.385}$$

donde:

L: Longitud del cauce

S: Pendiente media de la cuenca

También se realizó una búsqueda de datos históricos de precipitaciones de la zona para la generación de curvas IDF. La estación más cercana de la que se pudo obtener datos fue la estación de La Posta de Aparzo, que cuenta con una serie de lluvias diarias medidas desde el año 1971 hasta el 2013 incluido. A partir de estos datos se realizó una estimación los valores máximos en 24 hs. para los períodos de retorno requeridos por DNV (Dirección Nacional de Vialidad), ajustando los puntos a modelos de distribución Log Normal 3, Log Pearson 3, GEV (General Extreme Value) y Pearson 3.

Conocidos los valores máximos de las lluvias diarias para los diferentes períodos de retorno se procedió a desagregar las lluvias en base al método de Bell. La ecuación se muestra a continuación:  $P_t^T = (0.21 \ln T + 0.52)(0.54 t^{0.25} - 0.5)P_{60}^{10}$

donde:

t : duración en minutos

T: Período de Retorno en años

$P_t^T$ : Precipitación caída en t minutos con el período de retorno T

$P_{60}^{10}$ : Precipitación caída en 60 min con periodo de retorno de 10 años.

Efectuada la desagregación temporal para los diferentes períodos de retorno, se ajustaron las nubes de puntos a una ecuación tipo Sherman de 4 parámetros:  $I = a T R^d / (t_r + b)^c$

Ya con los valores de Intensidad calculados se generaron los Hietogramas de tormenta para Tiempos de recurrencia de 10, 25, y 50 años, utilizando el método de bloque alterno. En este caso se utilizaron tiempos de duración de 30 min para las cuencas 1 y 2, con pasos de 10 min por ser mayores y duración de 30 min. con pasos de 5 min. las cuencas 3, 4 y 5 para pasos de tiempo de 5 min. para las cuencas

Los hietogramas fueron cargados en el Software de modelación hidrológica HEC-HMS (USACE, 2021), junto con las características de las cuencas para que este genere los hidrogramas de salida de las cuencas.

Para la modelación hidráulica se utilizó el Software HEC-RAS (USACE, 2021). En este se introdujo la información obtenida del estudio topográfico, con las características geométricas del canal y de las estructuras que lo atraviesan. Con estos datos cargados, se usaron los resultados obtenidos de la modelación hidrológica, se observaron los resultados del funcionamiento del canal en su estado actual, y se analizaron las posibles modificaciones para su optimización (DPPJ, 2014).

## Resultados

Las características de las cuencas obtenidas (Fig.1) sobre los datos de topografía se muestran a en la Tabla 1.

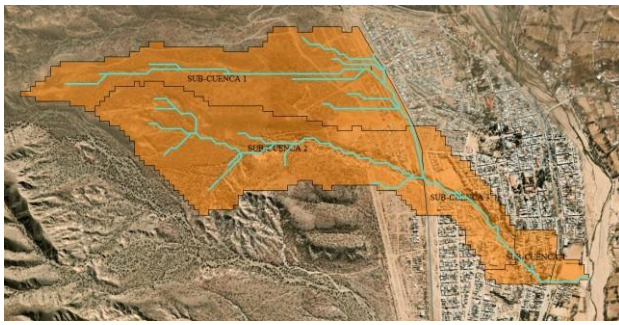


Figura 1. Cuencas de aporte y red de drenaje

Cuenca	Area	Perim	Cota Min	Cota Max	Long	Dz	S
	[Ha]	[m]	[msnm]	[m]	[m]	[m]	[m/m]
1	72.6	6197	2978	3093	2480	115	0.046
2	81.3	5972	2972	3062	1950	90	0.046
3	22.9	2769	2952	2972	588	20	0.034
4	8.72	1428	2943	2952	320	9	0.028
5	2.65	735	2938	2943	245	5	0.020

Tabla 1. Características morfométricas de las cuencas

Se observa que las cuencas 1 y 2 exhiben un tamaño considerablemente mayor que las restantes. Los tiempos de concentración para cada unidad resultaron:

Cuenca	Cota Min	Cota Max	Long	Dz	S	Tc
	[msnm]	[m]	[m]	[m]	[m/m]	[min]
1	2978	3093	2480	115	0.046	28.7
2	2972	3062	1950	90	0.046	27.9
3	2952	2972	588	20	0.034	10.2
4	2943	2952	320	9	0.028	5.8
5	2938	2943	245	5	0.020	7.4

Tabla 2. Tiempos de concentración para las cuencas

En el ajuste de los datos de lluvia, se observó que la serie de datos se ajusta de buena manera a un modelo de distribución del tipo Log Normal 3.

Conocido el modelo que define mejor la serie de datos, se calcularon las lluvias máximas para un período de 24 hs. correspondiente a cada período de retorno.

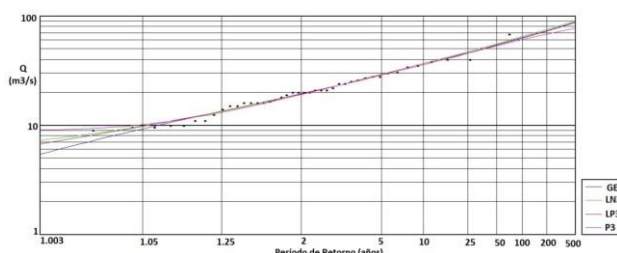


Figura 2. Gráfico de ajuste de serie de datos

Tr	PM
[años]	[mm]
10	36.53
25	47.16
50	65.14

Tabla 2. Valor de lluvias máximas diarias según ajuste LN3

Los caudales que se generarían en las cuencas, para las lluvias tenidas en cuenta:

Tr	Q
[años]	[m3]
10	5.0
25	6.7
50	8.0

Tabla 3. Caudales máximos

Con estos caudales se corrió el modelo planteado en HEC-RAS y se generó un mapa de profundidades del mismo y las zonas alledañas para cada período de retorno:



Figura 3. Mapa de profundidades del canal (Tr = 50 años)

## Conclusiones

Con las simulaciones hidrológicas de la cuenca y las modelaciones hidráulicas del cauce se pudieron analizar patrones de comportamiento que permitieron decidir las acciones ingenieriles a aplicar para acometer las soluciones de los problemas aluvionales de esta quebrada.

Se observa la necesidad de readecuar el cauce de la Quebrada en aquellos sitios considerados vulnerables desde el punto de vista hidráulico, a la vez de proteger las márgenes generando un canal estable a lo largo de toda la traza analizada.

En virtud de las características del cauce a intervenir y la disponibilidad de materiales en la zona, se propone la ejecución de obras flexibles compuestas por gaviones para la defensa de las márgenes y encauzamiento de la Quebrada, los cuales deberán ser complementados con relleno de material compactado en los espaldones.

## Referencias

- USACE – Hydrologic Engineering Center (2021) *HEC-HMS 4.8 User's Manual*, Vicksburg, MS, USA.
- USACE – Hydrologic Engineering Center (2021) *HEC-RAS 5.0 Users Manual*, Vicksburg, MS, USA.
- Dirección de Planificación de la Provincia de Jujuy (2014) “Plan Estratégico Territorial de La Puna”, Jujuy, Argentina.



# FLUXO DE SEDIMENTOS EM SUSPENSÃO NO ALTO RIO NEGRO, ESTAÇÃO FLUVIOMÉTRICA CUCUÍ.

Fábio Leite Dias, Itani Sampaio de Oliveira, Gabriellen Yasmine de Oliveira Pedreno, Guilherme Cabral Costa, Nailde Martins Andrade, Joecila Santos da Silva

<sup>1</sup> Universidade do Estado do Amazonas, <sup>2</sup> Serviço Geológico do Brasil, <sup>3</sup> Universidade do Estado do Amazonas, <sup>4</sup> Serviço Geológico do Brasil, <sup>5</sup> Serviço Geológico do Brasil, <sup>6</sup> Universidade do Estado do Amazonas – Brasil.  
 fld.mgr21@uea.edu.br, itani.oliveira@cprm.gov.br,  
 gydop.mgr21@uea.edu.br, guilherme.costa@cprm.gov.br, nailde.andrade@cprm.gov.br, jsdsilva@uea.edu.br

## Introdução

A bacia do Rio Negro localiza-se entre as latitudes 3°14'S/5°8'N e longitudes 72°57'W/58°16'W, possui uma área de 712.000 km<sup>2</sup>, se estende por parte do Brasil, Colômbia, Guiana e Venezuela, com mais de 80% sobre o território brasileiro, sendo que sua parte superior atravessa as planícies da Colômbia e o escudo das Guianas. Recebe o nome de Rio Negro a partir da confluência entre os rios Guainía e Casiquiare. No Brasil, esta bacia envolve os estados do Amazonas e Roraima (Marinho, 2019). As primeiras estimativas da Concentração de Sedimentos Suspensos (CSS) no Rio Negro foram apresentadas por Meade *et al.* (1979) e Leenher e Santos (1980). Estes autores indicam um valor próximo de 5 mg l<sup>-1</sup> de CSS durante o período de enchente e cheia. Na região de confluência entre os Rios Negro e Branco, Moreira-Turcq *et al.* (2003) estimaram a CSS no período de cheia em 12 mg l<sup>-1</sup> no Rio Negro a montante do Rio Branco. Para o Rio Branco, montante de sua foz, a concentração de material suspenso estimada por esses autores no período de vazante foi de 31 mg l<sup>-1</sup>. No alto Rio Negro a descarga sólida varia da ordem de 1 Mt.ano à 4 Mt.ano na Estação Hidrometeorológica de Cucuí, região conhecida como “cabeça do cachorro”, à noroeste do estado do Amazonas (Figura 1), comunidade localizada nessa região. Entre os afluentes da margem direita, destaca-se a contribuição do Rio Içana com 0,3 Mt.ano e o Rio Uaupés com 0,7 Mt.ano.

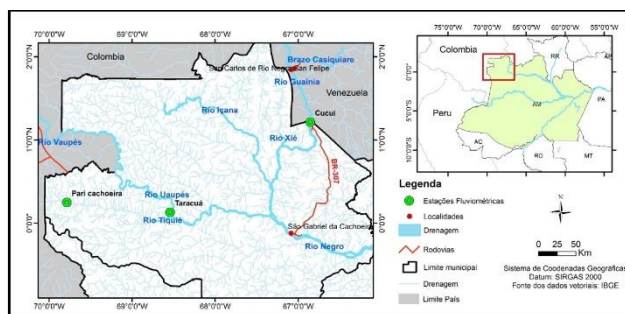


Figura 1.-Localização-Estação Fluviométrica –Cucuí-Alto Rio Negro

Os tipos de águas dos rios na Amazônia podem ser classificados em função de suas características físicas e químicas com base em sua cor (Sioli, 1984). Rios de águas brancas possuem grande quantidade de sedimentos de origem andina, são ricos em nutrientes e contêm razoável quantidade de material orgânico dissolvido; enquanto que os rios de águas claras têm origem em escudos cratônicos e apresentam pouca concentração de material suspenso, porém com certo nível de matéria orgânica dissolvida; já os rios de águas pretas, possuem baixa produtividade biológica e pouca concentração de material suspenso, são pobres em nutrientes e fortemente ácidos devido a grande quantidade de material orgânico de origem vegetal presente na fração coloidal, que dá origem a cor escura (Martinez *et al.*, 2015).

Em relação às principais fontes de sedimentos para os rios da bacia Amazônica, podemos destacar os materiais oriundos das montanhas dos Andes, do escudo Brasileiro e do escudo das Guianas (Filizola e Guyot, 2009).

O fluxo de material em suspensão, assim como o fluxo hídrico superficial constituem ferramentas básicas para avaliação dos mais diversos parâmetros geoquímicos. O rio Negro contribui com 11% da área da bacia, 14% da descarga líquida, mas apenas 1,2% da descarga sólida (Filizola, 1999).

Dessa forma, o estudo tem como objetivo quantificar a descarga anual média de sedimentos a fim de caracterizar o regime hidrossedimentar da região.

## Metodologia

A produção anual média de sedimentos foi estimada através da análise estatística da série histórica disponibilizada pela Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (2022), obtida pelo somatório da produção mensal da concentração de sedimentos com auxílio do software Hidro 1.4, no período compreendido entre 1985 e 2019 da Estação Fluviométrica de Cucuí nº 14110000 (Figura 2), onde foi verificada a média da CSS mensal.



Figura 2.- Estação Fluviométrica Nº 14110000-ANA-CUCUÍ

Dessa forma, através da média das vazões (Q), valor obtido através da média da série histórica de cada mês disponibilizada pela ANA no período compreendido entre 1985 e 2019, a análise foi realizada com auxílio do software Hidro 1.4; e assim, foi estimada a produção anual mês a mês de sedimentos na região do alto Rio Negro, usando a metodologia do antigo DNAEE:

$$QS = CSS \cdot Q \cdot 0,0864 \cdot n^{\circ} \text{ de dias mês} \quad [1]$$

Onde:

$$QS = \text{Descarga sólida (ton.mês}^{-1}\text{)}$$

CSS: Concentração de sedimentos em suspensão (Mg.l<sup>-1</sup>)

$$Q = \text{Vazão (m}^3 \text{s}^{-1}\text{)}$$

0,0864: Fator de conversão para obtenção dos valores em t.dia<sup>-1</sup>

Como metodologia complementar foi analisado o gráfico da média de CSS, onde foi comparado dados de vazão média *versus* média da produção de sedimentos, cujos dados são disponibilizados pela ANA, conforme observado na Figura 3.

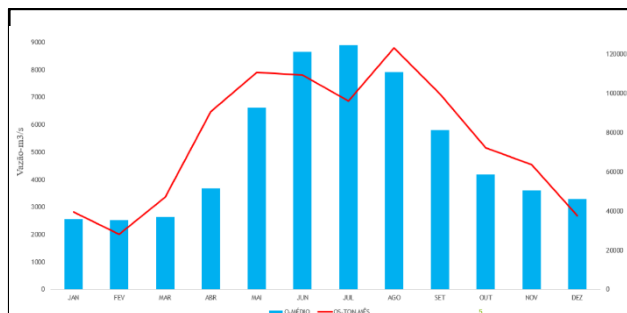


Figura 3.- Produção anual média de sedimentos x vazão média, série histórica no período 1985-2019-ANA

## Resultados

A produção anual média de MES (Material Em Suspensão) foi obtida pelo somatório das produções médias mensais através da análise estatística da série histórica no período compreendido entre 1985 e 2019 da Agência Nacional de Água e Saneamento, por sua vez, obtidas das médias dos dados de todos os meses existentes.

Os resultados encontrados são apresentados na Tabela 1, com a produção de sedimentos estimada mensalmente, onde observa-se um CSS (Concentração de Sedimentos em Suspensão) com valor máximo no mês de abril de  $9,48 \text{ mg l}^{-1}$  e mínimas de  $4,03 \text{ mg l}^{-1}$  no mês de julho.

Tabela 1.- Produção média de sedimentos - Cucuí

ITEM [mês]	CSS-Média [Mg/l]	Q-Médio [m³/s]	QS [Ton.mês]
Jan	5,77	2.634,0	40.706,81
Fev	4,46	2.492,0	27.848,04
Mar	6,65	2.644,0	47.093,24
Abr	9,48	3.713,0	91.236,43
Mai	6,45	6.686,0	111.779,22
Jun	4,88	8.783,0	111.095,82
Jul	4,03	9.165,0	98.926,57
Ago	5,81	7.937,0	123.511,66
Set	6,61	5.696,0	97.590,25
Out	6,66	4.168,0	71.951,02
Nov	6,82	3.580,0	63.285,24
Dez	4,27	3.338,0	38.175,93
		<b>Total [T]</b>	<b>923.200,23</b>

## Conclusões

O fluxo de sedimentos médio, considerando a série histórica no período compreendido entre 1985 e 2019, gerados na Estação Fluviométrica de Cucuí no Alto Rio Negro foi de 923.200,23 tonelada/ano, caracterizando um regime de concentração de sedimentos condizente com o esperado para rios de águas pretas, que possuem baixa produtividade biológica e pouca concentração de material em suspensão (Sioli,1984)

Com a quantificação anual média da produção de sedimentos da Estação Hidrometeorológica de Cucuí, recomenda-se estudos mais detalhados com enfoque na interpretação a partir da quantificação da descarga anual média de sedimentos, levando em conta a interferência de fatores externos (índice pluviométrico, ação antrópica, entre outros), uma vez que o pico de MES não coincide com o pico da vazão que geralmente ocorre em julho

## Agradecimentos

Os autores agradecem a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES - Código de financiamento 001, ao Programa de Mestrado Profissional em Rede Nacional em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos – ProfÁgua, projeto CAPES/ ANA AUXPE nº 2717/2015, à Agência Nacional de Água e Saneamento Básico (ANA) e ao Serviço Geológico do Brasil pela cessão de dados distribuídos gratuitamente, bem como à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Amazonas (FAPEAM) pelo apoio financeiro em forma de bolsa, disponibilizada a autora Gabriellen Yasmine de Oliveira Pedreno

## Referências

- AGÊNCIA NACIONAL DAS ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). (2022). Metadados da Sub-bacia 14 Negro. Disponível em: <<https://metadados.snirh.gov.br>. Acesso em: 24 de março de 2022.
- Marinho, R. R. (2019). Integração de dados de campo e sensoriamento remoto no estudo do fluxo de água e matéria no arquipélago de Anavilhanas. Tese (Doutorado- Programa de Pós-Graduação em clima e ambiente) – Coordenação do Programa de Pós-Graduação - INPA.
- Filizola, N.; Guyot, J.L. (2009). Suspended sediment yields in the Amazon basin: an assessment using the Brazilian national data set. Hydrological Processes 23: 3207–3215.
- Meade, R.; Nordin, C.F.; Curtis, W.; Rodrigues, F.C.; Vale, C.M. V.; Edmond, J.M. (1979). Transporte de sedimentos no rio Amazonas. Acta Amazônica 9: 543–54
- Leenherr, J.A.; Santos, H. (1980). Considerações sobre os processos de sedimentação na água preta ácida do rio Negro (Amazônia Central). Acta Amazônica 10: 343–355.
- Moreira-Turcq, P.; Seyler, P.; Guyot, J.L.; Etcheber, H. (2003). Exportation of organic carbon from the Amazon River and its main tributaries. Hydrological Processes 17: 1329–1344
- Sioli, H. (1984). The Amazon and its main affluents: Hydrography, morphology of the river courses, and river types. In: Sioli, H. (Ed.), Amazon Limnology and Landscape Ecology
- Martinez, J. M.; Espinoza-Villar, R.; Armijos, E.; Silva Moreira, L. (2015). The optical properties of river and floodplain waters in the Amazon River Basin: Implications for satellite-based measurements of suspended particulate matter. Journal of Geophysical
- Filizola, J.N.P (1999). O Fluxo de Sedimentos em suspensão nos rios da Amazônia Brasileira, Brasília, DF: ANNEL

## A SERIOUS GAME APPROACH FOR DAM FAILURE FLOOD RISK ASSESMENT USING A HYDRODYNAMIC MODEL

1<sup>st</sup>. Marcus Nóbrega Gomes Júnior<sup>a,b</sup>, 2<sup>nd</sup>. Luis Miguel Castillo Rápalo<sup>c</sup>, and 3<sup>rd</sup>. Eduardo Mario Mendiondo<sup>d</sup>

<sup>a</sup> Department of Hydraulic Engineering and Sanitation, University of São Paulo, São Carlos School of Engineering, Av. Trab São Carlense, 400 - Centro, São Carlos - SP, 15 13566-590 (marcusnobrega.engcivil@gmail.com)

<sup>b</sup> School of Civil & Environmental Engineering, and Construction Management, The University of Texas at San Antonio, One UTSA Circle, BSE 1.310, TX 78249 (marcus.gomesjunior@gmail.com)

<sup>c</sup> Department of Hydraulic Engineering and Sanitation, University of São Paulo, São Carlos School of Engineering, Av. Trab. São Carlense, 400 - Centro, São Carlos - SP, 15 13566-590 (luis.castillo@usp.br)

<sup>d</sup> Department of Hydraulic Engineering and Sanitation, University of São Paulo, São Carlos School of Engineering, Av. Trab. São Carlense, 400 - Centro, São Carlos - SP, 15 13566-590 (emm@sc.usp.br)

### ABSTRACT

Dam failure is one of the most catastrophic engineering failures. Rapid adaptation to events of this type can be crucial to avoid problems on a larger scale. In this article, a *serious-game* model was developed based on the solution of a one-dimensional hydrodynamic model. The focus of the game is to assess the perception of the impact of dam failure by collecting information before and after the game and presenting the simulation results to users. Preliminary results present the impact of dam failure for several randomly chosen dams in Brazil, including flood wave arrival time, maximum blade and maximum velocity. Future work will collect socio-hydrological data relating the comparison between simulation results and results expected by each user before the simulation.

**KEYWORDS:** Dam Failure Modeling, Risk perception, Hydrodynamic Modeling

### RESUMO

O rompimento de barragens é uma das falhas de engenharia mais catastróficas. A rápida adaptação a eventos desse tipo pode ser crucial para evitar problemas em escala maior. Nesse artigo, um modelo de *serious-game* foi desenvolvido baseando-se na solução de um modelo hidrodinâmico unidimensional. O foco do jogo é avaliar a percepção do impacto do rompimento de barragens através da coleta de informações antes e após o jogo e apresentação dos resultados da simulação aos usuários. Resultados preliminares apresentam o impacto do rompimento de barragens para diversas barragens escolhidas aleatoriamente no Brasil, incluindo o tempo de chegada da onda de cheia, máxima lâmina e máxima velocidade. Trabalhos futuros coletarão dados socio-hidrológicos relacionando a comparação entre resultados de simulação e resultados esperados por cada usuário antes da simulação.

**PALAVRAS CHAVE:** Modelagem de rompimento de barragens, Percepção de risco, Modelagem Hidrodinâmica.



## INTRODUCTION

Dam breaching is one of the most catastrophic structure failures. More than 200 notable dam failures occurred within 2000 and 2009. The failure causes vary worldwide. Internal erosion (piping), spillway design error, poor maintenance in outlet pipes, extreme inflow, wrong operation, and geological instability are few of the most common causes. Fatalities are also common in dam failures. Recently (2019), in Brumadinho – Brazil, more than 270 people died due to the rapid tailings flood wave propagation to downstream, causing extraordinary damages to vulnerable community, as well as to the whole ecosystem of the region (PEREIRA et al, 2019).

In Brazil, more than a million people live nearby dams (i.e., within 1 km distance) classified as high risk. This number might be an indication of people’s perception of risk. Risk perception, however, changes over time with the time-varying role of memory and learning (BIRKHOLZ et. al., 2014) This is particularly important to keep in mind in order to reduce vulnerability and ultimately reduce life threat in these outstanding events.

In this context, a relatively novel approach for risk learning and identification is the use of ludic, but *serious games* (GORDON & YIANNAKOULIAS, 2020). In the particular case of dam failures, local community, decision makers, civil defense, and even dam operators could benefit of games comparing people’s perception with model results, almost in real time as an iterative playing section.

## OBJECTIVE

Develop a serious-gaming framework approach for dam failure risk perception using a one-dimensional (1-D) full momentum hydrodynamic model and a designed questionnaire to capture risk perception before and after modeling results assessment.

## MATERIAL AND METHODS

The following methodology briefly describes the full momentum 1-D Saint-Venant equation and its numerical finite-difference solution. Moreover, this section shows the tentative questionnaire framework.

### *1-D Shallow Water Equations*

Derived from Navier-Stokes equation for cases where (2-D) spatial dimension scale is greatly larger than vertical scale, the full-momentum Saint-Venant Equations (SVE) are written from conservation of mass and momentum (SIMÕES et al., 2017). These both equations can be combined in a vector state-space representation, given by:

$$\frac{\partial \mathbf{q}(x, t)}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{f}(x, t)}{\partial t} = \mathbf{s}(x, t) \quad [1]$$

where  $x$  is the space,  $t$  is the time, and vectors  $\mathbf{q}(x, t)$ ,  $\mathbf{f}(x, t)$  and  $\mathbf{s}(x, t)$  are described as follows, neglecting indexes  $x$  and  $t$ :

$$\mathbf{q} = [A, uA]^T \quad [2]$$

$$\mathbf{f} = [uA, (uAu + gA\bar{y})]^T \quad [3]$$

$$\mathbf{s} = [0, (gA(I_o - I_f))]^T \quad [4]$$

where  $A$  is the cross section area,  $u$  is the wave velocity,  $g$  is the gravity acceleration,  $\bar{y}$  is the distance from the water surface to the centroid of the cross-section,  $I_o$  is the bottom slope, and  $I_f$  is the friction

slope, and  $\bar{y}$  is the centroid of the cross-section taken from the surface. Both  $A$  and  $u$  are the main states solved for the longitudinal distance  $x$  and time  $t$ , such that  $A = A(x, t)$  and  $u = u(x, t)$ .

The friction slope could be either derived from Darcy-Weisbach or Manning's friction equations. To this end, however, one have to write functions or algorithms to determine hydraulic properties as flow area, perimeter, hydraulic radius, centroid distance to water surface, and conveyance in terms of water surface depth. The channel length is discretized into finite sub-reach values, represented by  $i$  in Figure 13. Similarly, the time is discretized and is represented by  $t$  in the aforementioned figure. The game is designed in Matlab® 2021a or earlier.

In the actual version, only the geometry shown in Figure 14. is required, as well as the representative roughness coefficients for the reservoir and floodplain. The floodwave is assumed to propagate as a rectangular channel of width ( $B$ ). Slope can also be inputed representing the channel elevation. Moreover, we assume the failure as instantenous, which is the approximately the case for geotechnical failures.

Figure 13 - Problem Schematics where a) represent the watershed and b) the numerical

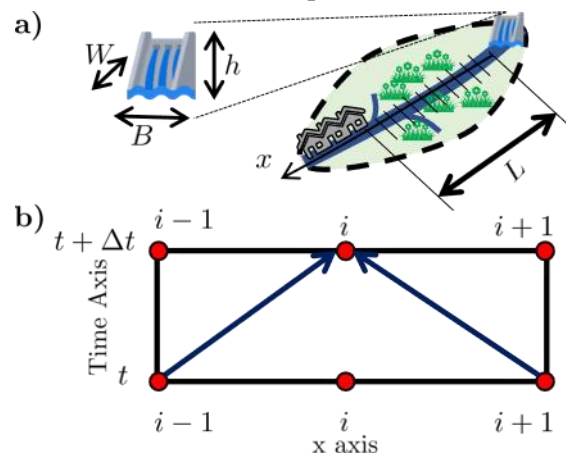


Figure 14 - Problem layout with input data required for the numerical modeling simulation

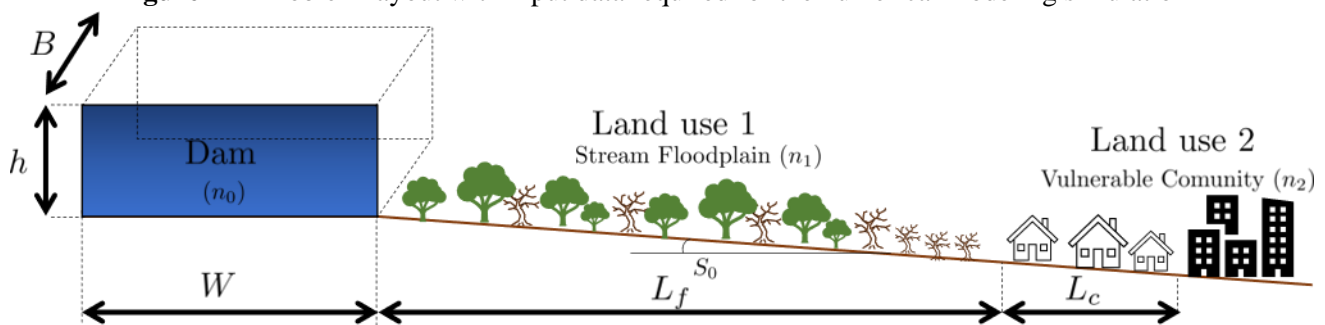
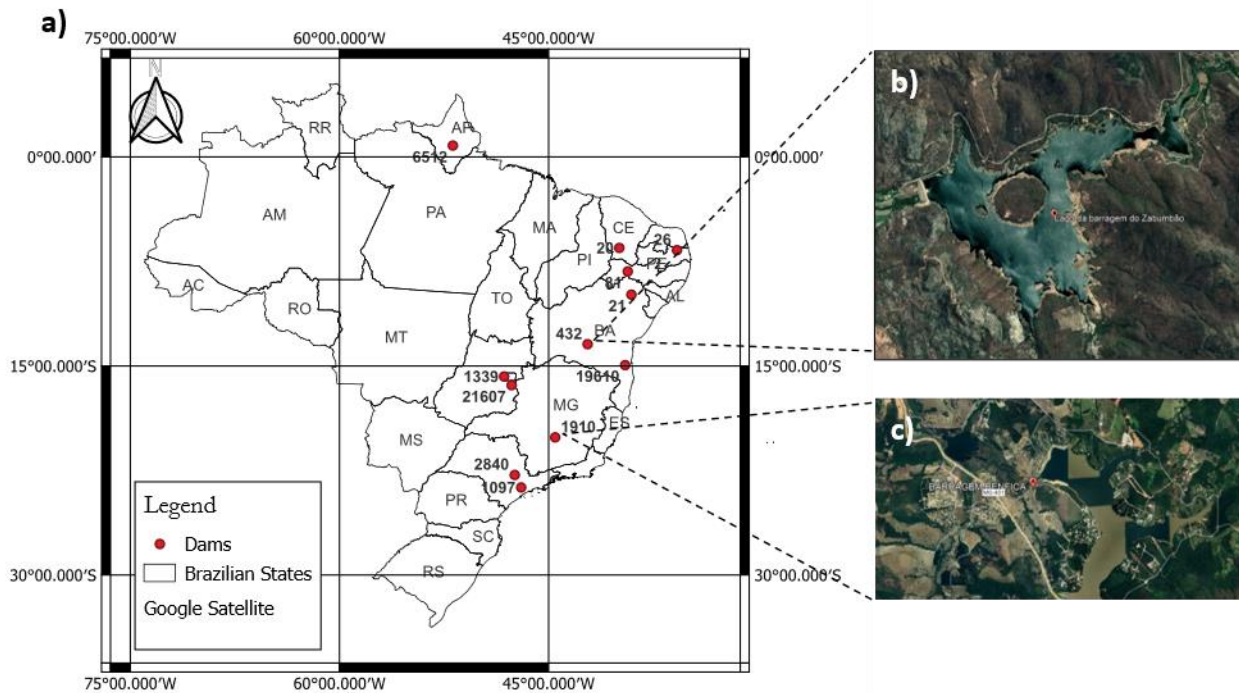


Tabela 1 - Data of each dam following definitions, including its code from SNISB. The bottom slopes were assumed as 1% for all floodplains.

SNISB Code	Nome (Identificador)	$h$ (m)	$B$ (m)	$n_0$	$W$ (m)	$n_1$	$L_f$ (m)	$n_2$	$L_c$ (m)
20	Caldeirões	29.0	296.8	0.020	218	0.150	1,000	0.013	4,320
21	Açude Corobó	33.5	1,320.0	0.020	5,549	0.150	72	0.013	257
26	Açude Cacimba da Várzea	22.3	310.5	0.020	1,336	0.035	1,000	0.013	500
81	Serra do Livramento	25.7	2,944.0	0.030	244	0.015	2,190	0.016	3,370
432	Zabumbão	65.0	365.0	0.020	2,565	0.013	1,171	0.013	4,974

1097	Pedro Beicht	23.0	347.4	0.014	2.151	0.015	3,711	0.013	10,590
1339	Descoberto	32.5	265.0	0.015	9.984	0.035	186	0.013	342
1910	Benfica	17.9	436.0	0.015	2.193	0.035	2,170	0.013	685
2840	São Luiz	10.1	350.0	0.023	592	0.040	489	0.015	3,106
6512	Mario Cruz	28.0	260.0	0.020	2.473	0.035	8,078	0.015	10,348
19610	Itaju da Colônia	7.0	156.0	0.015	276	0.015	3,896	0.013	1,317
21607	Ribeirão Pamplona	18.0	588.0	0.020	1.047	0.025	30	0.025	137



**Figure 15** - Location map of the simulated dams, where a) represent their spatial reference, and b) and c) are zooms of dams 432 and 1910, respectively. Datum WGS 84.

### 1-D Flood risk Assessment Questionnaires

Two set of questions are presented to gaming-users prior and after model results. The questions are described as follows:

#### Prior Model Results

- In case of a dam breaching, how much time a community located at  $L_{ij}$  (meters) of the dam would have to evacuate the area?
- In the same previous case, what is the maximum flood velocity during the event. Does that occurs in the arrival of the flood wave or afterwards?
- What is the expected maximum water surface depth?

The data for the numerical simulation was obtained from *Sistema Nacional de Segurança de Barragens* (SNISB), available at <https://www.snisb.gov.br/>. Undergraduate students of Environmental Engineering at the University of Sao Paulo, São Carlos School of Engineering surveyed the dams identifying all parameters described in **Figure 14** and summarized in **Tabela 1**.

#### After Modeling Results - Tentative

First, the algorithm shows the relative error between guessed arrival time and modeled arrival time, and the relative error of water surface depth. Following that, these questions are posed:



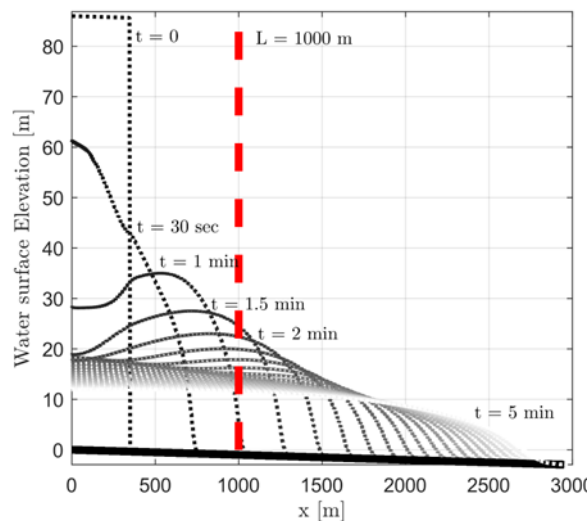
- *In case of a 70% discount in an high level property in this community, would buy the asset and live there?*
- *Assuming you would buy, what types of preparation measures would you do to adapt for a dam failure event? Choose the options below:*
  - a) *Build metal or concrete fences working as front barriers in the perimeter of your house*
  - *b) Use the profit made from the discount to build a stilt (elevated) house to make sure the flood-wave passes though the ground floor avoiding reaching you.*
  - *c) Contract a flood insurance policy to compensate impacts in case the dam fails.*
  - *d) Please, enter your suggestion.*
- *Regarding the model uncertainty, do you believe the results are accurate or, in reality, the values presented by the software are different. If they are different, do you believe the real impacts are larger or smaller than the ones previously modeled?*

## PRELIMINARY RESULTS

### *Brumadinho Dam Failure Results*

Modeling results in the software are exported as .GIF or .AVI files. However, here in this paper, we show results a plot time-series capturing different flood wave profiles over time, as shown in Figure 16. Similar results are presented in real time for game users.

Figure 16 - Preliminary results of Brumadinho dam failure, where the red dashed line represents the vulnerable community.

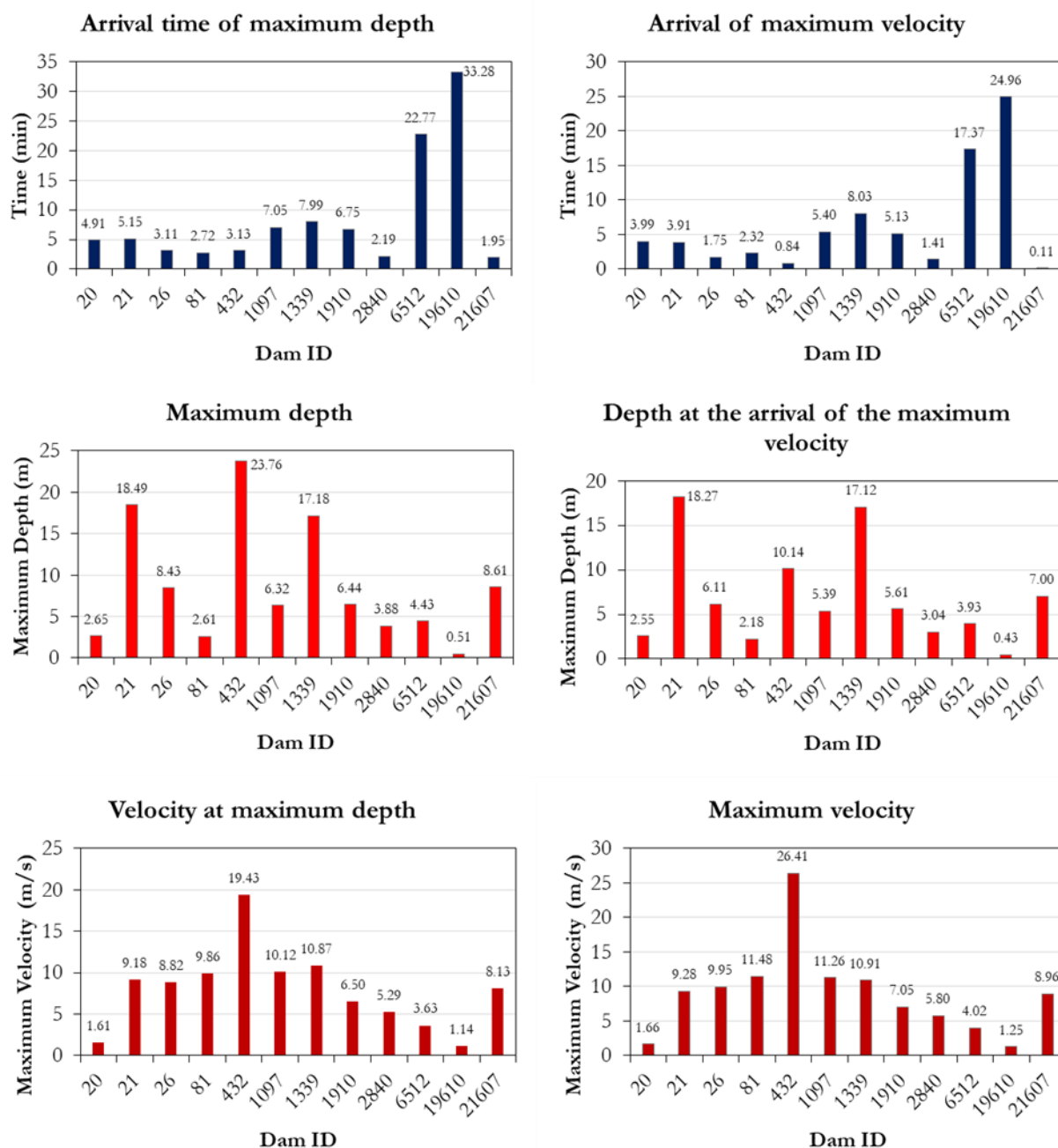


The results of Figure 16 are then visualized by the user. Following that, the questionnaire is applied and the results are saved in the online database. For each dam, we expect to interview at least 5 people and then calculate statistics related to the flood risk perception of the users. In terms of the hydraulic simulation of Brumadinho Dam, the hydraulic behavior of the wave is such that two waves with different directions are formed around 30 sec and 1-min. This effect occurs due to different Manning's roughness coefficients assumed for the dam and for downstream areas.

### *Simulation Results*

Results presented in Figure 17 shows the variability of maximum velocities, depths, and their arrival time. These variables are intend as the most critical variables for the safety of downstream community; therefore, information like the one presented in Figure 17 can give a sense of required

resilience to quickly adapt in a event such as a dam breaching. Maximum water depth varied from approximately 23 m for dam 432 (i.e., 65 m height with  $L_f$  of approximately 1 km) to 0.51 m for dam 19610 (i.e., 6 m height with  $L_f$  of approximately 3,8 km). If we classify the risk proportionally to the product between maximum velocity squared and maximum depth (i.e., drag force), dam 432 would be ranked first. Most of the dams had arrival times before 10 minutes, which shows a common adaptation duration for dams.



**Figure 17** - Results of each dam break simulation, including maximum depths, maximum velocities and arrival time of each maximum value.

## EXPECTED CONCLUSIONS

This study is the first preliminary result of a series of serious-gaming testings in high risk dams in Brazil. We aim to apply the questionnaire and “game” first to scholars, graduate and undergraduate students to consolidate the questions and justify the model assumptions and simplifications. Modeling result parts are already done and for future works we will make the game available for users and collect the questionnaire results.

## ACKNOWLEDGMENTS

The authors thank CAPES for the support. Code, detailed results, GIFs, and .AVI files showing time-varying results can be found at <https://github.com/marcusnobrega-eng>.

## REFERENCES

- Birkholz, S., Muro, M., Jeffrey, P., & Smith, H. M. (2014).** Rethinking the relationship between flood risk perception and flood management. *Science of the Total Environment*, 478, 12-20.
- Gordon, J. N., & Yiannakoulis, N. (2020).** A serious gaming approach to understanding household flood risk mitigation decisions. *Journal of Flood Risk Management*, 13(4), e12648.
- Pereira, L. F., de Barros Cruz, G., & Guimarães, R. M. F. (2019).** Impactos do rompimento da barragem de rejeitos de Brumadinho, Brasil: uma análise baseada nas mudanças de cobertura da terra. *Journal of Environmental Analysis and Progress*, 122-129.
- Simões, A. L. A., Schulz, H. E., & Porto, R. D. M. (2017).** Métodos computacionais em hidráulica.



# ASSESSING THE ROLE OF CROSS-SECTION SHAPE FOR FLOOD ROUTING UNDER COMPOUND FLOOD EVENTS USING A HYDRODYNAMIC MODEL

1<sup>st</sup>. Marcus Nóbrega Gomes Júnior<sup>a,b</sup>, 2<sup>nd</sup>. Marcio Hofheinz Giacomoni<sup>c</sup>, César Ambrogi Ferreira do Lago<sup>b</sup>, and 3<sup>rd</sup>. Eduardo Mario Mendiondo<sup>d</sup>

<sup>a</sup> Department of Hydraulic Engineering and Sanitation, University of São Paulo, São Carlos School of Engineering, Av. Trab São Carlense, 400 - Centro, São Carlos - SP, 15 13566-590, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-8250-8195>, Email: [marcusnobrega@usp.br](mailto:marcusnobrega@usp.br)

<sup>b</sup> School of Civil & Environmental Engineering, and Construction Management, The University of Texas at San Antonio, One UTSA Circle, BSE 1.310, TX 78249, Email: [marcus.gomesjunior@utsa.edu](mailto:marcus.gomesjunior@utsa.edu), [cesar.dolago@utsa.edu](mailto:cesar.dolago@utsa.edu)

<sup>c</sup> School of Civil & Environmental Engineering, and Construction Management, The University of Texas at San Antonio, One UTSA Circle, BSE 1.346, TX 78249, Email: [marcio.giacomoni@utsa.edu](mailto:marcio.giacomoni@utsa.edu)

<sup>d</sup> Department of Hydraulic Engineering and Sanitation, University of São Paulo, São Carlos School of Engineering, Av. Trab. São Carlense, 400 - Centro, São Carlos - SP, 15 13566-590, Email: [emm@sc.usp.br](mailto:emm@sc.usp.br)

## Introduction

Modeling flood wave propagation of storm events combined with tidal effects requires the full momentum equation because advection and local acceleration play essential roles. The so-called one-dimension shallow water equations were first derived by Saint-Venant in 1871 and are a set of partial differential equations applied to solve the conservation of mass and momentum in these cases. One of the design problems with open channels in flat areas is that backwater effects could rapidly occur due to (1) tidal outlet boundary conditions exporting water to the channel upstream and (2) lack of hydraulic gradient at the outfall. Various studies have shown that backwater effects can cause extensive damage to communities and are often neglected by engineers in hydraulic design. In addition, sedimentation of solids can occur if velocities are not controlled and cause channel clogging. For example, in sewer emissaries draining to the ocean, the channel is subject to stormwater runoff flood-wave from upstream while constrained by typical astronomical tides at the outlet, as shown in Ortiz and Garcia (2011) and in Fig. 1. Almost 25% of inhabitants in Brazil live in coastal areas, for example. In this paper, we want to address these modeling issues by testing different scenarios of cross-sections and their efficiency to deal with these hydraulic constraints.

## Objective

Investigate the efficiency of different cross-sections with analytical geometrical functions with the same area and perimeter (i.e., material cost), identifying their role in maintaining sub-critical flows inside of the channel while maintaining lower variations in velocity. We test the model under a pluvial-based inflow hydrograph at channel inlet while constrained by a stage-hydrograph at outlet derived from tidal influence. The tested cross-sections are described as follows:

1. Asymmetric trapezoid with known base ( $b$ ), left, and right slopes ( $Z_1$  and  $Z_2$ ) and height  $h$ .
2. Circular pipe flowing at atmospheric pressure with known diameter  $D$ .
3. Centered paraboloid section with closed-form equation given by  $y_p = ax_p^2$ , where  $y_p$  is the water top elevation and  $x_p$  is half of the top width.

## Methods

### 1-D Shallow Water Equations

We are focused on solving the complete one-dimensional Saint-Venant Equations. These equations are derived from the conservation of mass and momentum by applying Newton's second law in a finite fluid element, such that:

$$\frac{\partial q(x,t)}{\partial x} + \frac{\partial f(x,t)}{\partial t} = s(x,t) \quad [1]$$

where  $x$  is the space,  $t$  is the time, and vectors  $q(x,t)$ ,  $f(x,t)$  and  $s(x,t)$  are described as follows, neglecting indexes  $x$  and  $t$ :

$$q = [A, uA]^T \quad [2]$$

$$f = [uA, (uAu + gA\bar{y})]^T \quad [3]$$

$$s = [0, (gA(I_o - I_f))]^T \quad [4]$$

where  $A$  is the cross section area,  $u$  is the wave velocity,  $g$  is the gravity acceleration,  $\bar{y}$  is the distance from the water surface to the centroid of the cross-section,  $I_o$  is the bottom slope, and  $I_f$  is the friction slope. Both  $A$  and  $u$  are the main states solved for the longitudinal distance  $x$  and time  $t$ , such that  $A = A(x, t)$  and  $u = u(x, t)$ . In the following derivations in this paper, we neglect indexes  $x$  and  $t$  for easier notations.

The friction slope can be calculated using Manning's equation, such that for a given known hydraulic radius  $R_h(y)$ , one can estimate the friction slope by solving:

$$I_f = \frac{n^2 Q |Q|}{R_h^{4/3} A^2} \quad [5]$$

where  $Q$  is the flow discharge given by  $Au$ .

We are required to calculate the absolute value of  $Q$  to model changes in the flow direction. To solve the vectorized set of hyperbolic partial differential equations, we numerically discretize the problem using the Lax-Friedrichs method (LAX, 1954), resulting in the following explicit equation:

$$q_i(t + \Delta t) = \frac{1}{2} (q_{i-1}(t) + q_{i+1}(t)) - \frac{\Delta t}{2\Delta x} (f_{i+1}(t) - f_{i-1}(t)) + \frac{1}{2} (s_{i-1}(t) + s_{i+1}(t)) \quad [6]$$

where  $\Delta x$  and  $\Delta t$  are time and space discretization and  $i$  represents the  $i^{\text{th}}$  section in space.

### Boundary Conditions

Beyond the hydraulic model, one is required to provide at least upstream and downstream boundary conditions. To this end, the upstream hydrograph is simulated with a wave flood hydrograph, given by:

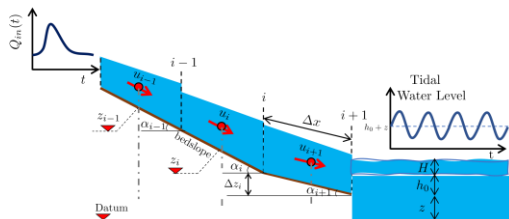
$$Q_{in}(t) = Q_b + (Q_p - Q_b) \left[ \frac{t}{t_p} \exp\left(1 - \frac{t}{t_p}\right) \right]^\beta \quad [7]$$

where  $Q_{in}$  is the inflow hydrograph,  $Q_b$  is the baseflow,  $Q_p$  is the peak flow,  $t_p$  is the peak time and  $\beta$  shapes the hydrograph.

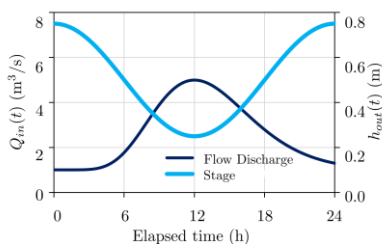
Similarly, the stage-hydrograph at channels' outlet is modeled with a wave equation given by:

$$h_{out}(x_w, t) = h_0 + \frac{H}{2} \cos(kx_w - \sigma t) \quad [8]$$

where  $h_0$  is the mean water level,  $H$  is the wave amplitude,  $k$  is the wave number such that  $k = 2\pi/L_w$ , and  $L_w$  is the wavelength. The parameter  $\sigma$  is the angular frequency such that  $\sigma = 2\pi/T_p$ , where  $T_p$  is the wave period, and  $x_w$  is the wave relative position (DEAN and DALRYMPLE, 2004).



**Figure 1** – Problem schematics with an inflow hydrograph and stage hydrograph, where  $z$  is the elevation, and  $\alpha$  is the channel angle to the horizon. The simulated boundary conditions are presented in the following figure.

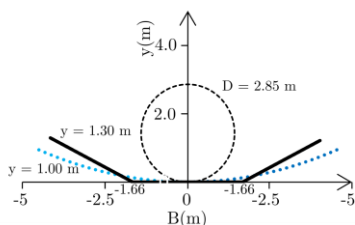


**Figure 2** – Boundary conditions of inlet hydrograph ( $Q_b = 1 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $Q_p = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $\beta = 8.5$ , and  $T_p = 12 \text{ h}$ ) and of outlet water depth ( $H = 0.5 \text{ m}$ ,  $h_0 = 0.5 L_w = 1000 \text{ m}$ ,  $T = 24 \text{ h}$ ,  $h = 0.5 \text{ m}$ ,  $x = L_w/3$ ).

They could represent a sewer emissary during a wet-weather period draining to the ocean. The waves, however, are lagged by 12-hours, so the lowest tidal occurs with the highest inflow peak.

### Cross-Section Parameters

We hypothesize that cross-sections are cost equivalent if their cross-section area and perimeter are equal. Therefore, excavation volumes and material costs will be equal. Although costs can change concerning channel height, we assume that this cost variation is negligible. To this end, to define the parameters of the asymmetric trapezoid, circular, and paraboloid functions, we solve an optimization problem determined by the summation of square area differences and perimeters given by each cross-section equation constrained by minimum and usual maximum values for open channels. Results of this analysis are presented below, where the three shapes have the same area and perimeter.

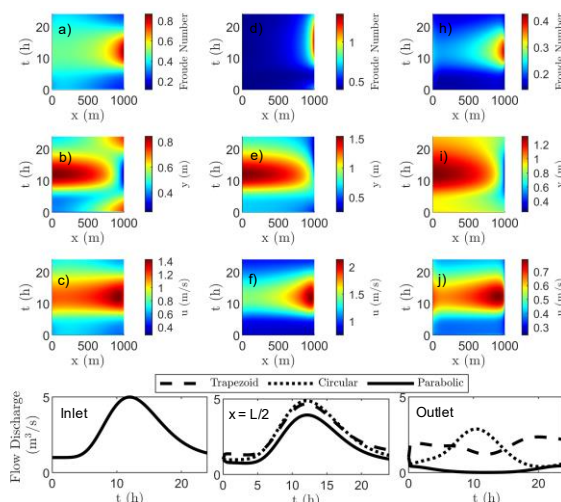


**Figure 3** – Cross-sections of circular ( $D = 2.80 \text{ m}$ , black dashed line), trapezoid ( $b = 3.33 \text{ m}$ ,  $h_t = 1.30 \text{ m}$ ,  $Z_1 = 1.93$ ,  $Z_2 = 1.93$ , solid black line) and paraboloid ( $a = 0.045$  and  $h_p = 1.00 \text{ m}$ , dotted blue line).

The formulae for the wetted area, hydraulic radius, wetted perimeter, and top width were obtained from Simões, Schulz, and Porto (2017). All sections have a perimeter of  $8.97 \text{ m}$  with a respective area of  $6.40 \text{ m}^2$ . In case of failure, we assume that the same closed-form equations expand the cross-section for the trapezoidal and parabolic channels. The 1-D Channel is simulated with  $n = 0.02$ ,  $I_0 = 1/1000 \text{ m/m}$ , with length  $L = 1000 \text{ m}$  discretized into 100 equally spaced segments. Time is discretized in  $0.25 \text{ sec}$ .

## Results and Discussion

The following figure shows surf maps of the mesh-grid of space and time, with  $z$  values of Froude Number ( $Fr$ ), water surface depth, velocity, as well as plots of flow discharge of sub-reaches at  $x(0)$ ,  $x(L/2)$ , and  $x(L)$ . As presented in Fig. 4, we can see that  $Fr$  can reach high values in the arrival of the stormwater runoff peak around  $t = 12 \text{ h}$ .  $Fr$  can vary dramatically in  $x$  and  $t$  for the trapezoid cross-section; nonetheless, no supercritical conditions are found. The parabolic section had the smallest  $Fr$ ; however, the cross-section failed since the maximum water depth was  $1.32 \text{ m}$ , larger than the design of  $1.0 \text{ m}$ . The smoothest and lowest changes in water depth and  $Fr$  was in this cross-section. The circular cross-section was the only one with supercritical flows and had the highest variation in variation in  $y$ . The highest peak flow mitigation was in the parabolic section. This is due to the typical low hydraulic gradients from the upstream channel and the tidal level, ultimately reducing the outlet discharge capacity. In terms of velocity, however, the parabolic section had the lowest, increasing the chances of sedimentation of solids.



**Figure 4** – Simulation results for 24-hours compound flood event (trapezoid (a)-(c), circular (d)-(f), and paraboloid (h)-(j)).

## Conclusions

Modeling 1-D channels with complex boundary conditions can aid the design of complex 1-D channels. From the results, we recommend using trapezoid shapes for the conditions assessed. Furthermore, the developed model is flexible enough to solve 1-D SVE for given geometrical closed-form functions of area and perimeter and can be used to optimize the design of open channels.

## Acknowledgments

The authors thank CAPES for the support. Code, detailed results, GIFs, and .AVI files showing time-varying results can be found at <https://github.com/marcusnobrega-eng>.

## References

- Dean, R. G., & Dalrymple, R. A. (2004). "Coastal processes with engineering applications". *Cambridge University Press*.
- Lax, P. D. (1954). Weak solutions of nonlinear hyperbolic equations and their numerical computation. *Communications on pure and applied mathematics*, 7(1), 159-193.
- Ortiz, J. P., EL SUBTIL, and R. Garcia (2011). "New design of Santos submarine outfall: hydrodynamic modeling simulation at The Santos Bay." *International Symposium on Outfall Systems*.
- Simões, A. L. A., Schulz, H. E., & Porto, R. D. M. (2017). *Métodos computacionais em hidráulica*.

## ESTRATÉGIAS DE REVITALIZAÇÃO PARA O BAIXO RIO CAUAMÉ NA CIDADE DE BOA VISTA - RORAIMA

Raíssa Fim Almeida<sup>1</sup>, Ketlen Cristiany Brito de Souza<sup>1</sup>, Carlos Sander<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Programa de Pós-graduação em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos da Universidade Federal de Roraima, Brasil  
rayfim07@gmail.com | ketyane@gmail.com | carlos.sander@ufr.br

### RESUMO:

As áreas ao longo dos corredores dos rios frequentemente constituem uma das maiores reservas de naturalidade em áreas urbanas. Os corpos d'água presentes em meios urbanos são importantes provedores de serviços ecossistêmicos. Essas áreas podem se tornar uma oportunidade de resgate para as cidades, atualmente caracterizadas pelo crescimento desordenado, com fenômenos de alastramento generalizado e consumo insustentável do solo e recursos naturais, o que gera externalidades negativas ambientais e socioeconômicas. A revitalização, no entanto, deve ser em relação a paisagem urbana construída, mesmo que a modifique. Durante as últimas décadas a cidade de Boa Vista – RR passou por um grande crescimento populacional que alterou drasticamente a malha urbana de maneira desordenada. Onde os corpos d'água e suas proximidades foram e ainda são alvo do crescente avanço de ocupações legais e ilegais, recebendo intervenções de maneira direta e indireta que nem sempre beneficiam a preservação do ecossistema. O presente estudo teve como objetivo avaliar quais são as possibilidades e estratégias de revitalização para o ambiente fluvial do baixo rio Cauamé, com o propósito de trazer equilíbrio entre o meio ambiente e o desenvolvimento urbano.

**PALAVRAS-CHAVE:** Proteção de Ecossistemas. Recursos Hídricos. ODS. Sustentabilidade Ambiental. Ambiente Urbano.

### ABSTRACT:

Areas along river corridors often constitute one of the largest nature reserves in urban areas. Water bodies present in urban areas are important providers of ecosystem services. These areas can become a rescue opportunity for cities, currently characterized by disorderly growth, with phenomena of widespread sprawl and unsustainable consumption of soil and natural resources, which generates negative environmental and socioeconomic externalities. The revitalization, however, must be in relation to the built urban landscape, even if it modifies it. During the last decades, the city of Boa Vista - RR has undergone a large population growth that has drastically altered the urban fabric in a disorderly way. Where water bodies and their surroundings were and still are the target of the growing advance of legal and illegal occupations, receiving direct and indirect interventions that do not always benefit the preservation of the ecosystem. The present study aimed to evaluate what are the possibilities and revitalization strategies for the fluvial environment of the lower Cauamé River, with the purpose of bringing balance between the environment and urban development.

**KEYWORDS:** Ecosystem Protection. Water resources. SDG Environmental Sustainability. Urban Environment.



## INTRODUÇÃO

As relações entre sociedade e natureza desenvolvidas até o século XIX, conforme elucidado por Cunha e Guerra (2003), estão vinculadas com o processo de produção capitalista, onde a acumulação era realizada por meio da exploração intensa de recursos naturais, que, na época, eram vistos como ilimitados. A chamada “revolução ambiental” surgiu aproximadamente no final do século XIX e promoveu importantes mudanças na visão do mundo, principalmente com a conscientização de que os recursos naturais são finitos e que a existência humana depende do mesmo, trazendo questionamentos entre o modelo de desenvolvimento humano e o meio-ambiente.

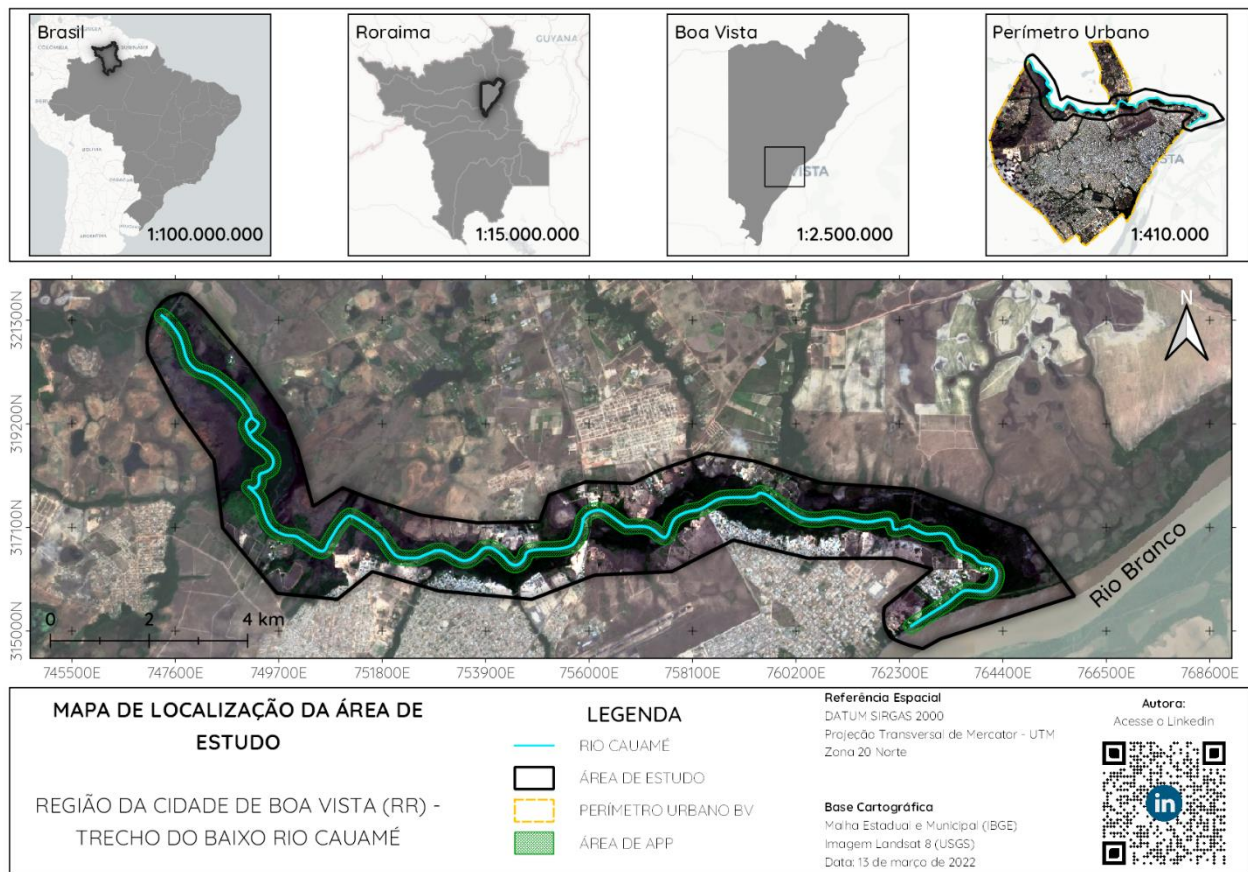
As áreas ao longo dos corredores dos rios frequentemente constituem uma das maiores reservas de naturalidade em áreas urbanas e são importantes provedores de serviços ecossistêmicos, no entanto, são os que mais sofrem intervenções e por isso, atualmente, uma boa parcela deles se encontram com a sua biota comprometida e com as suas funções naturais inexistentes. Conforme Silva (2017), processos de urbanização não planejados resultam em diversos impactos nos recursos hídricos, sendo classificados em três categorias:

- Impactos causados pelo processo de ocupação de áreas de várzeas que aumenta a produção de sedimentos podendo gerar o assoreamento do canal;
- Impactos gerados pelo lançamento de cargas poluidoras que alteram a qualidade da água, podendo levar a eutrofização daquele corpo d’água;
- Impactos gerados por intervenções físicas no corpo d’água que pode gerar o comprometimento da biota, aumento da vazão de pico devido a elevada taxa de escoamento superficial e impermeabilização da bacia, gerando alargamento, aprofundamento ou erosão do canal.

Ao contextualizar na escala local, a cidade de Boa Vista, RR, apresentou nas últimas décadas um grande crescimento populacional, levando a ampliação da malha urbana de maneira desordenado com ocupações em áreas periféricas, deixando um rastro de degradação ambiental (Menezes e Costa, 2007). Diante disso, se faz necessária a revitalização do rio Cauamé e seu entorno, tendo a preservação desse ambiente como prioridade, adotando abordagens que considerem o ecossistema regional, a geometria natural do rio com as suas rugosidades, depressões e soleiras, e a reintrodução da vegetação nativa. Além disso, depois de revitalizada, a área pode ser transformada em um corredor ecológico para garantir a preservação do meio ambiente e a diversidade biológica dentro da área urbana de Boa Vista.

## ÁREA DE ESTUDO

O estudo será realizado na extensão do rio Cauamé que está contida dentro do limite do perímetro urbano da cidade de Boa Vista, com uma extensão de aproximadamente 25 km conforme ilustrado na Figura 1.



**Figura 18.** – Mapa de localização da área de estudo.

O rio Cauamé está inserido na bacia do rio Cauamé, que corresponde a 1% da superfície total do estado de Roraima. É afluente pela margem direita do rio Branco, tendo a sua nascente localizada na Serra do Tabaio com altitude variando de 364 metros a 62 metros na sua foz, localizada na cidade de Boa Vista, onde deságua no rio Branco, com uma extensão total de 114,6 km e uma média de nível de 7 metros, no período da cheia, estando ladeado por matas ciliares e praias de areia fina em alguns trechos. A sua área de drenagem corresponde a 3.190 km<sup>2</sup> com predominância geomorfológica de relevo plano e vegetação do tipo savana (Magalhães, 2020; Pinheiro et al, 2012).

## MATERIAIS E MÉTODOS

Para a concretização do objetivo proposto buscou-se evidenciar a problemática a partir do método de pesquisa exploratório de caráter qualitativo, com a finalidade de analisar as possibilidades de revitalização do ambiente fluvial do rio Cauamé. Partiu-se inicialmente de uma revisão bibliográfica composta pelas definições e conceitos dos temas de maior relevância para o estudo. Posteriormente foi realizado a interpretação de imagens orbitais georreferenciadas do tipo Landsat 8 obtidas no site Earth Explore do United States Geological Survey - USGS, traçadas com o auxílio do softwares QGIS Desktop 3.22.7 utilizando o método da vetorização manual. As imagens possuem as seguintes características: data da passagem 13 de março de 2022, Path 232, Row 58, sensor OLI/TIRS, DATUM Sirgas 2000, projeção transversal de Mercator – UTM, zona 20 Norte. Sendo utilizada a malha estadual e municipal fornecida pelo IBGE.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

Cidades sustentáveis vêm se tornando um modelo almejado na gestão dos municípios e temas como qualidade do ar, qualidade e oferta das águas, áreas verdes, saneamento entre outros emergem como pontos que devem ser tratados com grande importância. Para desenvolver uma estratégia de recuperação de rios em áreas urbanas, que priorize o estado ecológico do rio, é necessário levar em consideração o contexto territorial que abriga a cidade, incluindo as características socioeconômicas e as peculiaridades ambientais. O desafio é identificar o conjunto de medidas de restauração ambiental que sejam aplicáveis em rios urbanos classificados como fortemente modificados. Tais medidas devem ser capazes de integrar ou, no mínimo, não penalizar os múltiplos interesses da cidade, da gestão das inundações e da valorização imobiliária à recuperação de áreas degradadas.

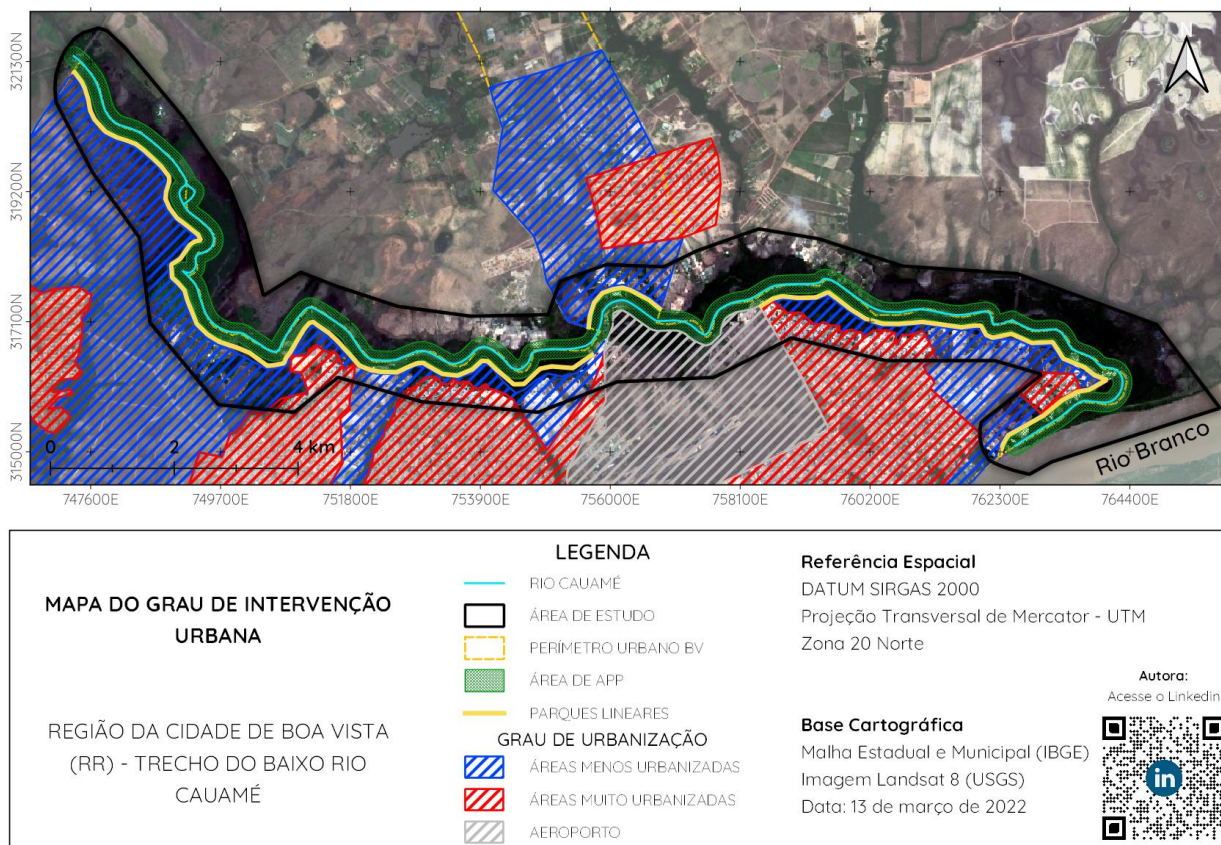
Rigotti et al (2017) diferencia os conceitos de reabilitação, renaturalização, revitalização e restauração para que haja uma melhor aplicabilidade das estratégias diante dos diferentes contextos:

- A reabilitação consiste no restabelecimento de uma ou mais características do corpo hídrico, sem necessariamente resultar em medidas que visam a melhora da biota ou do ecossistema;
- A renaturalização é definida como um processo de retorno a condições sustentáveis com o compromisso em restabelecer o equilíbrio do ecossistema, mas não o que existia antes da intervenção humana;
- A restauração busca restabelecer as condições físicas, químicas e biológicas anteriores a intervenção humana, o que torna o processo inviável em alguns casos por depender de diversas variáveis;
- E por fim, a revitalização possui o compromisso com a qualidade da água de forma a possibilitar a manutenção do ecossistema saudável. Essa ação se dá sob três enfoques – renaturalização, conservação e preservação – buscando o equilíbrio entre as condições ambientais e urbanas.

De acordo com Pinheiro et. al. (2012) as situações de risco ambiental ao longo do rio Cauamé estão diretamente ligadas a localização da área onde ocorre a expansão urbana e os principais problemas ambientais dizem respeito a ocupação irregular do solo, a especulação imobiliária, a degradação ambiental ocasionada pela retirada da mata ciliar e a poluição doméstica por conta da falta de saneamento de alguns bairros e ocupações. Tais problemas interferem na qualidade da água e conseqüentemente, no ecossistema local e na qualidade de vida da população da cidade. Como áreas urbanizadas possuem possibilidades de revalorização ecológica limitadas, o processo de revitalização entra como alternativa viável de implantação no rio Cauamé.

Porém alguns aspectos precisam ser levados em consideração para a construção do equilíbrio, como: o acesso à água, a ampliação do leito do rio, a recuperação da continuidade do curso d'água, a aplicação de técnicas de engenharia ambiental, o restabelecimento de faixas marginais de proteção e da mata ciliar, a reconstituição de estruturas morfológicas típicas no leito e nas margens, a promoção de biotas especiais e a criação de elementos favoráveis ao lazer e a educação ambiental (Binder, 2001). Nesse sentido o rio é revitalizado para revitalizar a cidade. Com isso a porcentagem de áreas verdes dentro da cidade crescerá ocasionando: a diminuição das “ilhas de calor”, o aumento da permeabilidade do solo, o controle da poluição do ar e o retorno das funções ecológicas. Além de ajudar a promover atividades recreativas, sociais e culturais. Ao longo da extensão da área de estudo há diferentes níveis de interferência antrópica. Por conta disso a estratégia de revitalização adotada se dá conforme apresentado na Figura 2.





**Figura 19.** – Mapa do grau de intervenção urbana

Os 100 metros de margem esquerda e direita (demarcado em verde claro), que correspondem a áreas de APP, poderiam ser transformados em um corredor ecológico o que serviria como estratégia para a preservação da biodiversidade e mitigação dos efeitos da fragmentação de habitats ocasionados pela ocupação urbana desordenada. Além disso, essa é uma estratégia que pode assegurar a permeabilidade do solo e a preservação da morfologia natural do rio. Nas áreas mais densamente urbanizadas (demarcado em vermelho), a fim de criar um limite visual e físico para impedir o avanço das ocupações dentro da APP, poderia ser implantado parques lineares (demarcado em bege) permitindo a proximidade da população com a natureza.

Como o Plano Diretor de Boa Vista necessita passar por revisão por ter mais de 10 anos, conforme a Lei nº 10.257 de 10 de julho de 2001, as áreas menos urbanizadas (demarcado em azul) poderiam contar com usos residenciais unifamiliares de baixa densidade, uma vez que não apresentam urbanização consolidada. Sendo assim, as residências seriam distribuídas de forma mais espaçadas e permeadas por áreas verdes que poderiam servir como pequenas praças permeáveis. Tal estratégia serviria como uma proteção extra para o corpo hídrico e para a área de APP. Podendo ainda gerar uma valorização imobiliária da área, tendo em vista que a sociedade atual vive em ambientes cada vez mais artificiais e por essa razão a proximidade com o meio ambiente teria um impacto direto na qualidade de vida da população.

## CONCLUSÃO

O viés do desenvolvimento sustentável se intensificou nos últimos anos, visto que a proteção de recursos naturais está dentro de uma das áreas de importância crucial para a humanidade estabelecida pela Agenda 2030 e os 17 ODS. Com isso, a revitalização de áreas ao longo dos rios

urbanos pode trazer diversos benefícios tanto para o meio ambiente como para a sociedade como: o aumento das áreas permeáveis dentro do meio urbano, reduzindo o risco de enchentes; um novo estado de equilíbrio entre a natureza e o urbano com a reintegração desse corpo d'água revitalizado; o retorno da fauna e flora desse ecossistema; a melhora do conforto térmico da região, pois a presença da água e da vegetação que a cerca promoveriam a umidificação do ar, amenizando a sensação térmica; a melhora da qualidade de vida da população próxima da área revitalizada; a valorização imobiliária dos terrenos próximos, dentre outras vantagens.

## AGRADECIMENTOS

O presente trabalho está sendo realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001 e do Programa de Mestrado Profissional em Rede Nacional em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos – PROFÁGUA, Projeto CAPES/ANAAUXPE Nº. 271/2015.

## REFERÊNCIAS

- Binder, W.** (2001). *Rios e córregos, preservar, conservar, renaturalizar: a recuperação de rios, possibilidades e limites da engenharia ambiental*. 3.ed. Rio de Janeiro: SEMADS, 2001. 41 p.
- Cunha, S. B.; Guerra, A. J. T. (Org.)**. (2003). *A questão ambiental: diferentes abordagens*. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil. 248p.
- Magalhães, R. F. de.** (2020). *Dinâmica hidrológica do trecho inferior do Rio Cauamé, em Boa Vista/RR*. 207p. Dissertação (Mestrado Profissional em Rede Nacional em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos) – Universidade Federal de Roraima, Boa Vista.
- Menezes, M. E. N. S.; Costa, J. A. V.** (2007). *Urbanização do setor sudoeste de Boa Vista – RR e implicações ambientais na microbacia igarapé Grande-Paca*. Revista Acta Geográfica. Boa Vista, n. 1, v. 1, p. 67 – 81, jan./jun.
- Pinheiro, M. N. M. et al.** (2012). *O padrão urbano como determinante do grau de risco das áreas ocupadas nas proximidades do rio Cauamé: praia da Ponte, do Curupira, da Polar e do Caçari*. Revista Geonorte. Manaus, n. 4, v. 3, p. 880 – 889, jan./jun.
- Rigotti, J. A. et al.** (2017). *Revitalização de rios: perspectivas sobre restauração ecológica e desenvolvimento urbano*. In: XXII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Florianópolis.
- Silva, J. C. A.** (2017). *Bacias hidrográficas urbanizadas: renaturalização, revitalização e recuperação. Um estudo da bacia do Jaguaré*. 310p. Tese (Doutorado em Engenharia Hidráulica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.



# IRREGULAR CROSS-SECTION HYDRAULIC PROPERTIES CALCULATOR BASED ON FINITE ELEMENT DISCRETIZATION

1<sup>st</sup>Luis Miguel Castillo Rápalo<sup>a</sup>, 2<sup>nd</sup>Marcus Nóbrega Gomes Júnior<sup>a,b</sup>, 3<sup>th</sup> Eduardo Mario Mendiondo<sup>d</sup>

<sup>a</sup>Department of Hydraulic Engineering and Sanitation, University of São Paulo, São Carlos School of Engineering, Av. Trab. São Carlense, 400 - Centro, São Carlos - SP, 15 13566-590 Email: luis.castillo@unah.hn, marcusnobrega@usp.br

<sup>b</sup>School of Civil & Environmental Engineering, and Construction Management, The University of Texas at San Antonio, One UTSA Circle, BSE 1.310, TX 78249, Email: marcus.gomesjunior@utsa.edu

<sup>d</sup>Department of Hydraulic Engineering and Sanitation, University of São Paulo, São Carlos School of Engineering, Av. Trab. São Carlense, 400 - Centro, São Carlos - SP, 15 13566-590, Email: emm@sc.usp.br

## Introduction

The lack of gauged streams represents a boundary limitation for water resources planning and management since data-driven decision-making is impossible. To this end, hydraulic tools such as modeling the steady stage-discharge rating curve with Manning's equation show to be promising to estimate streamflow in terms of water depth in river cross-sections, typically irregular (Lee et al., 2021, Mansanarez et al., 2019). However, to estimate Manning's equation hydraulic properties (HP) (i.e., flow area, wet perimeter, and hydraulic radius) in irregular sections, one has to create algorithms to estimate HP. According to literature, however, there is lack of resources for this mathematical procedure.

Therefore, due to the aforementioned issue, the main objective of this study is to present an automatic procedure to calculate the HP, and streamflow in irregular cross-sections for normal flow conditions.

## Methodology

To assess HP according to the water surface depth taken from the invert, we employ as a basis the discretization of the cross-section into "n" regular elements (see Figure 1). We discretize the 2-D cross-sectional space into a mesh of squares (a matrix), where the number of elements in the mesh is established by a resolution, similarly as done in the Finite Element Method (FEM) applied in many engineering applications (Sabat and Kundu, 2020). The procedure starts from left to right for every column "i" of the matrix in order to identify the elements that belong to the flow area, which are located between the water depth "j" and the riverbed. For this, we define a function that returns the vertical position of the river-bed according to the "i" column, this function derives from a simple linear interpolation.

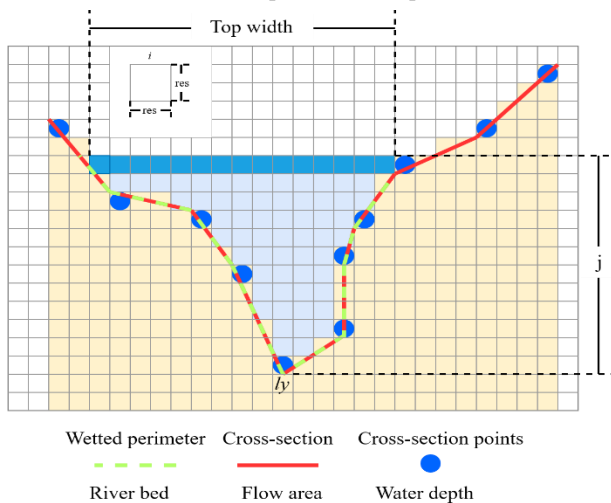


Figure 1.- Cross-section discretization.

The HP estimation algorithm begins by finding the lowest bottom elevation of the riverbed (i.e., invert elevation) "ly" (see Figure 1). Following that, a main loop is used to control the water depth increase. Moreover, inside of the main loop and for every water depth iteration, there are three loops controlling three different aspects: the lateral boundaries identification, the flow area calculation, and the wet perimeter calculation. The left HP are calculated in terms of the above-mentioned variables.

Considering that the water depth is monotonically increasing from "ly", a horizontal axis is projected in order to intersect this line with the riverbed topography; hence defining two new boundaries to be reached before the water can overflow to the next height of the cross-section for each side. Following this, and as mentioned before, the flow area and the wet perimeter are calculated for every column "i" between the lateral boundaries defined before.

To test the developed algorithm, we assess three irregular's cross-sections from Brazilian rivers: Madeira River, Candeias River and the Negro River, with stream gauge stations codes and validated years: 15630000, 15550000 and 14330000, and 1998, 2000, and 2007, respectively. We compare the flow area and top width estimated by our approach with the observed data for these gauge stations. Moreover, results are compared with the "Normal Depth Calculator" web-site tool of the National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA, n.d.). The observed data were obtained from the Agência Nacional de Águas (ANA) (<http://www.snirh.gov.br/hidroweb/>) and filtered in the HidroAPP (<https://www.labhidro.ufsc.br/hidroapp/>) (Souza, 2021).

Related to streamflow, it was estimated employing the Manning's equation and due to the lack of information about the bottom slope, friction slope, and Manning's roughness coefficient, an iterative procedure of streamflow estimation was made, ranging the slope  $\pm 10\%$  the measured slope of the cross-sections from Google earth, and we range the roughness coefficient as observed in literature (Lyra et al., 2010). Estimated values were compared to observed daily data for the year that the cross-sections were validated.

## Results and discussion

According to results in Table 1, the flow area was well estimated by our approach, with a mean relative difference of 0.13% for the first two tested cross-sections (i.e., 15550000 and 15630000) and 2.92% for the cross-section 14330000. On the other hand, the top width error was relatively low for all cross-sections (0.08%). The latter could be related to the spatial discretization, the top width depends only on a linear analysis, when the flow area is a two-dimension (2D) analysis, then, sources of uncertainty increase for the second case.

Table 1.- HP estimations between models along the cross-sections.

River	Water Depth(m)	Model/ Source	Flow area (m <sup>2</sup> )	Top width (m)
Madeira	12.09	This study	432.22	100.08



River		NOAA	431.25	100.0
		Observed	432.88	100.0
Candeias River	10.0	This study	8,108.85	1,168.36
		NOAA	7,757.0	1,161.8
		Observed	8,099.2	1,168.36
Negro River	8.0	This study	10,301.23	1,291.10
		NOAA	10,301.85	1,291.10
		Observed	10,008.0	1,291.03

The Error for the 2D discretization also was assessed in terms of the pixel resolution in the matrix discretization. Herein, as example, we perform a sensitive analysis estimating the flow area to be compared with observed data (flow area for a water depth of 12.09 m, Table 1) in the Madeira River for the cross-section in the gauge station 15550000. Figure 2 shows that the error is relatively high when we use resolutions lower than 1-meter; however, there is a trade-off between the relative error and computational time execution, the lower the relative error, the larger is the execution time, which increases exponentially with the pixel size. This happens due to the increasing number of units to be processed according to the resolution adopted.

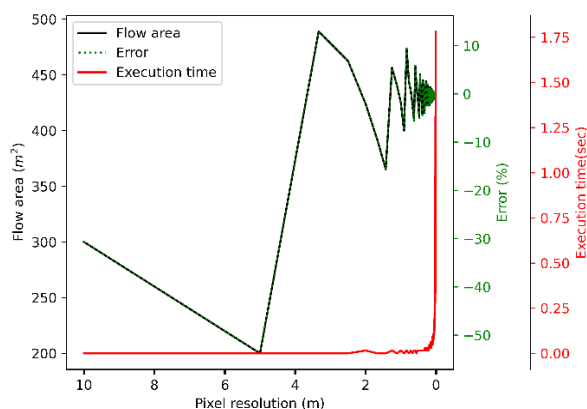


Figure 2.- Error due to the resolution discretization.

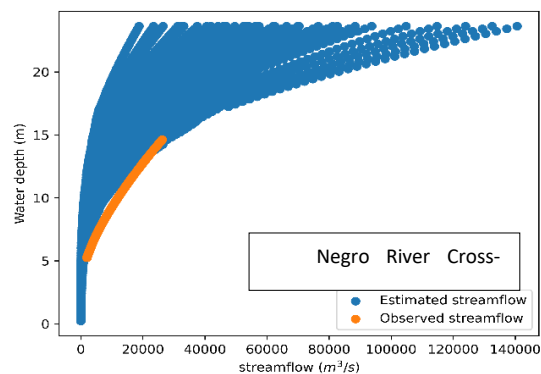
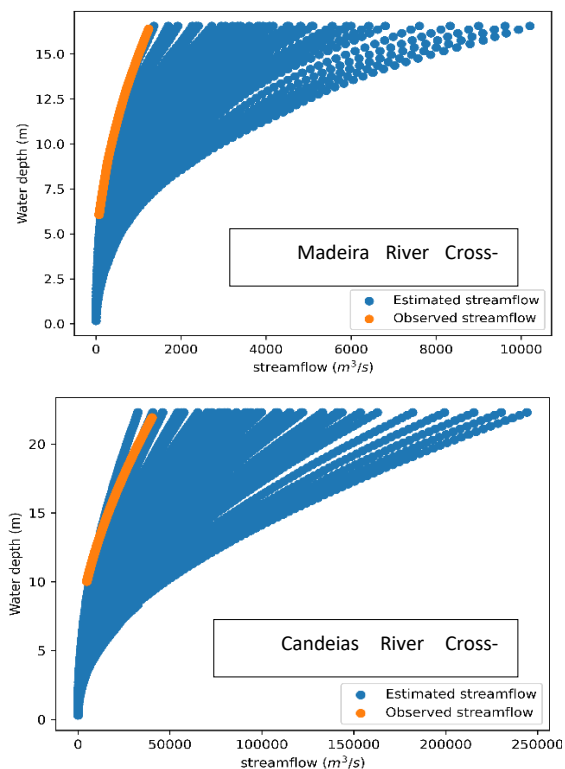


Figure 3.- Streamflow estimation for all cross-sections.

Related to the streamflow estimation in the three cross-sections, Figure 3 shows the comparison of the observed and the estimated streamflow. This procedure only shows that streamflow magnitudes estimations range to that in the observed data in all three cases of study. This represents a gap to be considered in further research.

## Conclusion

Tools for estimating streamflow's according to a water level are necessary for any kind of use or project, however, the lack of automatic procedures and free source of this kind still representing a boundary.

Here we developed a free source algorithm capable to estimate the HP for irregular cross-sections with high accuracy for three Brazilian rivers, compared to observed data with relative error lower than 3% for 2-D HP and 0.1% for 1-D HP. Also, the developed algorithm can be considered a feasible tool due to their low execution time requirement.

Problems when overbanks are reached by the water depth has to be considered in our model, for better representation of flow estimation for those high-water levels in extreme events. Further research will implement overbank modeling and allow depth-varying Manning's coefficient for inbank and overbank flow modeling.

## Acknowledgment

The authors thank CAPES for the support. The developed code in Python language is available at: <https://github.com/luiscastillo1993?tab=repositories>

## References

- Lee, M., Yoo, Y., Joo, H., Kim, K. T., Kim, H. S., & Kim, S. (2021). Construction of rating curve at high water level considering rainfall effect in a tidal river. In *Journal of Hydrology: Regional Studies*. Vol. 37, pp. 100907. Elsevier BV. <https://doi.org/10.1016/j.ejrh.2021.100907>
- Lyra, G. B., Cecílio, R. A., Zanetti, S. S., & Lyra, G. B. (2010). Coeficiente de rugosidade de Manning para o rio Paracatu. In *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, Vol. 14, Issue 4, pp. 343–350. FapUNIFESP (SciELO). <https://doi.org/10.1590/s1415-43662010000400001>
- Mansanarez, V., Renard, B., Coz, J. L., Lang, M., & Darienzo, M. (2019). Shift Happens! Adjusting Stage-Discharge Rating Curves to Morphological Changes at Known Times. In *Water Resources Research* Vol. 55, Issue 4, pp. 2876–2899. American Geophysical Union (AGU). <https://doi.org/10.1029/2018wr023389>
- National Oceanic and Atmospheric Administration. (n.d.). *Normal Depth Calculator*. National Weather Service. Retrieved May 29, 2022, from <https://www.weather.gov/aprfc/NormalDepthCalc>
- Sabat, L., & Kundu, C. K. (2020). History of Finite Element Method: A Review. In *Recent Developments in Sustainable Infrastructure*. pp. 395–404. Springer Singapore. [https://doi.org/10.1007/978-981-15-4577-1\\_32](https://doi.org/10.1007/978-981-15-4577-1_32)
- Souza, Kleber Isaac Silva de. (2021) Definição de áreas de preservação permanente com função de proteção aos recursos hídricos naturais. 2021. 332 p. Tese (Doutorado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental, Florianópolis. Available at: <http://www.bu.ufsc.br/teses/PGEA0695-T.pdf>. Access in: 30 mai. 2022

## **AVALIAÇÃO DA PERFORMANCE DO MODELO HIDROLÓGICO MGB EM ÉPOCAS DE ESTIAGEM – ESTUDO DE CASO PARA A BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO DOCE**

1<sup>er</sup>. Geraldo André Rosseto Barreto, 2<sup>do</sup>. Diogo Costa Buarque, 3<sup>er</sup>. Walter Collischonn e 4<sup>er</sup> Lizandra Broseghini Foeger

Universidade Federal do Espírito Santo, Universidade Federal do Espírito Santo, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Universidade Federal do Espírito Santo. Brasil  
gandrebarreto@gmail.com; diogo.buarque@gmail.com; waltercollischonn@gmail.com; lizandrabf@gmail.com

### **RESUMO**

O desenvolvimento e constante aprimoramento dos modelos hidrológicos tem permitido estudos eficazes a respeito de diversas problemáticas como mudanças climáticas, abastecimento de água, impacto de enchentes, hidroeletricidade entre outros. Entretanto, os modelos hidrológicos costumam ter um desempenho ruim quando confrontados com a variabilidade hidroclimática histórica e particularmente as secas plurianuais. Nesse contexto, este trabalho teve como objetivo avaliar a performance do Modelo Hidrológico de Grandes Bacias - MGB em épocas de estiagem, adotando a bacia hidrográfica do rio Doce como estudo de caso. Os resultados obtidos permitiram concluir que o modelo superdimensiona as vazões mínimas em comparação com as vazões observadas, com diferença que chegou a cerca de 68% para uma das estações de análise. Além disso, esse trabalho propõe alguns fatores que podem contribuir com esse problema.

### **ABSTRACT:**

The development and constant improvements of hydrological models has allowed effective studies about diverse problematics such as climate changes, water supplying, impact of floods and hydroelectricity, among others. However, the hydrological models tend to have a weak performance when confronted with the historical hydroclimatic variability and especially pluriannual droughts. In this context, this work aims to evaluate the performance of Large Basin Model (Modelo de Grandes Bacias – MGB) at dry season, taking Doce river basin as a case study. The obtained results lead to the conclusion that the model oversized the flow rate when compared to the observed flow rates, with a difference of about 68% for one of the analyzed seasons. Moreover, this work proposes some factors that may contribute to this problem.

**PALAVRAS CLAVES:** Hidrologia; Simulação Hidrológica; Modelagem Hidrológica em Grandes Bacias.

## INTRODUÇÃO

A hidrologia trata dos fenômenos naturais complexos encontrados no ciclo hidrológico. Os processos que ocorrem nesse ciclo como precipitação, evaporação, infiltração e escoamento, dependem de muitos fatores, o que dificulta a análise quantitativa e qualitativa dos mesmos (Tucci, 2005). Além das dificuldades de analisar os processos do ciclo hidrológico, problemas de falta de água e uso correto dos recursos hídricos estão entre os grandes desafios a serem enfrentados pela humanidade nas próximas décadas (Fan e Collischonn, 2013). Com isso, para melhor entender e representar o comportamento da bacia hidrográfica e contornar esses desafios existentes, a ciência desenvolveu os modelos hidrológicos, que tem se apresentado como alternativa eficaz para a realização de previsões, estudos sobre efeitos de mudanças climáticas e de uso do solo, análises de disponibilidade de água e apoio à tomada de decisão, entre outras aplicações. (Tucci, 2005; Fan e Collischonn, 2013).

Os modelos hidrológicos podem ser definidos como representações matemáticas do comportamento dos sistemas hídricos. Esses modelos utilizam uma série de equações com dados de entrada diversos, como tipo e uso do solo na região estudada, precipitação ao longo do tempo, e outras variáveis climáticas para simular o comportamento de uma bacia hidrográfica (Fan e Collischonn, 2013).

O desenvolvimento e constante aprimoramento dos modelos hidrológicos tem permitido estudos eficazes a respeito de diversas problemáticas como mudanças climáticas, abastecimento de água, impacto de enchentes, hidroeletricidade entre outros. Todavia, os modelos hidrológicos costumam ter um desempenho ruim quando confrontados com a variabilidade hidroclimática histórica e particularmente as secas plurianuais (Fowler et al., 2020).

Destacam-se, entre estes modelos, os modelos distribuídos de transformação chuva-vazão, que representam os processos de transformação da precipitação em escoamento e a propagação deste escoamento em uma bacia hidrográfica. A estrutura dos modelos hidrológicos distribuídos inclui, em geral, pelo menos dois módulos: um módulo de balanço hídrico no solo e geração de escoamento a partir da chuva; e um módulo de propagação de vazões ao longo da rede de drenagem (Pontes et al., 2015).

Em geral, o módulo de propagação de vazão na rede de drenagem dos modelos hidrológicos distribuídos é relativamente simplificado, como o método Muskingum-Cunge (Tucci, 2005), que consiste em uma das soluções numéricas da equação da onda cinemática. Estes modelos simplificados produzem resultados aceitáveis na maior parte das aplicações, apesar de exigirem relativamente poucos dados de entrada. Entretanto, há certos tipos de rios e bacias hidrográficas em que as abordagens simplificadas adotadas nos módulos de propagação de vazão dos modelos hidrológicos não são adequadas (Pontes et al., 2015). Este é o caso de rios de baixa declividade, rios com longos trechos submetidos ao remanso de barragens, rios com planícies de inundação, e rios das regiões litorâneas que sofrem os efeitos das marés.

Para resolver esses problemas, existem alguns modelos que utilizam, no seu módulo de propagação de vazões, as equações completas do escoamento unidimensional em rios (Equações de Saint-Venant), entretanto, esta abordagem apresenta alguns inconvenientes, porque a solução das equações de Saint-Venant é mais complexa, resultando em códigos computacionais mais extensos e complicados. Por esse motivo, uma abordagem intermediária pode ser adotada, utilizando no módulo de propagação uma aproximação das equações de Saint-Venant que despreza apenas o termo de inércia advectiva na equação dinâmica. Esta aproximação é chamada de modelo inercial (Fan et al., 2014).

Nesse contexto, o presente estudo tem como objetivo aplicar um modelo hidrológico distribuído, o MGB, utilizando tanto o modelo de propagação inercial quanto o método Muskingum-Cunge, à uma bacia hidrográfica que tem passado por eventos de seca nos últimos anos e avaliar a performance do modelo nesses períodos de longa estiagem.

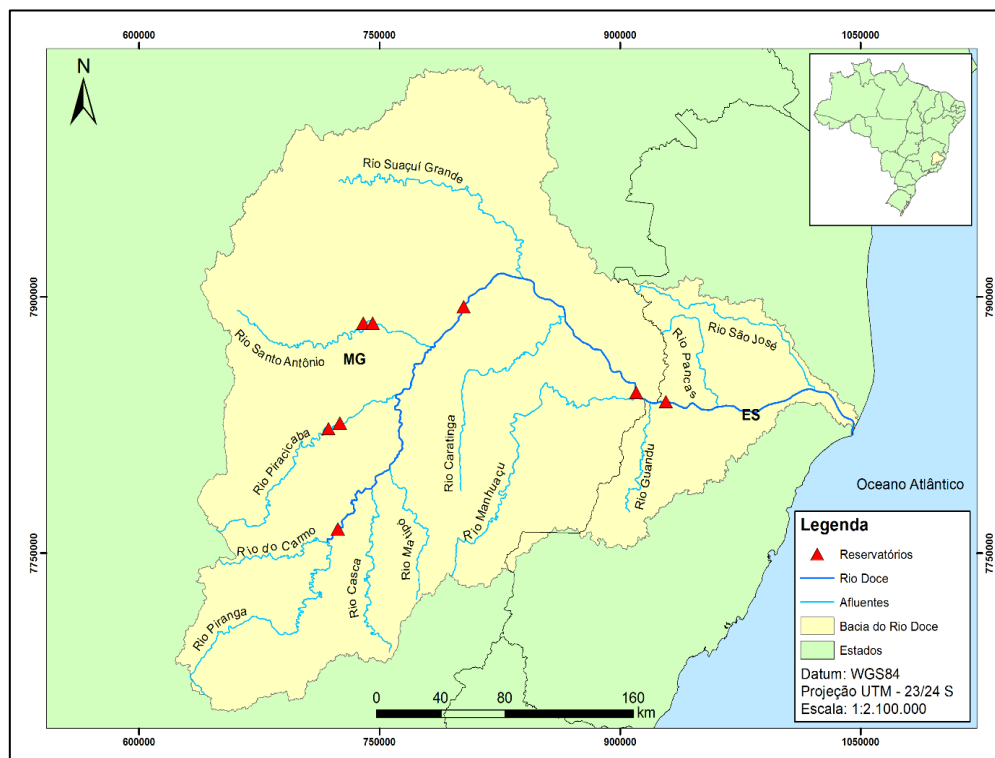


## ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo escolhida para o presente trabalho foi a bacia hidrográfica do rio Doce, localizada nos estados de Minas Gerais e Espírito Santo. Destaca-se que essa bacia foi escolhida pela disponibilidade de dados observados e em função dos eventos de seca que ocorreram nos últimos anos (Lima, 2016).

A bacia do rio Doce (Figura 1) situa-se na região Sudeste, entre os paralelos 17°45' e 21°15' S e os meridianos 39°30' e 43°45' W, integrando a região hidrográfica do Atlântico Sudeste. Esta bacia, com uma área de drenagem de aproximadamente 86.715 km<sup>2</sup>, dos quais 86% pertencem ao Estado de Minas Gerais e o restante ao Espírito Santo, abrange um total de 230 municípios (PIRH, 2010). As nascentes do rio Doce situam-se no Estado de Minas Gerais, nas serras da Mantiqueira e do Espinhaço, sendo que suas águas percorrem cerca de 850 km, até atingir o oceano Atlântico, junto ao povoado de Regência, no Estado do Espírito Santo (PIRH, 2010).

Os principais afluentes do rio Doce pela margem esquerda são os rios do Carmo, Piracicaba, Santo Antônio, Corrente Grande e Suaçuí Grande, em Minas Gerais; São José e Pancas no Espírito Santo. Já pela margem direita são os rios Casca, Matipó, Caratinga/Cuieté e Manhuaçu em Minas Gerais; Guandu, Santa Joana e Santa Maria do Rio Doce no Espírito Santo (PIRH, 2010).



**Figura 1.-** Bacia hidrográfica do Doce, principais afluentes e reservatórios

A bacia, que era originalmente coberta por Mata Atlântica, sofreu intensamente com a antropização, restando remanescentes florestais nas áreas de grande declive e nas unidades de conservação (PIRH, 2010). De acordo com IBIO (2017), em 2012 a distribuição da cobertura do solo se dava da seguinte maneira: aproximadamente 30,92% correspondiam a florestas (incluindo silvicultura); 59,25% a pastagens; 5,43% a agricultura; 1,13% a várzeas; 2,45% de áreas semi-impermeáveis (áreas de mineração, áreas urbanas, aeroportos, afloramentos rochosos e rodovias) e 0,81% correspondendo a corpos d'água. O forte desmatamento e a má utilização dos solos provocaram na região um intenso processo de erosão, fazendo com que os sedimentos gerados sejam transportados até os cursos d'água, provocando um sério problema de assoreamento, principalmente no baixo curso do rio Doce (PIRH, 2010).

Segundo a classificação de Köppen, identificam-se basicamente três tipos climáticos na bacia: tropical de altitude com chuvas de verão e verões frescos, presente nas vertentes das serras da Mantiqueira e do Espinhaço e nas nascentes do rio Doce; tropical de altitude com chuvas de verão e verões quentes, presente nas nascentes de seus afluentes; e clima quente com chuvas de verão presente nos trechos médio e baixo do rio Doce e de seus afluentes (PIRH, 2010).

O regime pluviométrico na bacia é caracterizado por dois períodos bem distintos. O período chuvoso que se estende de outubro a março, a precipitação total varia de 800 a 1.300 mm com maiores índices no mês de dezembro; e o período seco que se estende de abril a setembro, a precipitação total varia de 150 a 250 mm, com estiagem mais crítica de junho a agosto (PIRH, 2010).

## METODOLOGIA

### O modelo MGB

O modelo MGB (“Modelo Hidrológico de Grandes Bacias”), é um modelo hidrológico distribuído voltado para aplicações em grandes bacias hidrográficas com as típicas condições de disponibilidade de dados encontradas no Brasil (Collischonn et al., 2007). Ele utiliza equações físicas e conceituais para simular, com passo de tempo diário ou horário, os processos hidrológicos na superfície terrestre, divididos em quatro módulos: balanço hídrico no solo; balanço de energia e evapotranspiração; interceptação, geração e propagação de escoamento superficial, subsuperficial e subterrâneo nos elementos de discretização da bacia hidrográfica e propagação da vazão na rede de drenagem (Buarque, 2015).

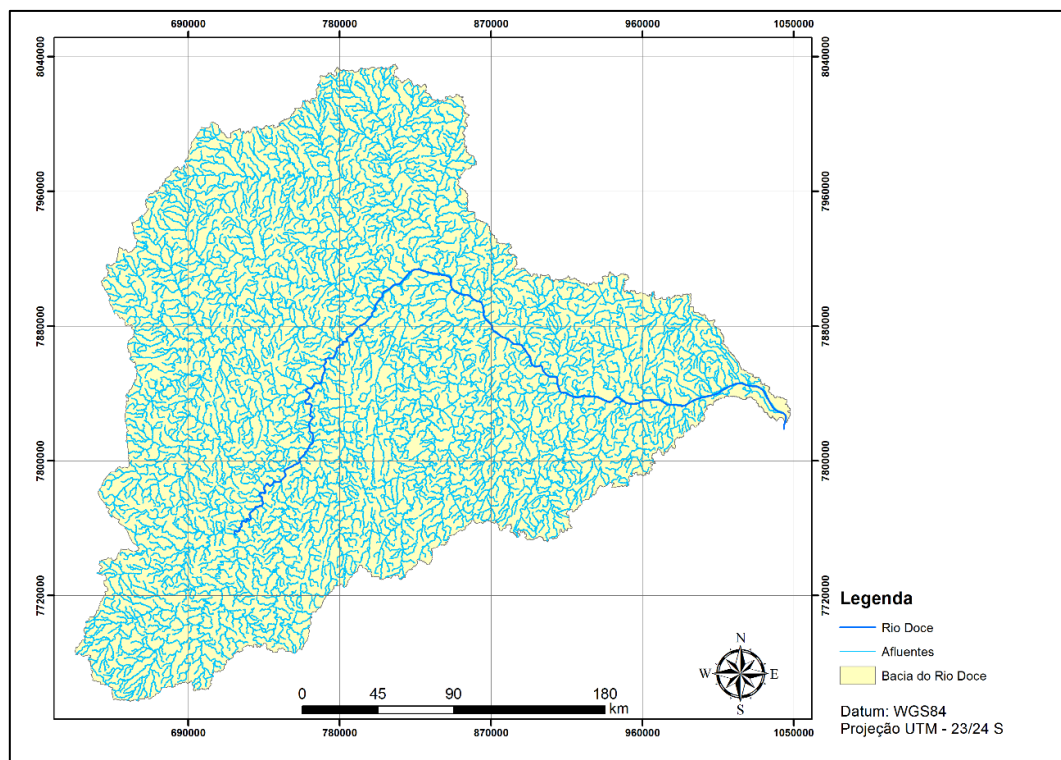
### Definição da rede de drenagem, discretização da bacia hidrográfica e definição das Unidades de Resposta Hidrológica

O modelo MGB, para ser aplicado, necessita de uma etapa de pré-processamento onde são definidas as características físicas/espaciais da bacia, como o Modelo Digital de Elevação (MDE), a geração da rede de drenagem, delimitação das sub e minibacias e definição das Unidades de Resposta Hidrológica (URH). O MDE utilizado foi o da missão SRTM (Shuttle Radar Topography Mission), disponibilizado pelo Grupo Consultivo sobre Pesquisa Agrícola Internacional (CGIAR) no endereço eletrônico <http://srtm.csi.cgiar.org/>, com resolução espacial de 90 metros. O pré-processamento foi realizado com o uso do pacote de ferramentas IPH-Hydro Tools, que é apresentado em Siqueira et al. (2016).

Para criar a rede de drenagem da bacia foi definido como limiar mínimo da área de drenagem o valor de 10 km<sup>2</sup>, esse valor foi escolhido com objetivo de abranger todos os rios de interesse. Para essa etapa, foi utilizada a ferramenta *Stream Definition*.

Para seccionar a rede de drenagem, para permitir a discretização da bacia, foi utilizando a ferramenta *Fixed Length Segmentation*, que segmenta a rede de drenagem levando em conta uma distância mínima que um trecho deva ter antes de ser segmentado (Alves et al., 2020). Essa escolha foi feita para permitir que o método de propagação de vazões inercial fosse selecionado. Com isso, a rede de drenagem foi segmentada em trechos de 10 km. Na Figura 2 é possível visualizar a rede de drenagem gerada para a bacia hidrográfica.

A discretização da bacia em unidades menores é importante devido a heterogeneidade da área. Dessa forma a área da bacia hidrográfica é dividida em unidades menores, denominadas minibacias, que são áreas de contribuição imediatas a um segmento de rio. As minibacias são delimitadas de acordo com a topografia e ligadas entre si por canais de drenagem. (Collischonn et al., 2020).



**Figura 2.-** Rede de drenagem definida para a bacia hidrográfica de estudo

A bacia do rio Doce apresenta grandes variações de elevação, com relevos acidentados, e devido a forma de seccionamento escolhida, foram definidas ao todo 3691 minibacias.

Além da divisão espacial em minibacias, o modelo MGB utiliza outros dois conceitos de discretização: as sub-bacias e as Unidades de Resposta Hidrológica (Collischonn et al., 2020).

As URH são subdivisões internas das minibacias, com base em critérios baseados em mapas de tipos de solos, vegetação e outros (Collischonn et al., 2020). Para a discretização em URHs, foi utilizado o mapa de Unidade de Resposta Hidrológica da América do Sul, desenvolvido por Fan et al. (2015). O mapa possui resolução espacial de 400m. Em cada URH ocorre o balanço de água no solo e os volumes gerados em cada unidade são somados e propagados inicialmente em nível de minibacias e, posteriormente, pela rede de drenagem (Fagundes, 2017).

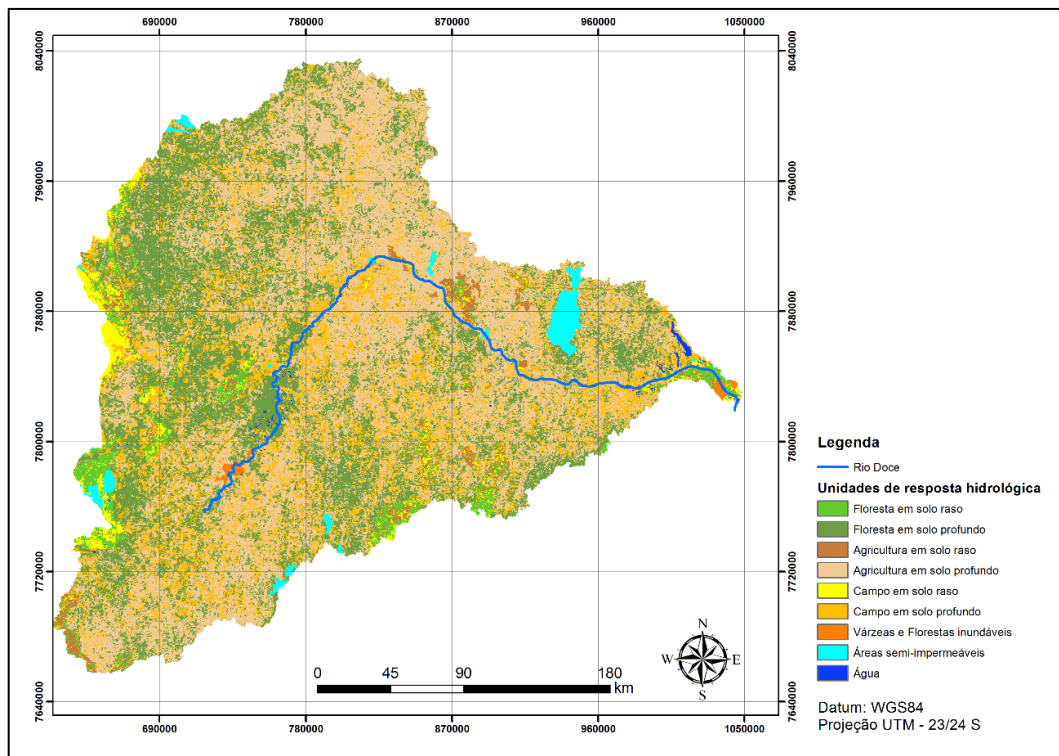
Na bacia do rio Doce, o mapa elaborado por Fan et al. (2015) fornece 9 Classes de Unidades de Resposta Hidrológica. O mapa com as URH pode ser visualizado na Figura 3.

Para a discretização em sub-bacias, suas localizações foram definidas com base na presença de postos fluviométricos e exutório. As sub-bacias são agrupamentos regionais de minibacias, e são adotadas para facilitar a regionalização do processo de calibração do modelo. Essa divisão é adotada pois muitas vezes não é possível atingir um desempenho satisfatório de modelo hidrológico simplesmente pela adoção de UHR. Isso ocorre, pois frequentemente nem toda a variabilidade das características físicas da bacia são representadas pela UHR representadas (Collischonn et al., 2020). Ao todo foram definidas 64 sub-bacias (Figura 4).

## Dados hidrológicos e meteorológicos

Essa etapa consistiu na obtenção e preparação dos dados de chuva, vazão e clima para serem utilizados no modelo, conforme Fan e Collischonn (2014). Foram utilizadas 101 estações pluviométricas e 63 estações fluviométricas disponibilizadas pela ANA no portal HidroWeb. Foi selecionado o período de 1990 a 2020 para obter os dados. Esse período foi escolhido para que houvesse uma boa representatividade, tanto dos períodos de cheia quanto dos de estiagem.





**Figura 3.-** Classes de URH na bacia hidrográfica do rio Doce

Os dados de chuva foram então interpolados utilizando o método Inverso da Distância ao Quadrado (método padrão usado no modelo MGB) para o centroide de cada minibacia a fim de espacializar essa variável.

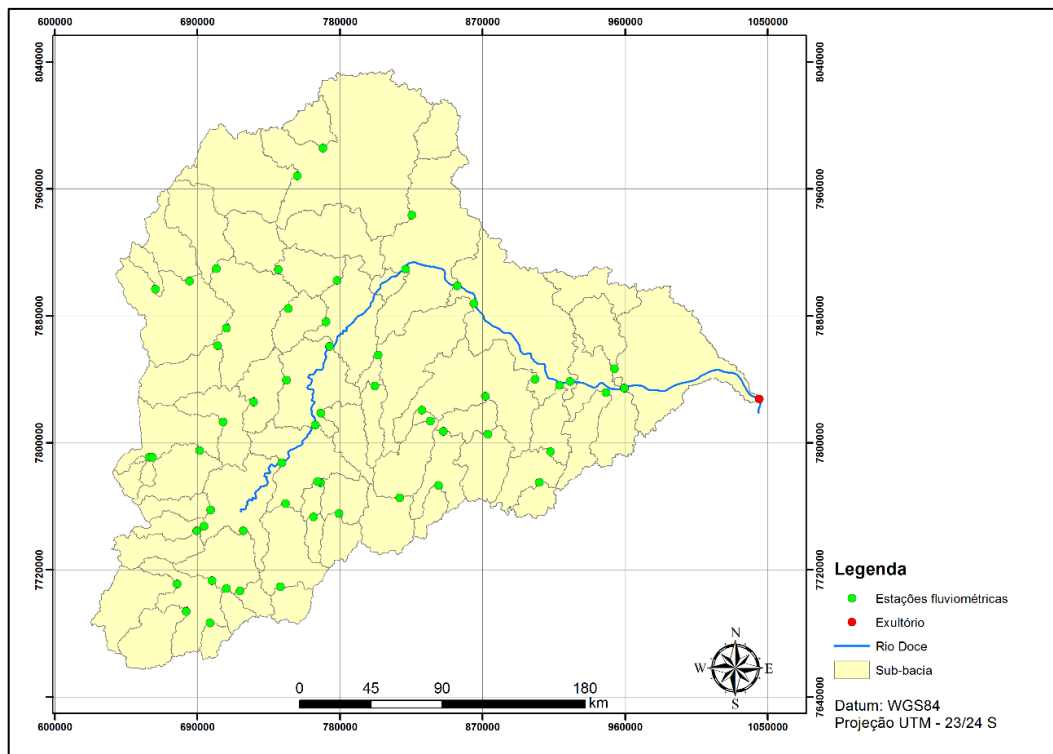
Os dados de clima utilizados foram aqueles disponíveis na base interna do MGB, provenientes do Instituto Nacional de Meteorologia - INMET conforme apresentado por Fan e Collischonn (2014). Para o estudo foram utilizadas 9 estações meteorológicas. Ressalta-se que os dados de clima utilizados foram normais climatológicas, que segundo o INMET são valores médios mensais e anuais dos parâmetros meteorológicos.

### Calibração dos parâmetros

O processo de calibração dos parâmetros hidrológicos do modelo MGB para a bacia hidrográfica do rio Doce foi executado como descrito por Pontes et al. (2015), utilizando o método de propagação Muskingum-Cunge devido ao tempo de processamento do modelo simplificado ser mais rápido quando comparado ao modelo Inercial. A calibração dos parâmetros foi realizada de forma manual, sem o uso de algoritmos de otimização, objetivando manter os parâmetros hidrológicos semelhantes de acordo com o tipo e uso de solo da bacia.

A definição dos parâmetros na calibração manual é feita pelo usuário, os parâmetros ajustados no modelo para o presente trabalho foram: armazenamento máximo de água no solo ( $W_m$ ); parâmetros relacionados aos escoamentos subsuperficial ( $K_{int}$ ) e subterrâneo ( $K_{bas}$ ); parâmetros relacionados ao tempo de propagação dos escoamentos superficial ( $CS$ ), subsuperficial ( $CI$ ) e subterrâneo ( $CB$ ).

Os parâmetros que mais influenciam no comportamento do hidrograma no período de seca são  $C_b$  e  $K_{bas}$ , que são diretamente proporcionais à vazão de estiagem. Já o  $W_m$ , que caracteriza a capacidade do solo de armazenar água, influencia nos picos de cheia do hidrograma, sendo inversamente proporcional a essa vazão. Dessa forma, de acordo com o comportamento dos hidrogramas, os parâmetros para cada sub-bacia foram ajustados manualmente.



**Figura 4.-** Discretização da bacia em sub-bacias

Também como descrito por Pontes et al. (2015), após a calibração do modelo, foi realizada uma verificação utilizando o modelo Inercial para o mesmo período de calibração. Essa verificação teve como objetivo analisar se ocorreria uma melhoria na representação do processo de propagação de vazão, em relação ao modelo simplificado. As vazões simuladas foram comparadas com dados de vazões observadas oriundas das estações fluviométricas da Agência Nacional de Águas (ANA). As vazões simuladas foram avaliadas através de três medidas de desempenho.

As medidas de desempenho consideradas foram: o coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe das vazões simuladas e observadas (ENS); o coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe dos logaritmos das vazões simuladas e observadas (ENSLog); e o erro relativo de volume total dos hidrogramas ( $\Delta V$ ).

$$ENS = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (QC_i - QO_i)^2}{\sum_{i=1}^N (QO_i - QOm)^2} \quad [1]$$

$$ENSLog = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (\text{Log}(QC_i) - \text{Log}(QO_i))^2}{\sum_{i=1}^N (\text{Log}(QO_i) - QOmLog)^2} \quad [2]$$

$$\Delta V = \frac{\sum_{i=1}^N QC_i - \sum_{i=1}^N QO_i}{\sum_{i=1}^N QO_i} \quad [3]$$

Onde  $QC_i$  a vazão calculada num intervalo de tempo  $i$ ;  $QO_i$  é a vazão observada neste mesmo intervalo de tempo;  $N$  é o número de intervalos de tempo; e  $QOm$  é a média das vazões observadas no período de  $N$  intervalos de tempo e  $QOmLog$  é a média dos logaritmos das vazões observadas no período de  $N$  intervalos de tempo (Pontes et al., 2015).

O coeficiente de Nash-Sutcliffe (ENS) varia de 0 a 1, e quanto maior, melhor o ajuste entre vazões calculadas e observadas. Seu valor é fortemente influenciado por erros nas vazões máximas, por isto, quanto mais próximo de 1, o modelo está obtendo um bom ajuste para as cheias. Quando o coeficiente supera 0,75, considera-se que o desempenho do modelo é adequado, e acima de 0,36 o modelo é considerado aceitável (Gotschalk e Motovilov, 2000).

O valor do coeficiente de Nash dos logaritmos das vazões (ENSlog) também tem valor máximo igual a 1, e é mais fortemente influenciado pelas vazões mínimas do que o ENS. Valores de

ENSlog próximos da unidade significam que o modelo está simulando adequadamente os períodos de recessão do hidrograma e as estiagens (Collischonn, 2001).

O erro no volume ( $\Delta V$ ) não tem valor máximo nem mínimo, e não é influenciado de forma diferenciada por períodos de cheias ou de estiagens, mas expressa a diferença relativa entre a soma de todas as vazões, calculadas e observadas, sem considerar sua sequência temporal. Esta função objetivo é útil para observar se as perdas de água por evapotranspiração estão sendo corretamente calculadas (Collischonn, 2001).

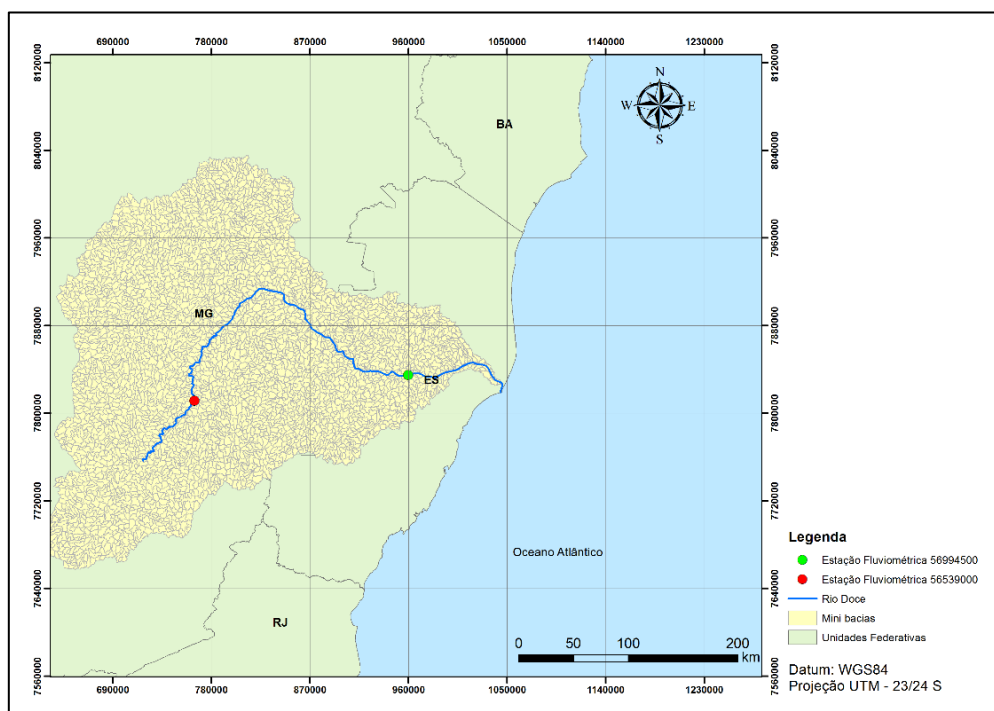
## RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos por meio do modelo foram avaliados para duas minibacias, que continham postos fluviométricos, uma localizada a jusante no rio principal e outra a montante. A Tabela 1 contém informações dos postos fluviométricos que foram utilizados para a análise. As localizações das estações fluviométricas podem ser visualizadas no mapa da Figura 5.

**Tabela 1.** – Sumarização das estações fluviométricas utilizadas na análise dos resultados

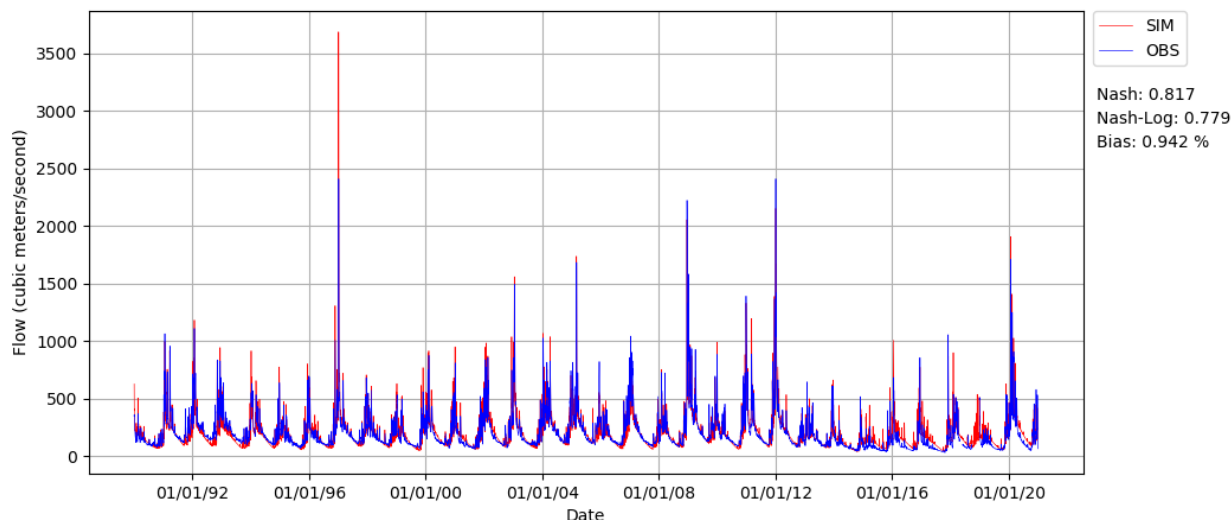
Código da Estação	Nome	Estado	Município	Latitude	Longitude
56539000	Cachoeira dos Óculos Montante	MG	Córrego Novo	-19.7769	-42.4764
56994500	Colatina	ES	Colatina	-19.5333	-40.6297

Os gráficos contendo os resultados obtidos por meio da simulação utilizando o método Inercial, para os postos fluviométricos 56539000 e 56994500 podem ser visualizados nas Figuras 6 e 7 respectivamente. As linhas em vermelho representam as vazões simuladas e em azul as observadas. O Nash é o coeficiente de Nash-Sutcliffe, o Nash-Log é o coeficiente de Nash dos logaritmos das vazões e o Bias é o erro relativo de volumen total dos hidrogramas.

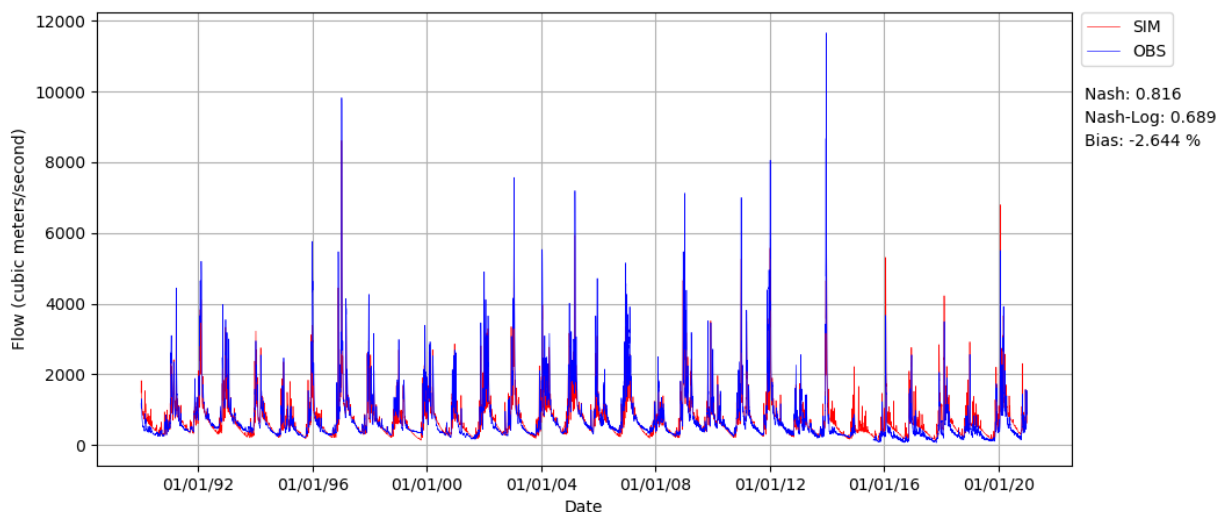


**Figura 5.** – Localização das estações fluviométricas utilizadas na análise dos resultados



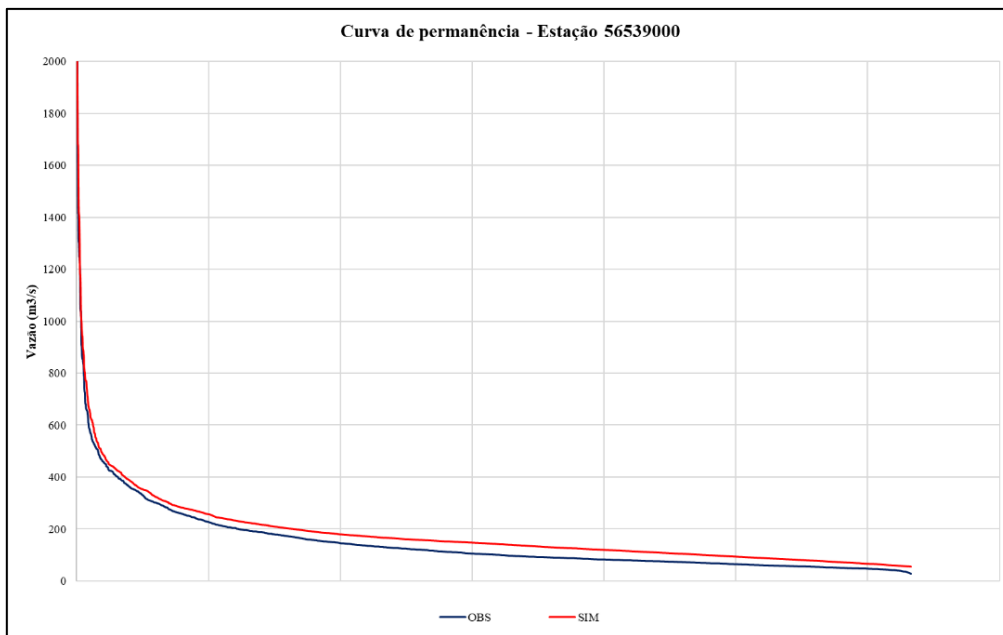


**Figura 6.** – Hidrograma de saída no posto 56539000

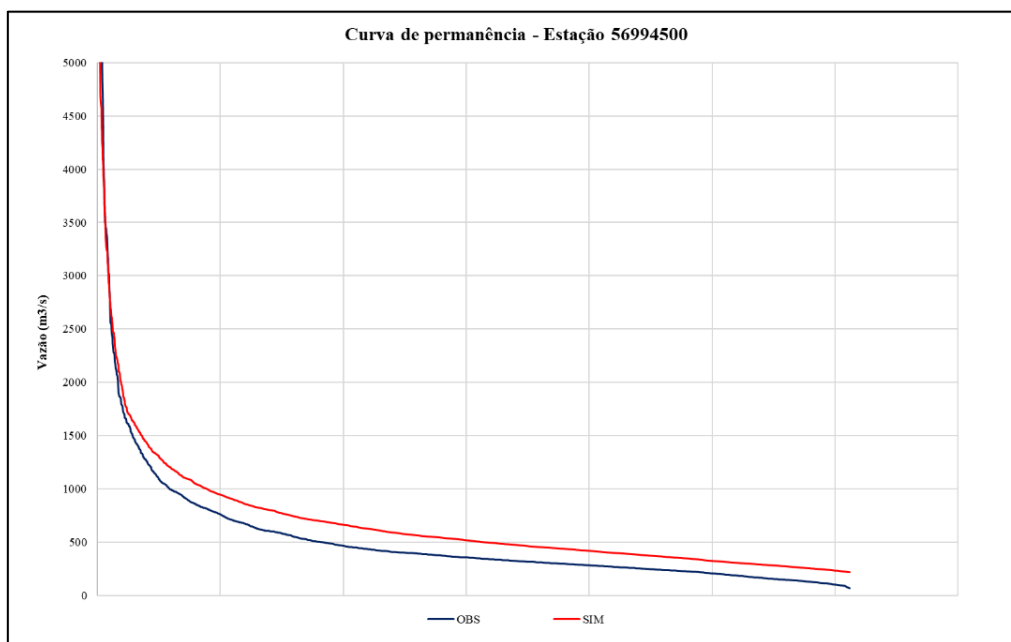


**Figura 7.** - Hidrograma de saída no posto 56994500

Nota-se que logo após o ano de 2012, as vazões observadas em ambos os hidrogramas diminuem consideravelmente, isso se deve ao fato de a bacia entrar em um período de estiagem. Entretanto, pode-se observar que as vazões simuladas nesse período estão superdimensionadas em ambos os postos. Para melhor visualização das vazões superdimensionadas, foram gerada curvas de permanência das vazões a partir do ano de 2012 para ambos os postos. Essas curvas podem ser visualizadas nas Figuras 8 e 9, onde em azul são as vazões observadas e em vermelho as simuladas.



**Figura 8.** – Curva de permanência para a estação fluviométrica 56539000 (2012-2020)

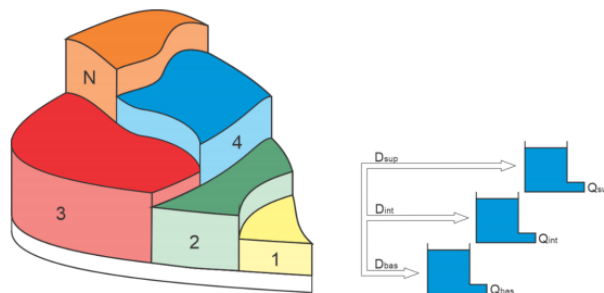


**Figura 9.** – Curva de permanência para a estação fluviométrica 56994500 (2012-2020)

Nota-se que em ambas estações, à medida que as vazões observadas diminuem a diferença entre as vazões simuladas e observadas aumenta. Chegando à uma diferença de 48% na primeira estação, com diferença média de 23% e na segunda estação 68% com diferença média de 30%.

Essa superdimensionalização das vazões simuladas tem sido objeto de estudo nos últimos anos, com isso, algumas tentativas de explicação desse fato são baseadas em:

- Relações altamente não lineares entre os reservatórios do modelo: no MGB o processo de retardo e amortecimento dos hidrogramas dos escoamentos é representado através da passagem deles por três reservatórios lineares, sendo um para cada tipo de escoamento gerado: superficial, subsuperficial (ou interno) e subterrâneo (Collischonn et al., 2020), conforme ilustrado na Figura 10.



**Figura 10.** – Ilustração de escoamento no interior das minibacias e URH, antes de atingir a rede de drenagem.

Entretanto, em períodos de seca o modelo poderá apresentar uma incapacidade de rastrear o acúmulo de déficit de água, o que significa que eles provavelmente superestimarão os fluxos nesse período. No MGB isso pode ser justificado pela não linearidade dos reservatórios durante a seca, o que significa que um evento relativamente pequeno de chuva pode ser suficiente para conduzir a umidade do solo de volta a um estado de produção de escoamento superficial mais alto, representando o período de estiagem de forma irrealista (Fowler et al., 2020);

- Utilização de normais climatológicas: o MGB utiliza para a simulação dados de normais climatológicas que são valores médios mensais e anuais dos parâmetros meteorológicos. Dessa forma, secas plurianuais muitas vezes não são representadas nesses dados, assim, o modelo não consegue acompanhar as variações da vazão que ocorrem nesse período. Uma sugestão para estudos posteriores, é avaliar a performance do modelo para eventos de seca utilizando dados climatológicos diários;
- Calibração dos parâmetros do modelo: como a calibração do modelo é feita analisando os valores de vazões máximas e mínimas para toda série histórica utilizada no estudo, a calibração tende a buscar uma relação ótima média, assim, em períodos de estiagem ela pode não funcionar tão bem. Uma hipótese para teste, seria, como descrito em Fowler et al. (2020), calibrar os parâmetros para os diferentes períodos (chuvoso e seco).

## CONCLUSÕES

Nesse artigo, o modelo MGB foi utilizado para simular as vazões na bacia hidrográfica do rio Doce, que tem passado por um período de seca desde 2012, com objetivo de avaliar sua performance nesses períodos. As vazões simuladas foram comparadas com as vazões observadas disponibilizadas pela ANA. Dessa forma, pôde-se constatar que para períodos de estiagem as vazões mínimas simuladas são superestimadas quando comparadas com as vazões observadas, chegando à uma diferença de 68% em uma das estações de análise.

Concluí-se que o modelo não possui uma boa performance, ao representar as vazões mínimas, em épocas de seca para essa área de estudo. Essa baixa performance pode ser atribuída a três fatores: relações não lineares entre os reservatórios do modelo nesses períodos, utilização de normais climatológicas em detrimento de dados climatológicos diários e calibração dos parâmetros para toda série histórica. Ressalta-se que são necessários estudos mais aprofundados nesse quesito para que se chegue a uma conclusão satisfatória da performance do MGB em eventos de seca.



## REFERÊNCIAS

- Alves, M.E.; et al.** (2020). Manual de aplicação do modelo MGB utilizando o IPH-HYDRO Tools. Manual Técnico, HGE, IPH, UFRGS.
- Agência Nacional de Águas - ANA.** (2016). Encarte Especial sobre a Bacia do Rio Doce: Rompimento da Barragem em Mariana/MG. Brasília(DF): s.n.
- Buarque, D. C.; et al.** (2009). Comparação de métodos para definir direções de escoamento a partir de modelos digitais de elevação. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 14(2), pp. 91-103.
- Buarque, D. C.** (2015). Simulação da geração e do transporte de sedimentos em grandes bacias: Estudo de caso do rio Madeira. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH), Porto Alegre, 182p.
- Collischonn, W.** (2001). Simulação Hidrológica de grandes bacias. Tese de doutorado. Instituto de Pesquisas Hidráulicas - Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). 270 p.
- Collischonn, W. & Tucci, C. E.** (2001). Simulação Hidrológica de grandes bacias. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, V. 6, pp. 15-35.
- Collischonn, W.; et al. (2007). The MGB-IPH model for large-scale rainfall-runoff modeling. *Hydrological Sciences Journal*, v. 52, p. 878-895.
- Collischonn, W., et al.;** (2020). Manual de Referência Teórica do MGB. HGE, IPH, UFRGS.
- Cunge, J. A.; Holly, F. M.; Verwey, A.** (1980). Practical aspects of computational river hydraulics. Boston: Pitman. 420 p.
- Fagundes, H de O.** (2017). Modelagem hidrossedimentológica de grandes bacias com apoio de dados in situ e sensoriamento remoto. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH), Porto Alegre. 201 f.
- Fan, F. M.; et al.** (2013). Sobre o início da rede de drenagem definida a partir dos modelos digitais de elevação. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 18(3), pp. 241-257.
- Fan, F. M., Pontes, P. R. M. & Paiva, R. C. D.** (2014). Avaliação de um método de propagação de cheias em rios com aproximação inercial das equações de Saint-Venant. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 19, pp. 137-147.
- Fan, F. M.; et al.** (2015). Um mapa de unidades de resposta hidrológica para a América do Sul. XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Novembro, Brasília-DF.
- Fan, F. M.; Collischonn, W.** (2014). Integração do Modelo MGB-IPH com Sistema de Informação Geográfica. RBRH - *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 19, p. 243-254.
- Fowler, K.; et al.** (2020). Many Commonly Used Rainfall-Runoff Models Lack Long, Slow Dynamics: Implications for Runoff Projections. *Water Resources Research*, 56 (5), 1-27.
- Gottschalk, L.; Motovilov, Y.** (2000). Macro-scale hydrological modelling – a scandinavian experience. International Symposium on: „Can science and society save the water crisis in the 21st century – Reports from the World,, Japan Society of Hydrology and Water Resources. Tokyo. pp. 38-45
- IBIO - Instituto BioAtlântica.** (2017). Uso e Cobertura do Solo (mapa). Disponível em: <https://www.igeo.org.br/map#>. Acesso em: 20 jun de 2021.
- Lima, R. P. C.** (2016). Avaliação de índices de severidade de seca na bacia do rio Doce visando ao desenvolvimento de sistema de classificação de secas. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa. 85 f.
- PIRH.** (2010). Plano Integrado de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Rio Doce: Relatório Final-Volume I. Consórcio Ecoplan-Lume.
- Pontes, P. R. M.;** et al. (2015). Modelagem hidrológica e hidráulica de grande escala com propagação inercial de vazões. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, pp. 888- 904. 2015.
- Siqueira, V. A.;** et al. (2017). Desenvolvimento de um modelo hidrológico-hidrodinâmico para a América do Sul: parte 1. In: XXII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2017, Florianópolis. Anais do XXII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Porto Alegre: ABRH.
- Tucci, C. E. M.** (2005). Modelos Hidrológicos. 2ª ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS. 679 p.

## AJUSTE DO COEFICIENTE $K_2$ DA EQUAÇÃO DE STREETER-PHELPS, A PARTIR DE MODELO HIDRÁULICO-HIDROLÓGICO

Luiz Henrique Cardia, Laura Maria Canno Ferreira Fais, André L. Sotero Salustiano Martim, Beatriz Laiate

LH Cardia, FT/Unicamp, FECFAU/Unicamp, IMEC/Unicamp, Brazil  
luizhenrique.cardia@gmail.com, laura@ft.unicamp.br, sotero@fec.unicamp.br, beatrizlaiate@gmail.com

### RESUMO

Um dos principais problemas de poluição dos cursos d'água é o consumo do oxigênio dissolvido após o lançamento de efluentes. Existem na literatura modelos matemáticos que avaliam a depuração de um curso d'água, a partir da quantidade de oxigênio dissolvido na água, sendo um deles o Modelo de Streeter e Phelps (1925), que possibilita análises do comportamento de oxigênio na água sob dois aspectos: a concentração de oxigênio dissolvido na água (OD) e a Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), relacionando a decomposição da matéria orgânica em água com a aeração do oxigênio no meio. Um dos pontos importantes neste modelo é a determinação dos coeficientes  $k_1$  (coeficiente de desoxigenação) e  $k_2$  (coeficiente de reaeração) da equação, já que estes parâmetros dependem de características do efluente e do curso d'água. Assim, este trabalho tem como objetivo ajustar o coeficiente  $K_2$  da equação de Streeter-Phelps, usando um modelo simplificado hidráulico hidrológico com o uso do HEC-RAS.

**PALAVRAS CHAVES:** STREETER-PHELPS, DBO, AUTODEPURAÇÃO DA ÁGUA, COEFICIENTE DE REAERAÇÃO.

### ABSTRACT:

One of the main problems of pollution of watercourses is the consumption of dissolved oxygen after the release of effluents. There are mathematical models in the literature that evaluate the clearance of a watercourse, from the amount of oxygen dissolved in water, one of which is the Streeter and Phelps Model (1925), which enables analyses of oxygen behavior in water under two aspects: dissolved oxygen concentration in water (OD) and Biochemical Oxygen Demand (BOD), relating the decomposition of organic matter in water with the aeration of oxygen in the medium. One of the important points in this model is the determination of the coefficients  $k_1$  (deoxygenation coefficient) and  $k_2$  (reaeration coefficient) of the equation, since these parameters depend on characteristics of the effluent and the water course. Thus, this work aims to adjust the  $K_2$  coefficient of the Streeter-Phelps equation, using a simplified hydrological hydraulic model using HEC-RAS.

**KEYWORDS:** STREETER-PHELPS, DBO, WATER PURIFICATION, REAESTATION COEFFICIENT.

## INTRODUÇÃO

O modelo de Streeter-Phelps foi proposto em 1925 com base em estudos que analisavam características como a taxa de oxigênio dissolvido e a demanda biológica de oxigênio ao longo do rio Ohio. Na literatura é possível encontrar estudos de depuração de um curso d'água, utilizando este modelo, ainda que com algumas variações na sua formulação. [Wu and Yu (2021), Gotovtsev (2013), Pereira Junior et al. (2021)].

A variação da concentração de oxigênio dissolvido em um corpo d'água em que foi despejado um efluente depende primordialmente da constante de reaeração ( $k_2$ ), que representa a capacidade de reposição de oxigênio dissolvido. Além disso, considera-se que o corpo em questão possui uma concentração de saturação, ou seja, a concentração máxima de oxigênio dissolvido em uma dada temperatura. A DBO de um corpo d'água em que foi despejado um efluente depende exclusivamente da constante de desoxigenação ( $k_1$ ), que representa o consumo de oxigênio dissolvido no corpo d'água por meio de processos biológicos.

Von Sperling (2014) apresenta valores típicos do coeficiente  $K_1$ , em função do tipo de efluente e de  $k_2$ , em função das características do curso d'água (dimensão, velocidade do escoamento). Porém, o autor afirma também que  $k_2$  pode ser determinado em função das características hidráulicas do corpo d'água (velocidade e altura da lâmina d'água), ou pode ser relacionado com a vazão do curso d'água. Ainda segundo o autor, o modelo de Streeter-Phelps é mais sensível aos valores de  $K_2$  que de  $K_1$ .

Petry et al (2018) realizaram simulação numérica, utilizando o problema inverso, para determinar os coeficientes do modelo de Streeter e Phelps (1925), a partir de dados experimentais obtidos na literatura. O problema direto foi resolvido implementando o modelo com um método em diferenças finitas, enquanto que o problema inverso foi resolvido pelo método de procura em rede. Os resultados indicam uma correlação satisfatória entre os dados experimentais e as simulações, para os valores dos parâmetros obtidos pelo método proposto

## MATERIAIS E MÉTODOS

A equação diferencial ordinária do modelo é dada pela equação (1)

$$\frac{dC}{dt} = -k_1L + k_2(C_s - C) \quad (1)$$

Sendo:  $dC/dt$  a variação da concentração de OD em mg/L/dia,  $k_1$  e  $k_2$  os coeficientes de desoxigenação e reaeração, respectivamente, em dia,  $L$  a concentração de DBO remanescente em mg/L e  $C_s$  e  $C$  a concentração de oxigênio para a saturação e a concentração de oxigênio instantânea, respectivamente, em mg/L. A solução da equação é

O coeficiente de reaeração do modelo, ( $K_2$ ) pode ser determinado em função das características hidráulicas do corpo d'água. Von Sperling (2014) cita que o manual da agência americana EPA menciona 17 equações para determinação de  $K_2$ , e apresenta as três mais utilizadas, que estão reproduzidas na tabela 1.

Sendo assim o valor de  $K_2$  é função da velocidade média do escoamento e da profundidade da lâmina d'água, parâmetros que neste trabalho são calculados com o uso do HEC-RAS.

**Tabela 1.-** Valores do coeficiente  $K_2$  segundo modelos baseados em dados hidráulicos (base e, 20°C)

Pesquisador	$K_2$ (Fórmula)	Faixa de Aplicação
O'Connor e Dobbins (1958)	$3,73 \cdot v^{0,5} \cdot H^{-1,5}$	$0,6m \leq H < 4,0m$ $0,05m/s \leq v < 0,8m/s$
Churchill et al (1962)	$5,0 \cdot v^{0,97} H^{-1,67}$	$0,6m \leq H < 4,0m$ $0,8m/s \leq v < 1,5m/s$
Owens et al (apud Branco, 1976)	$5,3 \cdot v^{0,67} H^{-1,85}$	$0,1m \leq H < 0,6m$ $0,05m/s \leq v < 1,5m/s$



## O SOFTWARE HEC-RAS

O software utilizado neste trabalho para a simulação do modelo hidráulico hidrológico foi o HEC-RAS na versão 5.0.7, em que a sigla vem do inglês “Hydrologic Engineers Corps – River Analysis System”. A base do modelo são as equações de Saint-Venant e podem ser considerados cálculos em regimes permanente ou não permanente. (USACE, 2020)

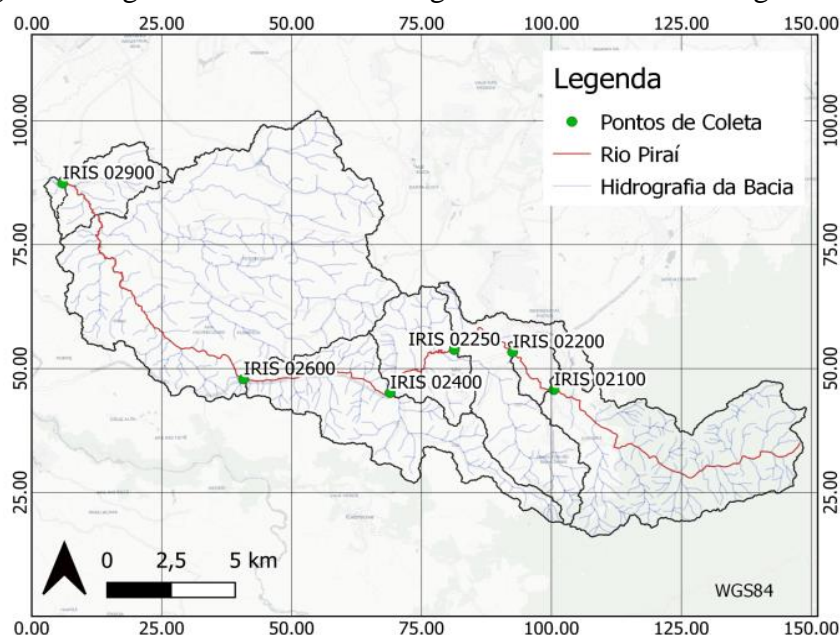
Assim como em qualquer modelo hidráulico com uso do software são necessários dados e condições de contorno ou premissas, sendo neste caso: dados referentes a geometria do perfil e seções, coeficientes de rugosidade, e coeficientes de contração e expansão. As condições de contorno são introduzidas nos extremos dos trechos estudados, a montante e jusante do modelo, para que o modelo consiga processar a superfície da linha d’água. (USACE, 2016) O software admite diferentes condições de contorno em relação a elevação da superfície da água, profundidade crítica, profundidade normal (em MPU) em que é utilizada a declividade média do talvegue, ou curva chave e hidrogramas. Para o processamento é premissa de entrada os tempos de cálculo para processamento. (USACE, 2020)

Como principais vantagens podemos destacar o fato do software ser gratuito e trabalhar com algumas simplificações na equação de Saint Venant. Além disso, em modelos mais complexos é possível a integração com softwares GIS, com uso de modelos digitais de elevação, previstos para serem usados na continuidade desta pesquisa.

## O RIO PIRAI

Localizado no estado de São Paulo e drenando parte dos municípios de Cabreúva, Salto, Itu e Indaiatuba, está localizado em uma região com escassez hídrica e é atualmente objeto de estudo para a viabilização de sua reservação para abastecimento. É, portanto, de suma importância que os estudos de qualidade da água sejam feitos com o máximo de diligência para que as ações envolvendo uso e ocupação do solo e proteção dos mananciais possam ser tomadas de forma assertiva visando a qualidade da água de abastecimento. A **Figura 1** apresenta a bacia hidrográfica e os pontos de coleta em que foram utilizadas as seções para o cálculo dos parâmetros hidráulicos.

A agência ambiental do Estado de São Paulo, a CETESB, realiza periodicamente análises de qualidade da água e publica o Relatório de Águas Interiores, disponibilizando os dados na Internet. Foram analisados os valores de DBO para calcular a autodepuração considerando o crescente incremento de água ao longo do rio e os valores registrados nas coletas de água em cada ponto.

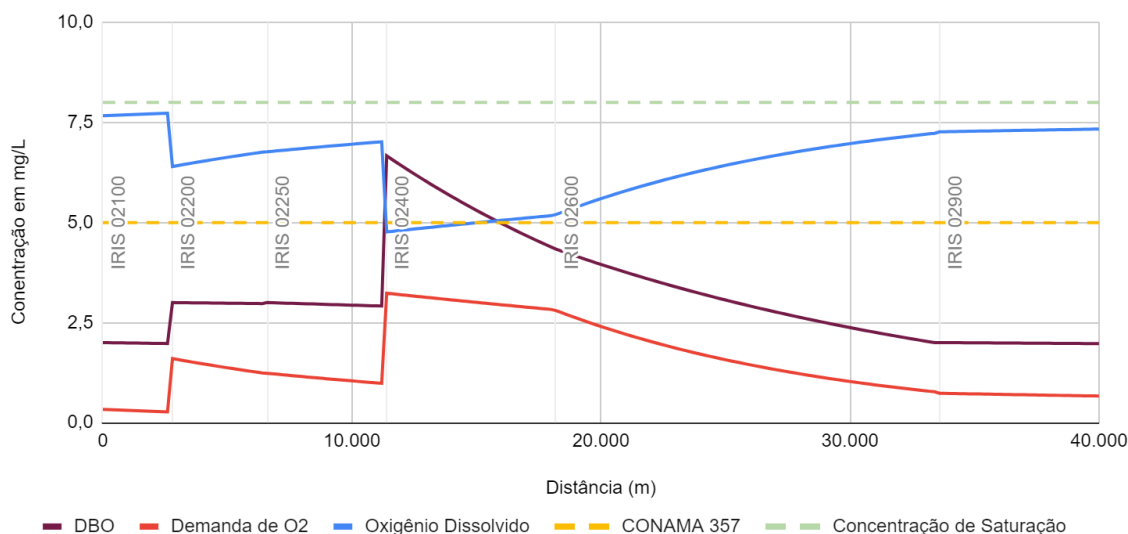


**Figura 1.-** Rio Pirai e os pontos de coleta como marcos para a subdivisão da bacia em áreas de contribuição distintas

## RESULTADOS HIDRÁULICOS

Considerando que a bacia do Ribeirão Pirai não possui estações fluviométricas, foram utilizados dados das estações fluviométricas e pluviométricas da bacia do rio Jundiá, que é limítrofe desta. A partir dos dados de vazão específica e das áreas parciais para cada seção foram então calculadas as vazões médias para 6 meses considerando períodos de chuva e para períodos de estiagem.

Foi elaborada uma planilha eletrônica para simular o modelo de Streeter-Phelps considerando a diferença de DBO para cada ponto. Considerou-se o incremento de vazão progressivo para cada área parcial, a distância entre os pontos e o valor registrado de DBO e OD. Ajustou-se K1 e K2 de forma a gerar uma curva coerente com o processo de autodepuração:



**Figura 2.-** Modelagem de Streeter Phelps aplicado ao Rio Pirai no período de estiagem de 2016.

Para o ajuste de K2 foram utilizadas sucessivas iterações até que o modelo apresentasse índices de autodepuração convergentes com os valores registrados nos relatórios de qualidade da água.

Considerou-se também que o incremento de matéria orgânica se dá apenas nos pontos de coleta – o que não acontece na realidade. Esta simplificação serviu para setorizar as contribuições. Dessa forma, o incremento de DBO de cada trecho passa a ser conhecido e pode-se estimar nos trechos a jusante o residual dos lançamentos à montante.

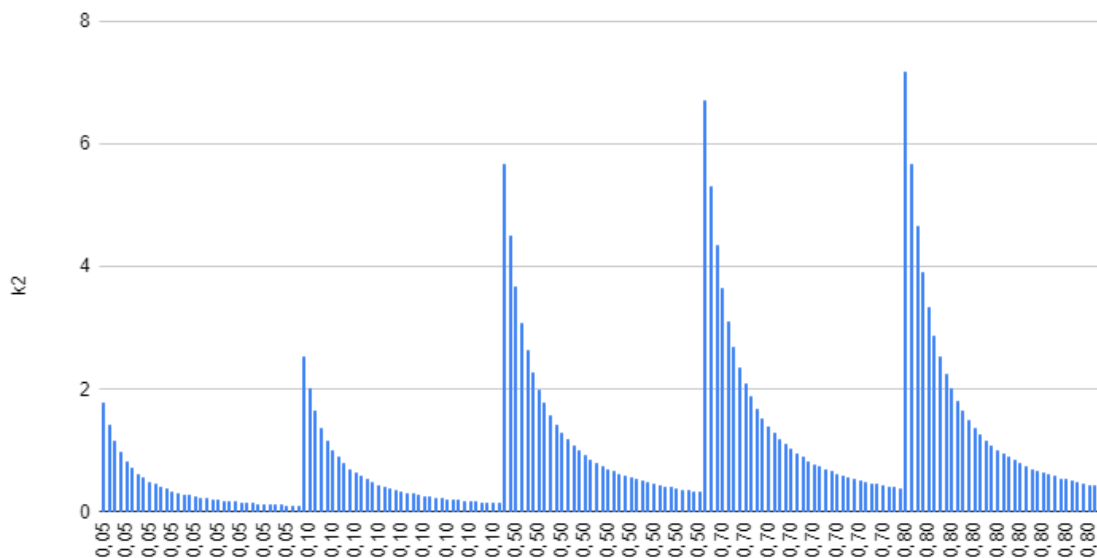
A partir da geometria simplificada das seções e das cotas obtidas pelo Modelo Digital de Elevação (MDE) gerado da bacia foram então calculados os parâmetros hidráulicos e obtidos os resultados com o HEC-RAS. A figura 2 ilustra a tabela de resultados obtida com o software para a seção River Station 6, equivalente a IRIS-2100.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Hydr Depth C (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
TRECHO2	6	PF 1	0.59	0.28	246.28	246.10	246.29	0.001899	0.37	1.59	5.77	0.22
TRECHO2	6	PF 2	0.61	0.31	246.32		246.32	0.001403	0.34	1.79	5.80	0.20
TRECHO2	6	PF 3	0.48	0.27	246.28	246.09	246.29	0.001299	0.30	1.58	5.76	0.19
TRECHO2	6	PF 4	0.41	0.23	246.23	246.08	246.24	0.001785	0.32	1.29	5.71	0.21
TRECHO2	6	PF 5	0.23	0.17	246.17		246.17	0.001577	0.24	0.94	5.65	0.19
TRECHO2	6	PF 6	0.59	0.31	246.32		246.32	0.001325	0.33	1.78	5.80	0.19
TRECHO2	6	PF 7	0.42	0.23	246.23	246.08	246.24	0.001812	0.32	1.31	5.72	0.21
TRECHO2	6	PF 8	0.51	0.09	246.09	246.09	246.14	0.055078	0.99	0.52	5.57	1.04
TRECHO2	6	PF 9	0.24	0.18	246.18		246.18	0.001379	0.24	1.01	5.66	0.18
TRECHO2	6	PF 10	0.38	0.24	246.24		246.25	0.001307	0.28	1.36	5.73	0.18
TRECHO2	6	PF 11	0.19	0.05	246.05	246.05	246.07	0.067344	0.71	0.27	5.53	1.03

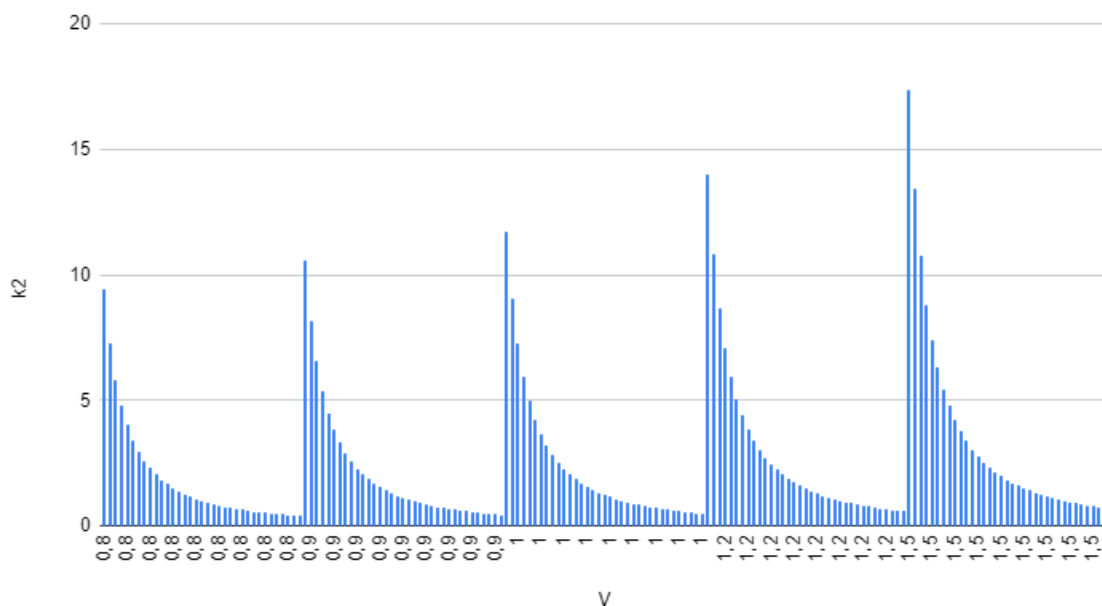
**Figura 3.-** Rio Pirai tabela de resultados obtida com o HEC-RAS

A partir dos dados de velocidade média do escoamento e da profundidade da lâmina d'água, aplicando as equações da tabela 1, foram então calculados os parâmetros K2 e os melhores ajustes estão apresentados no gráfico da figura 3 na forma de resultados da aplicação da equação (1) para DBO, OD e demanda de O<sub>2</sub>.

Verificando os valores possíveis para K2, considerando as equações apresentadas na Tabela 1, foram gerados os gráficos das **Figuras 4, 5 e 6**.



**Figura 4.-** Valores de K2 em O'Connor e Dobbins (1958)



**Figura 5.-** Valores de K2 em Churchil et al (1962)



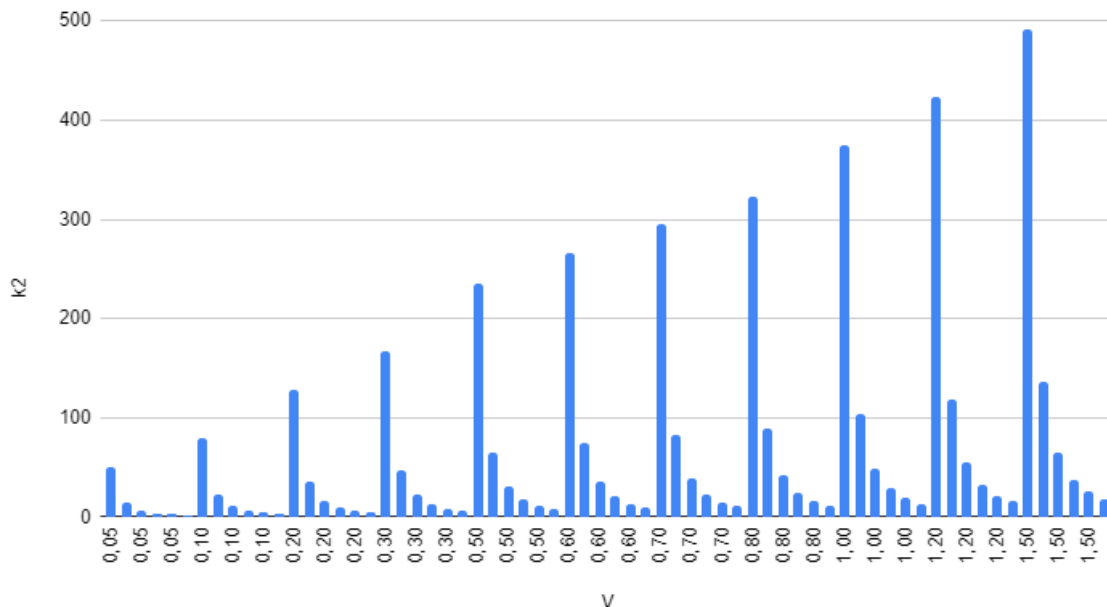


Figura 6.- Valores de K2 em Owens (1976)

Verificou-se que os valores possíveis para K2 podem variar entre valores menores que um até valores próximos a quinhentos, devendo ser aplicado de acordo com as características do corpo d'água.

## CONCLUSÕES

O uso de valores de literatura para o coeficiente K2 é mais rápido e simples, entretanto o modelo aqui apresentado utilizando os parâmetros hidráulicos locais para determinação do K2 de Streeter Phelps apresenta a vantagem de verificar trecho a trecho do curso d'água e verificar e processar trechos com maior e ou menor capacidade de autodepuração.

Através das técnicas desenvolvidas neste trabalho, é possível setorizar a aplicação das equações para estabelecer projeções para cenários futuros hipotéticos.

Os valores geométricos deste trabalho foram obtidos através de uma análise de um dos pontos, de forma que o restante foi estimado e simplificado. O conhecimento detalhado da geometria das seções de interesse aumentarão a precisão dos valores estimados, bem como a natureza da água descrita por K1.

## AGRADECIMENTOS

Ao CONIRP pelo apoio e disponibilidade de dados, à Unicamp pelo apoio institucional.

## REFERÊNCIAS

- Gotovtsev, A.V.** (2015) "Determination of biochemical oxygen demand and the oxidation rate based on a modified Streeter-Phelps system". *Dokl. Earth Sc.* 460, 195–197 (2015). <https://doi.org/10.1134/S1028334X15020191>
- Pereira Junior, A.; Miranda, A.F.M.; Barros, E. D. de A.; Sardinha, A. S.** (2021). "Self-depuration capacity in a lotic environment based on the mathematical model of Streeter-Phelps in northeastern Para". *Research, Society and Development*, v.10, n.5, p. e19110514890, 2021. DOI: 10.33448/rsd-v10i5.14890. Disponível em: <https://rsdjournal.org/index.php/rsd/article/view/14890>.

- Streeter, H.W. e Phelps, E.B** (1925) “A study of the pollution and natural purification of the Ohio River”. *Public Health Bulletin*, 146, Washington
- USACE**, (2016) *Modeler Application Guidance for Steady Hydraulic Modeling.*, US Army Corps of Engineers, 2016
- USACE**, (2020) *Hydraulic Reference Manual, Version 5.0*, US Army Corps of Engineers 2016
- Von Sperling, M.** (2014) “Legislação ambiental e impacto do lançamento de efluentes nos corpos receptores”. In: *Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos*. 4ª ed. Belo Horizonte. Editora UFMG, 2014
- Wu, J and Yu, X.** (2021) "Numerical Investigation of Dissolved Oxygen Transportation through a Coupled SWE and Streeter–Phelps Model", *Mathematical Problems in Engineering*, vol. 2021, Article ID 6663696, 20 pages, 2021. <https://doi.org/10.1155/2021/6663696>

# ANÁLISIS DE EFECTIVIDAD DE UNA ESTRATEGIA DE GESTIÓN DE SEDIMENTACIÓN EN UN EMBALSE TROPICAL, CASO PORCE II-COLOMBIA.

Juan Sebastián Arango Arias, Juan José Hernández Osorio, Juan Daniel Ríos Arboleda

Universidad Cooperativa de Colombia, Colombia

juan.arangoarias@campusucc.edu.co, juan.hernandezoso@campusucc.edu.co, juan.riosar@campusucc.edu.co

## Introducción

En el caso de Colombia, más del 60 % de la matriz de generación de energía eléctrica es hidráulica, razón por la cual los reservorios y embalses son de suma importancia para la seguridad energética de la nación (Acolgen, 2019), sin embargo, todos los embalses tropicales están sometidos a procesos de sedimentación que los hacen perder volumen útil más rápido que en otras latitudes. Por ejemplo, Ríos (2021) ha reportado que algunos embalses en Colombia presentan tasas promedio anuales de pérdida de capacidad superiores al 1.0 %.

Debido al riesgo que genera la sedimentación en el interior de los embalses, a nivel global se han creado diferentes métodos o estrategias de gestión de los sedimentos, las cuales buscan prolongar la vida útil de los reservorios (Morris y Fan, 1998). Según Palmieri et al. (2003) es posible gestionar con éxito la sedimentación de los embalses mediante el uso de una o más técnicas de conservación: 1) reducción del aporte de sedimentos, 2) manejo de sedimentos dentro del embalse, 3) evacuación de sedimentos del embalse o 4) reemplazo del almacenamiento perdido.

Motivado por lo anterior, el presente estudio analiza con el modelo RESCON 2 Beta del banco mundial y desarrollado por Palmieri et al. (2003), Kawashima et al. (2003) y Efthymiou (2017) la efectividad técnica y el desempeño económico de una estrategia de gestión de sedimentación (reforestación) en el embalse del proyecto hidroeléctrico Porce II (Figura 1), el cual se localiza en el noroccidente de Colombia y presenta una pérdida de capacidad anual del 1.46 %.



Figura 1.- Panorámica sitio de presa proyecto hidroeléctrico Porce II. Fuente: Integral S.A.

## Metodología y Datos

La metodología de investigación se dividió en dos etapas principales: a) recolección de datos y procesamiento y b) modelación de la estrategia para varios escenarios:

a) Recolección de datos: el primer grupo de datos corresponde a los geométricos (Tabla 1), los cuales fueron suministrados por las Empresas Públicas de Medellín (EPM) propietaria del proyecto Porce II y complementados con una búsqueda en los documentos públicos de la Autoridad Nacional de Licencias Ambientales (ANLA).

Tabla 1.- Características geométricas del embalse.

Volumen Total [Mm <sup>3</sup> ]	189.14
Volumen Útil [Mm <sup>3</sup> ]	85.89
Volumen Muerto [Mm <sup>3</sup> ]	64.47
Volumen Mínimo Técnico [Mm <sup>3</sup> ]	38.79
Volumen Máximo Técnico [Mm <sup>3</sup> ]	124.67
Nivel Máximo de Operación [m.s.n.m.]	924.50
Nivel Mínimo Técnico [m.s.n.m.]	911.4
Nivel Mínimo Físico [m.s.n.m.]	900.4
Elevación mínima en el sitio de presa [m.s.n.m.]	838.56
Longitud del embalse [m]	10624
Altura de la presa [m]	122
Ancho de la cresta [m]	455

Un segundo grupo de datos recopilados fueron los hidrológicos, correspondientes a la estación limnigráfica PP-2A El Diamante de la empresa EPM, la cual se encuentra localizada 5 km aguas arriba del embalse sobre el cauce principal del río Porce y donde se registra un caudal medio multianual de 117.62 m<sup>3</sup>/s, además, el régimen de caudales presenta un comportamiento bimodal, con periodos secos en los meses de Junio-Julio-Agosto y Diciembre-Enero-Febrero y periodos húmedos en Marzo-Abril-Mayo y Septiembre-Octubre-Noviembre. La distribución anual de entrada de agua al embalse se muestra en la Tabla 2.

Tabla 2.- Distribución temporal de ingreso de agua al embalse.

Probabilidad de excedencia	Porcentaje acumulado de ingreso de agua al embalse
30%	48.63
60%	35.01
90%	23.93

El tercer y último grupo de datos recopilados fueron los sedimentológicos, entre ellos la densidad seca de los materiales que llegan al embalse (1.1 ton/m<sup>3</sup>) y las tasas de sedimentación calculadas a partir de cuatro estudios batimétricos ejecutados en los años 2002 (3.00 Mm<sup>3</sup>/año o 3.30 Mton/año), 2004 (0.23 Mm<sup>3</sup>/año), 2007 (1.78 Mm<sup>3</sup>/año) y 2015 (3.36 Mm<sup>3</sup>/año o 3.70 Mton/año).

b) Modelación de la estrategia: el análisis del embalse Porce II, se realizó con el modelo REServoir CONservation 2 (RESCON2), cuyo objetivo es maximizar los rendimientos netos de la práctica de cada técnica o estrategia de gestión. El rendimiento del embalse se basa en la capacidad volumétrica restante y el valor unitario de este rendimiento es el determinante clave de los ingresos anuales; los escenarios se conformaron para las tasas de sedimentación más altas y críticas (2002 y 2015) y se varió el porcentaje de reforestación de la cuenca entre el 10 % y el 50 %.

## Resultados

**Rendimiento físico del embalse:** en las Figuras 2 a 5 se muestra el rendimiento físico del embalse Porce II luego de implementar la estrategia de gestión (reforestación) propuesta, las líneas verdes representan la capacidad de almacenamiento total del embalse (Gross en Mm<sup>3</sup>), las rojas la capacidad inactiva (Inactive



en Mm<sup>3</sup>) y las azules el volumen activo del reservorio (Active en Mm<sup>3</sup>). Nótese que trabajando con un porcentaje de reforestación del 50% de la cuenca, la capacidad activa y el almacenamiento total presentan una vida útil mayor a los 300 años



Figura 2.- Evolución temporal de la capacidad de almacenamiento para el primer escenario (2015), con reforestación del 10%.

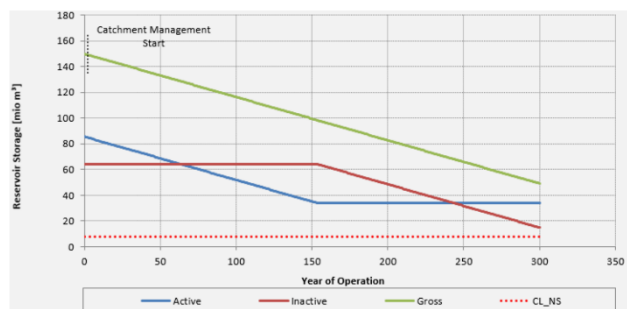


Figura 3.- Evolución temporal de la capacidad de almacenamiento para el primer escenario (2015), con reforestación del 50%.

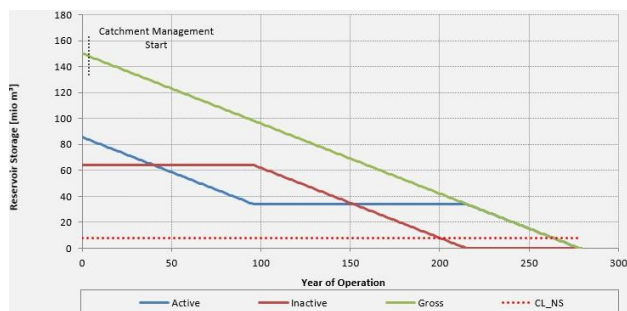


Figura 4.- Evolución temporal de la capacidad de almacenamiento para el segundo escenario (2002), con reforestación del 10%.

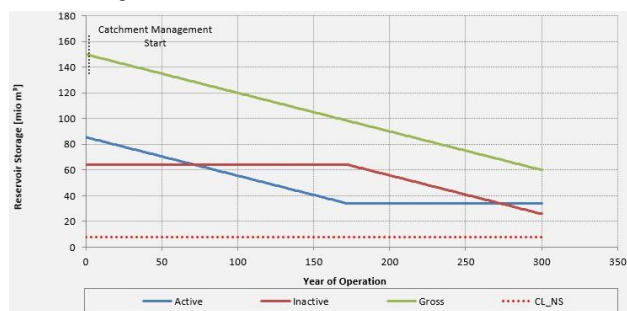


Figura 5.- Evolución temporal de la capacidad de almacenamiento para el segundo escenario (2002), con reforestación del 50%.

Por último, es necesario indicar que el pronóstico de vida útil del embalse producto de la simulación con el modelo REServoir CONservation 2 (RESCON2) mostro ser bastante sensible a la tasa de sedimentación (Mton/año), como se observa al comparar los resultados del escenario 1 (3.70 Mton/año) y del escenario 2 (3.30 Mton/año).

**Desempeño económico del embalse:** el modelo permite determinar una cantidad de agua a la que se le puede dar valor económico y maximizar su Valor Presente Neto (VPN) utilizando una función objetivo. Encontrando de esta forma si la inversión

o las medidas tomadas para la implementación de la gestión de la sedimentación son viables. A continuación, en las figuras 6 y 7 se presenta la evolución con respecto al tiempo del valor presente de los beneficios netos anuales (expresados en millones de dólares) considerando una tasa de descuento del 5%.

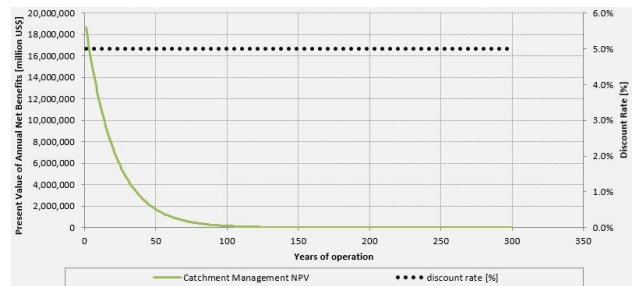


Figura 6.- Evolución temporal de los beneficios netos anuales para el primer escenario (2015), con reforestación del 50%.

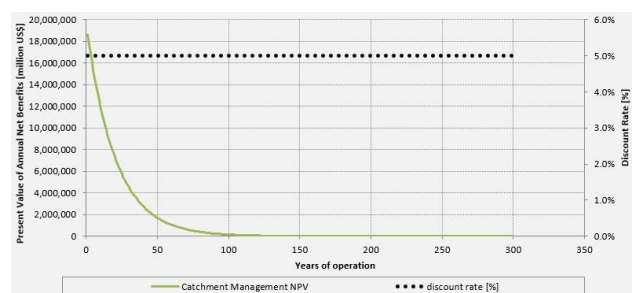


Figura 7.- Evolución temporal de los beneficios netos anuales para el segundo escenario (2002), con reforestación del 50%.

De lo anterior se observa que el embalse presenta beneficios netos bajos a partir del año 100 de operación para ambos escenarios.

## Conclusiones

Consideramos que modelo REServoir CONservation 2 (RESCON2) es una herramienta útil para proyectar estrategias de gestión de la sedimentación desde el punto de vista técnico, además, la evaluación económica permite traducir la regla de operación del embalse a valores cuantitativos que pueden ser provechosos para los tomadores de decisiones.

## Agradecimientos

Agradecemos de manera especial a Empresas Públicas de Medellín (EPM) por los datos suministrados.

## Referencias Bibliográficas

- Acolgen. (2019). Capacidad instalada en Colombia. Retrieved from <https://www.acolgen.org.co/>
- Efthymiou, N. P., Palt, S., Annandale, G. W., & Karki, P. (2017). *Reservoir Conservation Model Rescon 2 Beta. Economic and Engineering Evaluation of Alternative Sediment Management Strategies. User Manual*. Washington, DC.
- Kawashima, S., Johndrow, T., Annandale, G. W., & Shah, F. (2003). *Reservoir Conservation Volume II: RESCON Model and User Manual*.
- Morris, G. L., & Fan, J. (1998). *Reservoir Sedimentation Handbook*. McGraw-Hill Book Co.
- Palmieri, A., Shah, F., Annandale, G. W., & Dinar, A. (2003). *Reservoir Conservation, Volume I: The RESCON Approach*.
- Ríos, D. (2021). Sedimentación reciente e histórica en embalses de Colombia. *Revista Hidrolatinoamericana*, 5, 16–19.

## **PROPUESTA DE UN ENFOQUE PARA EL DISEÑO DE RUGOSIDAD DE FONDO ARTIFICIAL EMPLEANDO BARRAS TRANSVERSALES DISCONTINUAS EN CANALES CON RÉGIMEN**

Osnaya Romero Javier, Gracia Sánchez Jesús, Fuentes Mariles Oscar A, Ortiz Martínez Víctor M.

Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Ingeniería, México  
jor@pumas.iingen.unam.mx, jgs@pumas.iingen.unam.mx,  
ofm@pumas.iingen.unam.mx, vortizm@iingen.unam.mx

### **RESUMEN:**

Este En canales revestidos de fuerte pendiente se presentar velocidades de flujo tan altas, que es necesario modificar su rugosidad para disminuirlas. En este trabajo se presenta un procedimiento para determinar el grado de confianza de que puede esperarse de uno de los criterios disponibles para el diseño de rugosidades artificiales de fondo altas en canales revestidos. Con base en el teorema de Buckingham se proponen expresiones para llevar a cabo el diseño mencionado. Se desarrollan diferentes ejemplos de cálculo que incluyen un tramo de transición de rugosidad alta a la entrada del canal. El estudio concluye que la rugosidad de fondo propuesta ocasiona flujos más estables y aunque implica un costo adicional, es recomendable considerar a la rugosidad artificial cuando se desea reducir mucho la velocidad del flujo de agua al final de esta clase de conductos, pero mantener el flujo de gastos bajos para evitar su almacenamiento en el canal.

### **ABSTRACT:**

In the lining of channels with a steep slope, flow velocities are so high that it is necessary to modify their roughness to reduce them. In this paper, a procedure is presented to determine the degree of confidence that can be expected from one of the available criteria for the design of high artificial bottom roughness in lining of channels. Based on Buckingham's theorem, expressions are proposed to carry out the aforementioned design. Different calculation examples are developed that include a section of transition of high roughness at the entrance of the channel. The study concludes that the proposed bottom roughness causes more stable flows and although it implies an additional cost, it is advisable to consider the artificial roughness when you want to greatly reduce the speed of the water flow at the end of this type of conduits, but maintain the flow of low discharges to avoid storage in the canal.

**PALABRAS CLAVES:** Rugosidad artificial, canales revestidos, canales con pendiente fuerte

## INTRODUCCIÓN

En canales revestidos de fuerte pendiente los flujos de agua se pueden alcanzar velocidades tan grandes que, si la corriente lleva material sólido en suspensión, tengan una capacidad erosiva muy fuerte y, al mismo tiempo, dan lugar a números de Froude de tal magnitud que no solo producen grandes sobrelevaciones del nivel del agua en las curvas, sino que engendran ondas de Mach que, al superponerse, ocasionan que el agua se salga en algunas de ellas. Para disminuir la velocidad se puede colocar en las rápidas una rugosidad artificial debidamente controlada de manera que, a cambio de tener secciones transversales más grandes, se consiga un funcionamiento más estable y una capacidad erosiva menor.

En el trabajo de Krochin, 1986 se han propuesto distintas formas de generar la rugosidad artificial alta. Las dimensiones de los elementos que configuran los distintos tipos de rugosidad artificial se determinan mediante fórmulas específicas en cada caso.

Con el fin de juzgar el grado de confianza que se esperaría con tales ecuaciones, en este trabajo se analizan los resultados que proporcionan utilizando para ello el teorema de Buckingham. Esta forma de proceder permite; en adición, disponer de expresiones adimensionales que simplifican notoriamente el cálculo.

## ECUACIONES

El Para este análisis se utiliza un tipo de rugosidad artificial para un canal de pendiente  $S$  y sección rectangular de ancho  $b$  que proporciona una alta rugosidad artificial controlada y que es de construcción práctica. Está constituido por barras horizontales transversales discontinuas (rugosidad de fondo), de sección casi cuadrada de lado  $\sigma$ , normales a la dirección de la corriente y a una equidistancia  $\lambda = 8\sigma$  (Fig. 1). En el trabajo de Krochin, (1986) se muestran otros tipos de rugosidad artificial. La rugosidad que aquí se presenta tiene la ventaja de permitir el paso de los gastos bajos sin que se retenga el agua.

### Rugosidad de fondo

En las Figs 1 y 2 se muestran los elementos que configuran una rugosidad de fondo, en donde la huella de los travesaños con forma Mes también horizontal, de modo que su sección es casi cuadrada de lado. Al escurrir un flujo con gasto  $Q$ , el desnivel entre la superficie libre del agua y la huella de los travesaños es  $h$ . Con estos datos se definen dos parámetros adimensionales:

$$\alpha_* = h/\sigma \quad [1]$$

$$\beta_* = b/h \quad [2]$$

De acuerdo con ello y dentro de los límites

$$8.0 \geq \alpha_* \geq 3.5 \quad [3]$$

$$6.0 \geq \beta_* \geq 1.0 \quad [4]$$

$$S \leq 0.15 \quad [5]$$

El coeficiente de rugosidad es (Ref [1])

$$K = (54.2 - 2.1\alpha_* + 0.33\beta_*)/1000 \quad [6]$$





De esta igualdad se concluye que

$$F_r = \frac{Vb(h+\sigma)}{\sqrt{g} b (h+\sigma)^{3/2}} \quad [12]$$

Y en atención a que  $Q = Vb(h + \sigma)$ , se tiene que

$$F_r^{2/3} = \left[ \frac{(Q/b)^2}{g} \right]^{1/3} / (h + \sigma) \quad [13]$$

Por tal motivo resulta que haciendo  $Z = F_r^{2/3}$ ,  $X = \alpha_*$ ,  $Y = \beta_*$  el funcionamiento del canal con rugosidad de fondo se cuantifica mediante una expresión de la forma.

$$Z = X^\alpha \gamma^\beta S^\gamma \quad [14]$$

Para valuar los exponentes  $\alpha, \beta$  y  $\gamma$  en un canal de ancho de plantilla  $b$ , se necesita seleccionar  $N$  conjuntos de valores de  $h, \sigma$  y  $S$  que, dentro de los límites impuestos por las desigualdades de las ecs 3 a 5 permiten determinar, en cada conjunto,  $X, Y$  y  $S$ , así como un primer valor de  $Z$  utilizando las ecs. 6 a 10. Para que la muestra de  $N$  conjuntos sea suficientemente representativa, requiere incluir los valores máximo, medio y mínimo de  $X, Y$  y  $S$ .

Haciendo  $z = \ln Z$ ,  $x = \ln X$ ,  $y = \ln Y$  y  $s = \ln S$ , con el método de mínimos cuadrados se establece el sistema de ecuaciones lineales.

$$\begin{Bmatrix} \sum^N x^2 & \sum^N xy & \sum^N xs \\ \sum^N xy & \sum^N y^2 & \sum^N ys \\ \sum^N xs & \sum^N ys & \sum^N S^2 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \\ \gamma \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum^N xz \\ \sum^N yz \\ \sum^N sz \end{Bmatrix} \quad [15]$$

La solución de este sistema de ecuaciones permite conocer los valores de  $\alpha, \beta$  y  $\gamma$  con los cuales se calculan, nuevos valores  $Z_c$  para cada uno de los conjuntos por medio de la ec. 14.

Al comparar los resultados  $Z$  con los  $Z_c$  para el  $i$ ésimo conjunto se tiene el error relativo  $\varepsilon_I = \frac{Z_I - Z_{cI}}{Z_I}$  con lo cual se calcula el error medio y la desviación estándar con las ecs 16 y 17.

$$\bar{\varepsilon} = (\sum^N \varepsilon_I) / N \quad [16]$$

y

$$\bar{S}_\varepsilon = \left[ \frac{(\sum^N (\bar{\varepsilon} - \varepsilon_I)^2)}{N-1} \right]^{1/2} \quad [17]$$

Suponiendo que estos errores tienen una distribución normal es posible calcular el porcentaje de error que se excede y juzgar así el grado de confianza que tiene con la ec 14.

En la tabla 3.1 se muestran los valores de  $\sigma, h, X, Y$  y  $S$  seleccionados para 27 conjuntos en un canal de 6 m de ancho (propuesto). Se calcularon los valores de  $Z$  mediante las ecs. 6 a 10, se estableció y resolvió el sistema ec.15, se calcularon los valores  $Z_c$  y el monto del error medio  $\bar{\varepsilon}$  y la desviación estándar  $\bar{S}_\varepsilon$ . Los resultados fueron:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.420 \\ \beta &= 0.307 \\ \gamma &= 0.297 \\ \bar{\varepsilon} &= 0.002047 \\ \bar{S}_\varepsilon &= 0.008815 \end{aligned}$$

De acuerdo con estos datos los errores que podrían sobrepasarse con una probabilidad de 0.05 serían

$$\varepsilon_M = 0.002047 + 0.008815 (1.645) = 0.01655$$

y

$$\varepsilon_m = 0.002047 - 0.008815 (1.645) = -0.01245$$

Dado que con una probabilidad de solo 0.05 de ser sobrepasados, los errores no serían mayores que el 10%, se considerará que los efectos que produce una rugosidad de fondo en un canal de  $b = 6$  m de ancho (propuesto), se pueden evaluar por medio de la expresión adimensional y razonablemente confiable que se escribe a continuación:

$$\left( \left( \frac{Q}{b} \right)^2 / g \right)^{1/3} / (h - \sigma) = (h/\sigma)^{0.42} (b/h)^{0.307} S^{0.297} \quad [18]$$

Así, para un gasto y una pendiente dados, para determinado valor de  $\sigma$  se evalúe  $h$  resolviendo la ec. 18. Para cerciorarse de la validez del resultado es conveniente verificar que los valores de  $\alpha_* = h/\sigma$  y  $\beta_* = b/h$  queden dentro de los límites impuestos.

De manera que, en este caso, para un gasto y una pendiente dados para determinar el valor de  $h$  bastará con emplear la ec. 18 para un determinado valor de  $b$ .

Por otra parte, conviene recordar que el gasto que circula en un canal revestido de sección rectangular, ancho de plantilla  $b$ , pendiente  $S$  y coeficiente de rugosidad, según la ecuación de Manning, para un coeficiente de rugosidad  $n$ , si el tirante es  $h$  y el radio hidráulico es  $r = b h / (b + 2h)$  queda definido por la expresión

$$Q = b h S^{1/2} r^{1/2} / n \quad [19]$$

En esta ecuación para canales revestidos puede considerarse que  $n$  es del orden de 0.015, lo cual sirve de parámetro para juzgar la efectividad de la rugosidad artificial. Como ejemplo ilustrativo se calculó con los valores de la col. 7 de la Tabla 1 el valor promedio de los valores de rugosidad de la ecuación de Manning y se obtuvo de 0.045. Comparando este valor con el anterior de 0.015, para tener una idea de la manera en que la rugosidad artificial que se logra. Esto muestra de manera objetiva, el valor de la rugosidad al se puede aspirar con la rugosidad artificial con barras transversales discontinuas.

**Tabla 1.-** Valores promedio de  $n$  de Manning.

$\sigma$ [m]	$h$ [m]	$X$ [m]	$Y$ [m]	$S$ [adm]	$Q$ [m <sup>3</sup> /s]	$n$ [s/m <sup>1/3</sup> ]
0.28	2.24	8.00	2.679	0.15	179.005	0.040
0.28	1.61	5.75	3.727	0.15	109.084	0.044
0.28	1.01	3.60	5.952	0.15	58.456	0.048
0.38	3.04	8.00	1.974	0.15	264.030	0.041
0.38	2.18	5.75	2.746	0.15	162.881	0.045
0.38	1.33	3.50	4.511	0.15	85.791	0.049
0.48	3.84	8.00	1.563	0.15	352.297	0.042
0.48	2.76	5.75	2.174	0.15	219.337	0.046
0.48	1.68	3.50	3.571	0.15	117.116	0.050
0.28	2.24	8.00	2.679	0.1	146.157	0.040
0.28	1.61	5.75	3.727	0.1	89.066	0.044



0.28	1.01	3.60	5.952	0.1	47.729	0.048
0.38	3.04	8.00	1.974	0.1	215.580	0.041
0.38	2.18	5.75	2.746	0.1	132.992	0.045
0.38	1.33	3.50	4.511	0.1	70.048	0.049
0.48	3.84	8.00	1.563	0.1	287.650	0.042
0.48	2.76	5.75	2.174	0.1	179.088	0.046
0.48	1.68	3.50	3.571	0.1	95.625	0.050
0.28	2.24	8.00	2.679	0.05	103.349	0.040
0.28	1.61	5.75	3.727	0.05	62.979	0.044
0.28	1.01	3.60	5.952	0.05	33.750	0.048
0.38	3.04	8.00	1.974	0.05	152.438	0.041
0.38	2.18	5.75	2.746	0.05	94.040	0.045
0.38	1.33	3.50	4.511	0.05	49.532	0.049
0.48	3.84	8.00	1.563	0.05	203.399	0.042
0.48	2.76	5.75	2.174	0.05	126.634	0.046
0.48	1.68	3.50	3.571	0.05	67.617	0.050

## EJEMPLOS DE CÁLCULO

Supóngase un canal de sección rectangular, con ancho de plantilla  $b$  de 6.0 m y pendiente  $S$  igual a 0.15, excavado en roca de tal modo que el desnivel entre la plantilla y el terreno natural sea 3.0 m. Considérese un gasto máximo de  $Q = 95 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### *Canal revestido*

Si el canal es revestido de concreto con coeficiente de rugosidad  $n$  de 0.015, fluye agua con un gasto de  $Q = 95 \text{ m}^3/\text{s}$ , se encuentra un tirante  $h = 0.822 \text{ m}$ , una velocidad media  $V = 19.27 \text{ m/s}$  y un número de Froude  $F_r = 6.789$ . Se desea reducir la velocidad del agua en el canal usando barras transversales discontinuas, determinar el tirante, la velocidad en el canal y la transición del flujo original al modificado a partir de la rugosidad calculada.

Conviene señalar que, aunque el tirante es 0.822 m y el tirante máximo que cabría en el canal es de 3.0 m aparentemente no se saldría el agua; sin embargo, hay que recordar la presencia de las ondas de Mach y lo errático de los tirantes en un flujo supercrítico podrían provocar que el agua salga del cauce. Por ello, se considera conveniente incluir una rugosidad artificial en el fondo del canal.

### *Canal con rugosidad artificial de fondo con barras transversales discontinuas.*

Si en el canal se desea reducir la velocidad del flujo empleando la rugosidad artificial de fondo con barras transversales discontinuas con  $\sigma = 0.28 \text{ m}$  se encuentra que el tirante total sería  $T = 1.403 + 0.28 = 1.683 < 3.0 \text{ m}$  (es decir, que no se saldría el agua). La velocidad media se reduciría a 9.406 m/s y el número de Froude a 2.315. El valor calculado de  $K$  empleando la ec. 6 es  $K = 1/22.18$  y el coeficiente de rugosidad  $n$  sería 0.046. También se calculan  $\alpha_* = 5.012$  y  $\beta_* = 4.276$ , los cuales se encuentran en los límites establecidos.

Es interesante preguntarse qué sucedería en el canal con rugosidad de fondo con barras transversales discontinuas y  $\sigma = 0.28 \text{ m}$ , cuando el gasto fuera inferior a los  $95 \text{ m}^3/\text{s}$  considerado.

**Tabla 2.-** Variación de la velocidad

$Q$ [m <sup>3</sup> /s]	$Q$ [%]	$T$ [m]	$F_r$	$\alpha_*$	$\beta_*$	$v$ [m/s]
95	100	1.683	2.315	5.012	4.276	9.406
65	68.4	1.348	2.21	3.814	5.618	8.037
40	42.1	1.017	2.075	2.632*	8.141*	6.555
25	26.3	0.685	1.942	1.776*	12.07*	5.361

\* Fuera de los límites

De acuerdo con los resultados que se consignan en la Tabla 2 el límite de validez de ellos corresponde a un gasto del  $\mp$  30% del original. No obstante, en el supuesto de que la ec. 14 fuera general, con el fin de tener una idea de cuál sería la tendencia del comportamiento del canal al disminuir el gasto, se añadió el último renglón. Así aprecia que tal tendencia implica una disminución gradual de la velocidad y una reducción paulatina del número de Froude, que cada vez se acercaría más a 1, de tal suerte que lo que podría esperarse que al disminuir el gasto, la tendencia sería hacia el régimen crítico, por lo que las alteraciones de la superficie libre se irían atenuando.

Conviene hacer notar que de acuerdo con el tipo sedimento transportado puede ocurrir un depósito, de tal manera que la rugosidad de fondo seguiría siendo útil, aunque, claro, menos efectiva. Mas, debe tenerse en cuenta que para que los resultados anteriores fueran creíbles, es necesario que el material sólido se hubiera cementado porque en un lapso muy prolongado no se removiera, lo que no ocurriría entre dos crecientes sucesivas de importancia, puesto que según los datos mostrados en la Tabla 2, aún para gastos menores la velocidad del agua sería capaz de remover hasta partículas de material sólido de regular tamaño.

Finalmente, es necesario considerar que, agua arriba del tramo del canal con rugosidad artificial de fondo, la velocidad sería tan grande que se produciría un choque violento del agua contra el primer travesaño que forma parte de la zona con rugosidad artificial, causaría una sobrelevación considerable del nivel del líquido. Por este motivo, conviene que los primeros travesaños tuvieran peraltes que fueran creciendo linealmente hasta alcanzar la altura  $\sigma$ .

## CONCLUSIONES

Debe tenerse en cuenta que los errores de aproximación fueron sistemáticamente en más, lo que podría suceder es que las velocidades y los números de Froude fueran menores, lo que sería favorable para el funcionamiento de los canales. Así para los diseños que se hagan con las ecuaciones para números de Froude menores que 1.5, con el fin de respetar el desnivel entre el terreno natural y el fondo del canal, se pueden tener libres bordos adecuados.

Se considera que la rugosidad artificial de fondo con barras transversales discontinuas ocasiona flujos más estables dentro de un rango más amplio, aunque es un poco más costosa y menos resistente al desgaste, para otras clases de la rugosidad artificial generalmente sucede lo contrario.

Por otra parte, debe tenerse presente que si los diseños se hacen para un flujo de agua con el gasto máximo con probabilidad de ocurrencia relativamente baja, con la rugosidad artificial de fondo propuesta, para flujos con gastos menores, el desgaste se atenuaría notoriamente.

Más aún, conviene recordar que en este trabajo se han analizado solo un tipo de rugosidad artificial. En el trabajo de Krochin, 1986, se describen otras que podrían mejorar la eficiencia a la alcanzada en este trabajo.

Se recomienda instalar un tramo de transición del canal aguas arriba de la zona en la cual se tiene la rugosidad de fondo con barras transversales discontinuas, ya que el cambio de la rugosidad del fondo no debe ser brusco, para evitar el peligro de deflectar el flujo de agua a la entrada.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a la Dra. Judith Guadalupe Ramos Hernández su participación en la elaboración de este trabajo.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

**French R. H.** (1985). *Open Chanel*. McGraw Hill, N. York.

**Kratz D B y Mahaj I, K,** (1975), *Small Hydraulic Structures*, FAO, Irrigation and Drainage Paper, 26/2

**Krochin S,** (1986), *Diseño hidráulico*, 3a Edición, Quito Ecuador.

**Sánchez B J L, Gracia S J y Franco V,** (2000), *Critical review of equations to determine the effect of artificial roughness in a canal with steep slopes*, Dam Engineering, XI, 2, 89-109, UK.

**Wood I. R. (editor),** (1991) *Air Entrainment in Free-Surface Flows*, (Cap. 3, Free Surface Air Entrainment in Spillways), A.A. Balkema, Rotterdam.



# INFLUENCIA DE LA ALTURA DE MUROS GUÍA EN LA CONFIGURACIÓN DEL FLUJO EN TORNO A ESTRIBOS DE PUENTES

Graciela Scacchi, Marcela Reynares, María L. Possi y Agustina Spais

Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH) - Universidad Nacional del Litoral (UNL)

Casilla de correo 217 – 3100 – Santa Fe – Argentina. Teléfono 0342 4575234

E-mail: gracielasacchi@gmail.com; reynares@fich.unl.edu.ar; mlpossi@gmail.com; agus\_01\_12@hotmail.com

## Introducción

El trabajo que aquí se presenta fue realizado en el marco de un Proyecto de Investigación que tiene por objeto evaluar el uso de geocontenedores como medida de protección contra la erosión local junto a estribos de puentes. En relación con ello, Spais et al., 2018, sobre la base experimentos de laboratorio en los que se representaron muros de aproximación de igual forma pero de diferentes alturas, demostraron que en la medida que se incrementa la altura del muro se logran mayores reducciones de la máxima profundidad de erosión junto al estribo. No obstante ello, los autores destacan que el empleo de muros guía que generen obstrucciones parciales del escurrimiento pueden lograr reducciones importantes en las profundizaciones junto al estribo.

Este trabajo constituye una continuación del realizado por Spais et al., 2018. El objetivo es estudiar, a través de una nueva secuencia experimental, la configuración inicial del flujo en las inmediaciones del estribo con las obras de protección consideradas en dicho estudio y evaluar las modificaciones que en las mismas introduce el hecho de que el muro contemplado interfiera solo parcialmente al tirante del escurrimiento, de modo tal de establecer correlatos con las erosiones asociadas.

## Metodología

Los experimentos fueron realizados en el Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas de la Universidad Nacional del Litoral, Santa Fe, Argentina. El canal de experimentación utilizado es de sección rectangular con fondo erosionable, de 60 m de largo, 1,48 m de ancho y 1 m de profundidad. En su interior se ha representado un estribo de pared vertical que posee un desarrollo en el sentido transversal a la corriente de 30 cm.

La secuencia de experimentos realizados contempló un ensayo de referencia (estribo sin protección) y tres experimentos en los que se representaron muros con tres alturas diferentes, logradas superponiendo 2, 3 y 5 geotubos, uno encima del otro, de modo tal de poder analizar la influencia que tiene la sumergencia del muro sobre la configuración del flujo. La geometría de cada uno de los dispositivos de protección ensayados fue la misma, definida por un cuarto de elipse, considerando su semieje menor coincidente con la longitud del estribo (Fig. 1).



Figura 1.- Conformación de los muros ensayados

Los geotubos utilizados fueron construidos con bolsas de tela rellenas con arena, con un ancho promedio de 10 cm y una altura promedio aproximada de 4 cm.

Las condiciones hidráulicas fueron las mismas que las ensayadas en Spais et al., 2018, esto es un caudal de 83 litros/seg y una profundidad del flujo de aproximación de 19 cm. En la tabla 1 se resumen las características de los ensayos realizados, en particular la cantidad de geotubos apilados y la sumergencia de cada muro ensayado (altura muro/tirante) expresada en porcentaje.

Tabla 1.- Resumen de dispositivos ensayados

Ensayo	Nº geotubos	Sumergencia (%)
E1	---	---
E2	2	42
E3	3	68
E4	5	100

En cada uno de los ensayos se realizó una medición detallada del campo del flujo en las inmediaciones del estribo y obra de protección representada. Un aspecto particular de estos ensayos lo constituyó el hecho que el lecho del canal fue horizontal y rigidizado, de modo tal de evitar el desarrollo de erosiones durante las mediciones de velocidad, ya que dicha actividad demandó un tiempo considerablemente largo.

Las mediciones de velocidad se realizaron con un Velocímetro Acústico Doppler, sobre una grilla de verticales que se mantuvieron en todas las configuraciones de protección representadas (Fig. 2). La cantidad total de puntos medidos en cada ensayo fue de 340 aproximadamente. El tiempo de medición en cada punto fue de 6 minutos.

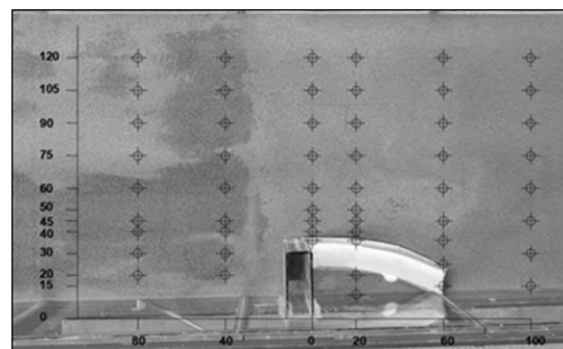
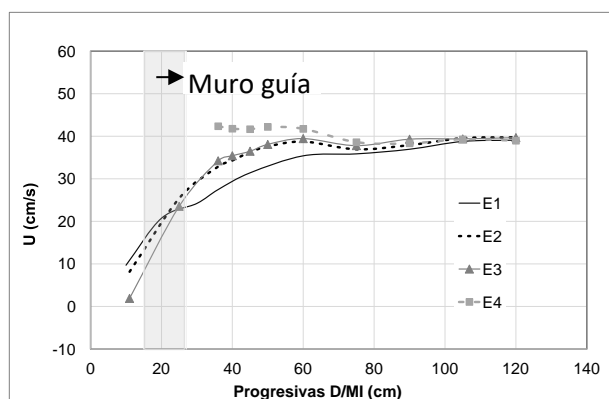


Figura 2.- Localización de las verticales de medición

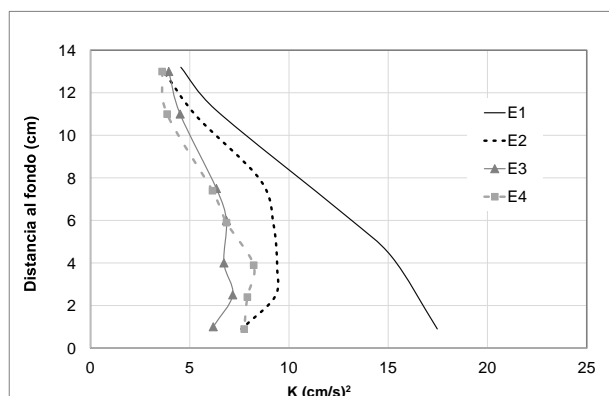
## Resultados encontrados

Sobre la base de las series temporales de velocidades registradas en cada uno de los ensayos realizados (E1, E2, E3 y E4) se evaluaron en primera instancia los campos de velocidades longitudinales medias en la vertical,  $U$ , cuya distribución fue analizada en diferentes secciones transversales paralelas al eje del estribo y ubicadas tanto aguas arriba como aguas abajo del mismo (Fig. 2). Estos resultados permiten observar que aguas arriba del estribo la presencia de los muros uniformiza la distribución transversal de velocidades en su aproximación a la sección del

estribo, efecto que resultó más acentuado en la medida que la altura del muro aumentó, hecho que se traduce en la existencia de velocidades junto al mismo cada vez mayores (Fig. 3). Los datos medidos permitieron también analizar la energía asociada a las fluctuaciones de velocidad ( $k=0.5[u'^2+v'^2+w'^2]$ , donde  $u'^2$ ,  $v'^2$ , y  $w'^2$  son las varianzas de las señales de las tres componentes del vector velocidad), en ese sector del flujo, lo cual admitió verificar que el aumento de velocidad, asociado con la distribución más uniforme del flujo se relaciona con menores niveles de energía, tal como se demuestra en la figura 4, en la que se comparan los perfiles de distribución vertical de  $k$  en una vertical próxima a los muros ensayados. Un comportamiento similar ocurre con las tensiones de Reynolds  $u'w'$ .



**Figura 3.-** Distribución transversal de velocidades medias en la vertical (componente longitudinal). Sección ubicada 20 cm aguas arriba del estribo. E1-E2-E3-E4

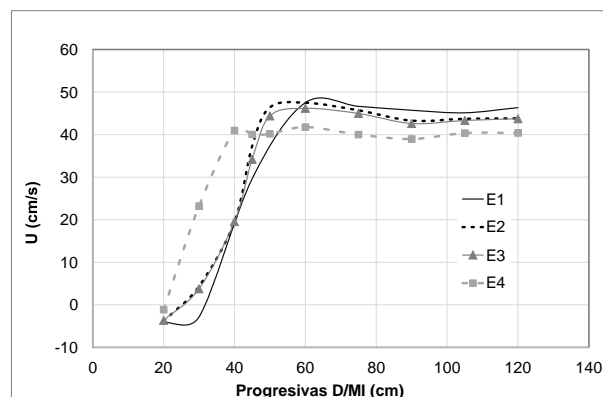


**Figura 4.-** Distribución vertical de energía asociada a las fluctuaciones de velocidad,  $k$ . Sección ubicada 20 cm aguas arriba del estribo. Progresiva lateral 36 cm. E1-E2-E3-E4

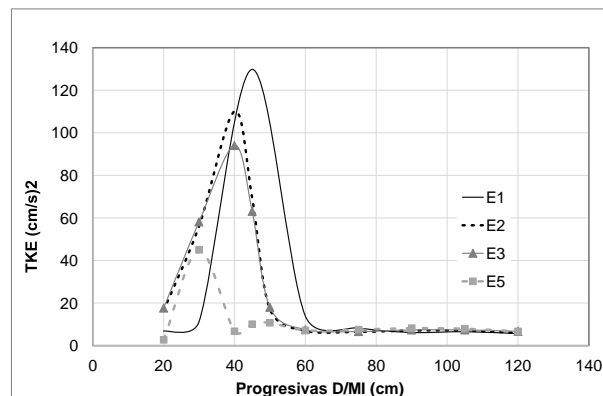
El análisis de los datos obtenidos aguas abajo del estribo permite observar que la parte del escurrimiento dominada por la contracción del flujo se expande, respecto de la situación de estribo sin protección, con un ancho que aumentó al incrementarse la altura del muro guía representado. Esta situación se muestra en la figura 5, en la que se han representado las distribuciones transversales de  $U$  obtenidas en los cuatro ensayos realizados, en una sección localizada 40 cm aguas abajo de la sección de emplazamiento del estribo. Este ensanchamiento del sector del flujo contraído se corresponde con una disminución de las velocidades medias en este tramo y una reducción de la región de recirculación que se desarrolla aguas abajo del estribo (Fig. 5).

En la figura 6 se presentan las distribuciones transversales de la energía asociada a las fluctuaciones de velocidad medias en la vertical,  $K$ , correspondientes a la misma sección transversal de figura 5. Allí se observa que para la situación de estribo sin protección (E1) los más altos niveles de energía se corresponden

con la presencia de la capa de corte desprendida desde el estribo, evidenciándose un valor pico de  $K$ , varias veces superior al del flujo circundante. Surge de figura 6 que dicho “valor pico” de  $K$  también se visualiza en los datos provenientes de los restantes ensayos (E2, E3, E4), pero con magnitudes que decrecen en la medida que la altura del muro aumenta y desplazados cada vez más hacia la izquierda.



**Figura 5.-** Distribución transversal de la velocidad media en la vertical,  $U$  (componente longitudinal). Sección ubicada 40 cm aguas abajo del estribo. E1-E2-E3-E4



**Figura 6.-** Distribución transversal de energía asociada a las fluctuaciones de velocidad media en la vertical,  $K$ . Sección ubicada 40 cm aguas abajo del estribo. E1-E2-E3-E4

## Conclusiones

En este estudio se analizó la configuración del flujo en torno a un estribo de puente protegido con muros guía de diferentes alturas. Los resultados permiten señalar que aguas arriba del estribo la distribución del flujo se torna más uniforme en la medida que la altura del muro aumenta, fenómeno que se acompaña con incrementos de velocidades y disminución de los niveles de energía junto al muro. Aguas abajo del estribo la presencia del muro afecta la región de flujo principal contraído, el cual se desarrolla en un ancho que aumenta con la altura del muro, con la consecuente disminución de velocidades. Los altos valores de energía asociados con la capa de corte desprendida desde el estribo, que se verifican para la situación de estribo sin protección, disminuyen y se desplazan hacia la margen de un modo más acentuado en la medida que se consideraron muros más altos.

## Referencias Bibliográficas

Spais, A.; Reynares, M; Scacchi, G.; Possi, M.L. y Schreider,

M. (2018): “El uso de geotubos como medida de protección de estribos de puentes”, XXVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Buenos Aires, Argentina

## RENATURALIZAÇÃO DA BACIA DO RIO JACARÉ – TRANSFORMANDO O BAIRRO JACARÉ EM UM BAIRRO AMBIENTALMENTE SUSTENTÁVEL

Camille Alves Duque Ribeiro<sup>1</sup>, Mônica de Aquino Galeano da Hora Rocha<sup>2</sup> e Dionê Maria Marinho Castro<sup>2</sup>

Prefeitura Municipal de Niterói  
Endereço: Rua Cel. Gomes Machado, Número 258, Bairro Centro, CEP: 24020-111  
Niterói, Rio de Janeiro, Brasil  
<sup>1</sup>ma.ugpcaf@gmail.com; <sup>2</sup>monica.ugpcaf@gmail.com; <sup>3</sup>dionecastro.prefniteroi@gmail.com

### RESUMO

A Renaturalização da Bacia do Rio Jacaré é um componente fundamental e inovador do Programa Região Oceânica Sustentável – PRO Sustentável e trata, resumidamente, de um conjunto de projetos que estão sendo executados desde 2016 no bairro Jacaré, localizado no município de Niterói, estado do Rio de Janeiro, Brasil. Os projetos objetivam recuperar os indicadores ecológicos dessa bacia de modo a transformar esse ambiente, anteriormente degradado, em um bairro ambientalmente sustentável, buscando trazer conhecimento à população da importância da preservação da bacia hidrográfica e do meio ambiente ao seu redor. Já foram executadas obras de requalificação urbana e saneamento ambiental nas 3 (três) principais comunidades: Vale Verde, Cabrito e Saibreira. São ainda previstas para serem executadas obras de proteção das nascentes e para a recuperação do leito do Rio Principal, adotando técnicas em bioengenharia, através de Soluções Baseadas na Natureza (SbN), bem como também são previstas a execução de sistemas alternativos de tratamento de esgotamento sanitário e de sistemas de gestão integrada de resíduos sólidos urbanos. Dessa forma, acredita-se que a Renaturalização da bacia do Rio Jacaré favorecerá a dinâmica socioambiental já existente, por meio do estabelecimento de novos equilíbrios ecossistêmicos, pois irá proporcionar a utilização consciente dos recursos naturais e a diminuição da degradação dos corpos hídricos e, além disso, favorecerá o aumento da resiliência e da capacidade regenerativa dos ecossistemas.

### ABSTRACT

Renaturalization of Watershed the Jacaré's River is a fundamental and innovative component of the PRO Sustentável, composing a set of projects that have been running since 2016 in the Jacaré neighborhood, located in the municipality of Niterói, state of Rio de Janeiro, Brazil. The projects objectives are recovering the ecological indicators this basin, to transformer this place, previously degraded, into an environmentally sustainable neighborhood, seeking to bring knowledge to the population of the importance of preserving the watershed and the environment around it. Urban requalification and environmental sanitation constructions had been done in the principal three communities: Vale Verde, Cabrito and Saibreira. In addition, works are planned for the protection of springs and recovery of the Jacaré River bed, adopting bioengineering technologies, through Nature-Based Solution (NBS), as well as the implementation of alternative sewage treatment systems and urban solid waste management. Thus, it was believing that the Renaturalization of Watershed the Jacaré's River will favor the existing social-environmental dynamic, by the establishment of news ecosystems balance, because will provide conscious use of natural resources; the decrease in the degraded of water resources, and in addition, it will help to increase the resilience and regenerative capacity of ecosystems.

**PALAVRA-CHAVE:** Renaturalização, Recuperação, Bacia Hidrográfica



## INTRODUÇÃO

Atualmente, no Brasil, cerca de 86% da população vive nos centros urbanos e, segundo o Instituto Trata Brasil (2022), baseado no Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento - SNIS, 100 milhões de pessoas não dispõem de rede de coleta de esgotos e, de tudo o que é coletado, apenas 50% é tratado. O mesmo Instituto, analisando o saneamento nas 100 maiores cidades brasileiras, afirma que 5,3 mil piscinas olímpicas de esgoto sem tratamento são despejadas diariamente na natureza. Isso significa que o destino final são os rios e lagoas, que também sofrem constantes desvios e aterros de seu leito, em consequência da histórica ocupação desordenada das cidades brasileiras. Remetendo à história da ocupação urbana brasileira, na grande maioria dos casos, quando o espaço ocupado pelos rios se tornava empecilho para o avanço das cidades, os rios eram eliminados visualmente, sofrendo canalizações e retificações (Garcias & Afonso, 2013).

Com efeito, durante anos, a estratégia da engenharia fluvial e hidráulica esteve orientada no sentido de retificar o leito dos rios e córregos, para que suas vazões fossem dirigidas para jusante pelo caminho mais curto e com a maior velocidade de escoamento possível. Os objetivos principais visavam a ganhar novas terras para a agricultura, novas áreas para a urbanização e minimizar os efeitos locais das cheias, bem como a proliferação de mosquitos. A realização de obras com base nessa concepção higienista teve consequências negativas, principalmente, na biodiversidade dos ecossistemas (Binder, 2001).

A renaturalização de rios já vem ocorrendo há algumas décadas em diversos países da Europa, Ásia e, também, nos Estados Unidos. No caso da Alemanha, onde há obras hidráulicas arrojadas, em que a maior parte dos rios funcionam como hidrovias, esse retorno em busca da renaturalização veio em resposta às grandes inundações urbanas ocorridas, segundo técnicos alemães, em função da retificação e eliminação do leito maior dos rios. Nos países ibéricos, também, são cada vez mais frequentes as ações de restauração fluvial, semelhantes às de renaturalização na Alemanha. O mesmo vem ocorrendo nos Estados Unidos da América – EUA em que a aplicação de técnicas de bioengenharia na recuperação de rios são cada vez mais frequentes. Esses novos paradigmas orientadores da recuperação de corpos d'água têm como premissa a atenção à complexidade do sistema ambiental sob interferência, bem como o envolvimento direto dos seus habitantes.

Fazendo analogia com o tratamento de um corpo humano doente, é imprescindível que a intervenção em corpos d'água a título de renaturalização ou restauração fluvial considere a sua bacia hidrográfica integralmente e adote a perspectiva do tratamento de corpos humanos objetivando promover a sua cura. Assim, é necessário examiná-lo, proceder à anamnese e elaborar o diagnóstico, que no caso do tratamento da bacia implica em percorrer todo o seu território, sentir seus humores, conversar *tête-a-tête* com seus moradores e comprometê-los com a recuperação da bacia, tal como a cura de um paciente depende do seu envolvimento concreto (CASTRO & GUEDES, 2009).

Nesta perspectiva, a percepção evolutiva das interações entre as atividades antrópicas e o meio ambiente permite, hoje, que sejam consideradas novas estratégias dirigidas à renaturalização de rios e córregos, valorizando as condições naturais dos corpos hídricos e das baixadas inundáveis. É evidente que esta concepção tem os seus limites, quando se trata de manter a proteção das zonas urbanas e das vias de transporte (Binder, 2001). Conforme WADE *et al.* (1998 apud Espindola, 2005), uma das diretrizes para o sucesso dos projetos de reabilitação de rios é que as obras realizadas sejam as mais realísticas possíveis, estando em sintonia com os requerimentos funcionais de todo o ecossistema.

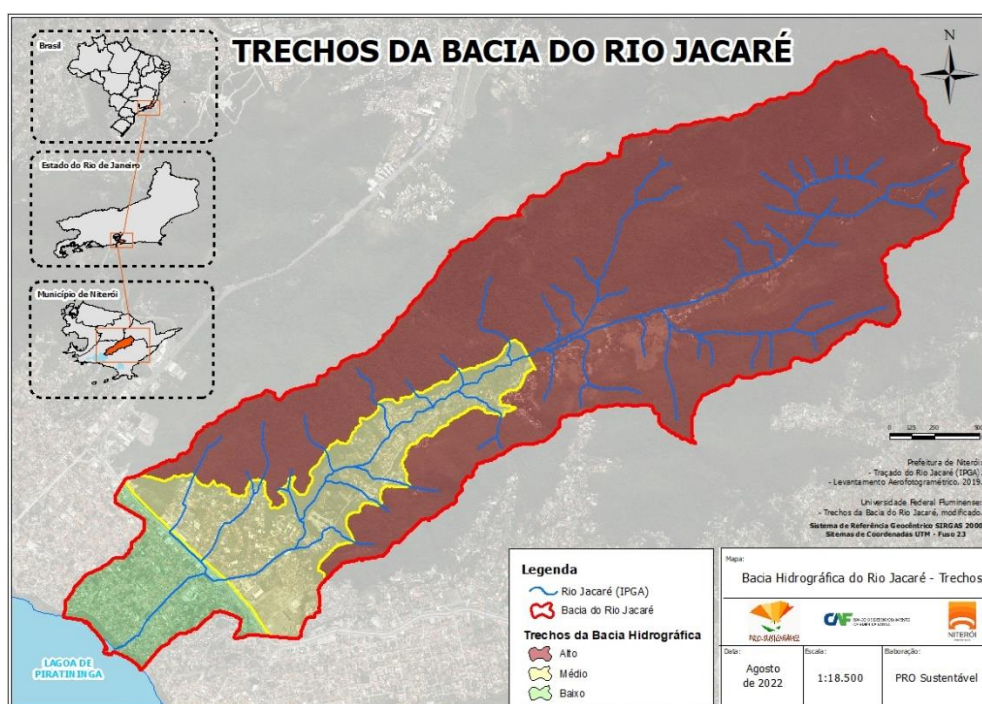
No âmbito desse novo paradigma, a Prefeitura Municipal de Niterói – PMN vem implementando o Programa Região Oceânica Sustentável – PRO Sustentável, através da Unidade de Gestão do Programa – UGP-CAF com recursos do contrato de empréstimo junto à Corporação Andina de Fomento – CAF. O objetivo é reverter o processo de degradação ambiental da Região Oceânica por meio da requalificação e restauração ecológica de áreas degradadas, mitigação e adaptação frente às mudanças climáticas, melhoria da mobilidade urbana, diminuição da

insalubridade em bairros locais e aumento do bem-estar da população local, com a implantação de infraestrutura urbana, ambiental e viária adequadas.

É nessa visão de recuperação dos recursos naturais da Região e promoção de um modelo de gestão ambiental sustentável que surge o Projeto de Renaturalização da Bacia do Rio Jacaré. Este é, indubitavelmente, um projeto inovador. Embora existam vários projetos de restauração fluvial já em implantação na Europa e no Brasil há cerca de duas décadas, não se tem o registro de casos concretos de restauração de bacias hidrográficas urbanas em nosso País, adotando o conceito de Soluções Baseadas na Natureza – SbN. O foco principal deste Projeto é recuperar os indicadores ecológicos desta bacia, incluindo as condições de vazão, a recuperação da flora e da fauna, bem como a retomada da relação de proximidade entre os habitantes locais e o Rio Jacaré.

Os conceitos das melhorias ecológicas propostas para a bacia do Rio Jacaré tangenciam diferentes definições relacionadas à renaturalização, que ainda não podem ser consideradas irrefutáveis nos meio técnico-científicos em que são discutidas e aplicadas. Todavia, aqui encontra-se exposto o marco conceitual que orienta o trabalho na bacia do Rio Jacaré: renaturalização, restauração fluvial e reabilitação como conceitos norteadores de todos os estudos, projetos, atividades e obras já realizados e em realização na Bacia. A formulação de tais conceitos é resultante de reflexões acerca de como recuperar ambientalmente esta Bacia, considerando a dinâmica ambiental ali estabelecida nos dias de hoje, ou seja, o embasamento abiótico interagindo com o biótico recebendo as alterações provenientes da dinâmica antrópica.

O Programa Região Oceânica Sustentável tem o pensamento sistêmico como premissa fundamental na concepção e implementação dos projetos, todavia a Bacia foi caracterizada em três trechos de modo a auxiliar o processo de trabalho. Considera-se como limites do alto trecho da Bacia a partir da cota de 40m em direção à linha de cumeada e a partir da Comunidade do Vale Verde para montante incluindo as áreas a partir do talvegue do Rio Jacaré. O médio trecho foi delimitado iniciando na cota de 40m, em direção ao talvegue do Rio Jacaré em ambos os lados, e ao longo do rio a partir da Estrada Francisco da Cruz Nunes em direção a montante até o Vale Verde, fechando a poligonal com a ligação os pontos entre as cotas 40 m através de linha reta imaginária que passa sobre a as margens do Rio Jacaré. Delimitou-se o baixo curso, entre a Estrada Francisco da Cruz Nunes e a foz do Rio Jacaré (**figura 1**).



**Figura 1.-** Trechos da Bacia do Rio Jacaré.  
Fonte: PMN, 2022.



Considerando as características geomorfológicas e bióticas e o seu estágio atual de ocupação, o conceito de renaturalização a ser implementado no alto curso da bacia, implica na implantação de ações mais rigorosas objetivando recuperar a maior quantidade e variedade possível de espécies da biota nativa, aumentar a vazão do rio e de suas nascentes, bem como melhorar os parâmetros de qualidade da água. No médio curso da bacia do Rio Jacaré o conceito de restauração fluvial implica, também, na realização de ações para a recuperação dos indicadores ecológicos, mas privilegia também a instalação de equipamentos públicos que propiciarão maior proximidade dos moradores com o Rio. O baixo trecho da Bacia é o de maior densidade de ocupação. Trata-se de loteamento aprovado pela Prefeitura há algumas décadas, em que o Rio se encontra confinado entre as moradias e junto à foz tem-se uma favela em toda a área limítrofe com a Lagoa. Neste trecho, considera-se que a reabilitação do olhar dos moradores em relação ao Rio Jacaré é a ação mais apropriada neste momento, uma vez que as desapropriações implicariam em valores econômicos muito altos.

A primeira etapa da Renaturalização da Bacia do Rio Jacaré teve início com os estudos sobre a sua dinâmica ambiental elaborados pela Equipe UGP/CAF em conjunto com o Instituto de Geociências da Universidade Federal Fluminense – UFF. Neste período foi realizado um Seminário Internacional com a participação de técnicos-pesquisadores da Universidade de Maryland, nos Estados Unidos da América e do Centro Ibérico de Restauração Fluvial – CIREF, quando foram discutidas técnicas de bioengenharia e outras na linha das Soluções baseadas na Natureza – SbNs.

Outras etapas vêm sendo cumpridas desde o ano de 2016, incluindo projetos, obras e intenso trabalho de mobilização, educação ambiental e sanitária. A proposta é que o Jacaré possa ser considerado um bairro ambientalmente sustentável. Para tanto, encontram-se em elaboração o projeto de gestão integrada de resíduos sólidos urbanos e o de implantação de sistemas alternativos de tratamento de esgotos na Faixa marginal de Proteção do Rio Jacaré

## CONTEXTUALIZANDO A BACIA DO RIO JACARÉ

O Rio Jacaré, com cerca de 5,9 km de extensão, maior contribuinte da Lagoa de Piratininga, drena uma bacia de aproximadamente 6 km<sup>2</sup>, situada na Região Oceânica do Município de Niterói. Atualmente, a vazão do Rio Jacaré é ínfima, diferente da situação há cerca de três décadas em que os moradores pescavam e banhavam-se no Rio, conforme depoimentos dos mais antigos. A maior parte dessa bacia – trechos alto e médio – é ocupada pelo bairro Jacaré, com mais de 3.874 habitantes que, somando-se à população do baixo trecho, perfaz um total maior que 7.607 habitantes, identificados no Censo do IBGE, em 2010.

Conforme supracitado, foram identificados três diferentes trechos na bacia, de acordo com suas características geomorfológicas e de ocupação. O alto curso corresponde à 76,58% de sua área, em que a cobertura florestal se encontra bastante preservada, e quase sua totalidade encontra-se dentro dos limites do Parque Estadual da Serra da Tiririca – Setor Darcy Ribeiro. Nesta faixa predominam os canais de primeira ordem, correspondentes a rios intermitentes com fluxo descontínuo em seus leitos. A ocupação ainda tem baixa densidade de construções e presença de chácaras e pequenos sítios.

O médio curso representa 15,78% da área da bacia, com a maior densidade de ocupação do Jacaré, excluindo o baixo curso, que é outro bairro. Neste trecho a FMP apresenta vários pontos com pequenas edificações e no próprio leito do Rio Jacaré há obstáculos à circulação da água em épocas de concentração pluvial.

Já o baixo trecho representa 7,64% da bacia e corresponde à área com maior densidade de ocupação, onde a FMP e o leito do Rio Jacaré se encontram mais alterados, estando canalizado, retificado e desviado em diversos pontos. Toda a Faixa Marginal de Proteção está ocupada e muitas residências avançam sobre a calha do rio.

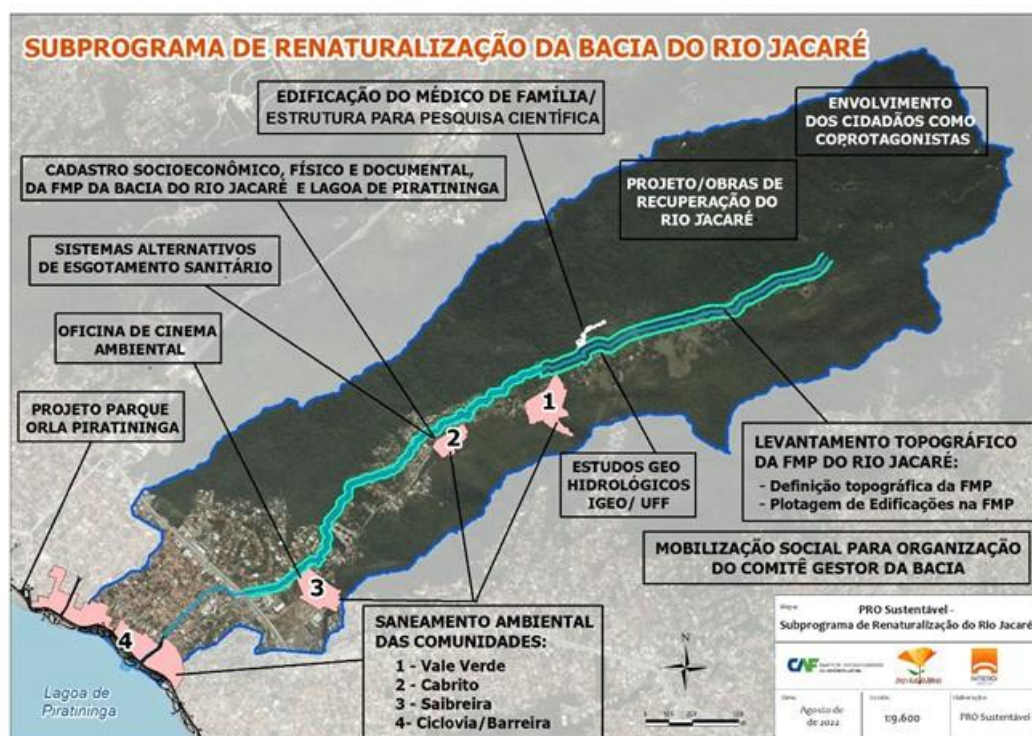
Considerando que no PRO Sustentável o objetivo é a renaturalização de uma bacia hidrográfica urbana e não apenas de um rio, a abrangência do trabalho se estende a toda a área da



bacia com procedimentos orientados pelo pensamento sistêmico que enseja um trabalho mais humanizado buscando envolver os moradores como coprotagonistas de cada um dos projetos ali implementados.

Assim, objetivando higienizar a bacia eliminando o aporte de esgotos no Rio e melhorando a coleta de resíduos sólidos foram executadas obras de requalificação urbana e ambiental com o saneamento das três comunidades existentes na bacia hidrográfica – Vale Verde, Cabrito, Saibreira – juntamente com ações de educação ambiental e sanitária com foco na separação de resíduos sólidos na origem. Acrescenta-se o trabalho de educação ambiental e sanitária, bem como o de regularização fundiária realizado na Favela da Ciclovía durante a elaboração do projeto executivo de saneamento e requalificação ambiental. As respectivas obras encontram-se em processo licitatório. Além disso, encontra-se em avançado estágio de execução as obras do Parque Orla Piratininga junto à foz do Rio, conforme ilustrado na **figura 2**, utilizando técnicas de Soluções baseadas na Natureza-SbN.

Este processo de descontaminação da Bacia do Rio Jacaré, mais as obras de recuperação do Rio e a implantação de sistemas alternativos de tratamento de esgotos nas moradias, não alcançadas pela rede pública, são as bases do processo de renaturalização/restauração do Rio Jacaré e suas nascentes. Ressalta-se que o diferencial das obras de saneamento realizadas nas favelas é a realização do trabalho de mobilização social e educação ambiental e sanitária, concomitantemente à implantação de cada um dos projetos. Na **figura 2** estão representadas as ações já desenvolvidas e outras a serem implantadas na Bacia do Rio Jacaré desde o início do Programa Região Oceânica Sustentável.



**Figura 2-** Projetos e realizados na Bacia do Rio Jacaré.

Fonte: PMN, 2022.

## OBRAS E PROJETOS REALIZADOS NA BACIA DO RIO JACARÉ

Uma das primeiras atividades realizadas na bacia do rio Jacaré foi o levantamento fundiário da Faixa Marginal de Proteção – FMP do Rio Jacaré, cadastramento das benfeitorias irrelevantes a serem demolidas à luz da legislação ambiental, assim como cartilha ilustrada sobre a importância de preservação da FMP do Rio, legislação aplicável, a função ambiental da FMP visando ao processo de desocupação do leito e das áreas *non aedificandi*.

As obras de saneamento e requalificação urbana e ambiental nas três comunidades principais do bairro, Vale Verde/Pé Preto, Saibreira e Cabrito, já apresentam resultados constatáveis visualmente na melhoria da qualidade da água do Rio Jacaré. Além da falta de saneamento, essas comunidades apresentavam condições precárias de infraestrutura que contribuía para a degradação ambiental de toda a bacia. Foram implantadas obras de melhoria no abastecimento de água, no esgotamento sanitário (incluindo as ligações intradomiciliares), na drenagem pluvial, bem como na implantação do sistema de coleta de resíduos sólidos e na requalificação de acessos, **figuras 3, 4 e 5**.



**Figura 3.**-Fotos das obras da comunidade do Vale Verde mostrando o antes, durante as obras de drenagem e o depois com a drenagem e a pavimentação concluídas.

Fonte: UGP/CAF, 2021.



**Figura 4.**-Fotos das obras da comunidade da Saibreira mostrando o antes, durante as obras de drenagem e o depois com a drenagem e pavimentação concluídas.

Fonte: UGP/CAF, 2021.



**Figura 5.**- Fotos das obras da comunidade do Cabrito mostrando o antes, durante a implantação da rede de drenagem em beco da comunidade e o depois com a drenagem e a pavimentação concluídas.

Fonte: UGP/CAF, 2021.



Nas ações de mobilização social e educação sanitária e ambiental, junto aos moradores de cada uma das favelas, já mencionadas, foi dado suporte técnico social à população ao acompanhamento das obras de saneamento nas comunidades, visando a mitigar os impactos provocados pelos novos equipamentos implementados e também mediar a relação entre moradores locais e equipe de obras, tendo como meta geral a sensibilização e participação ativa da população local na implantação das intervenções do sistema de saneamento ambiental. Destaca-se que os Plantões Sociais e as conversas porta a porta com cada morador são atividades rotineiras do PRO Sustentável e tiveram, também, como foco criação da cultura de separação dos resíduos domésticos na origem, em trabalho juntamente com a Companhia de Limpeza Urbana de Niterói-CLIN, que já vem implantando os equipamentos de coleta seletiva.

No intuito de concretizar a ideia de “Jacaré, Bairro Ambientalmente Sustentável”, foi edificado o prédio do Centro de Referência de Sustentabilidade Ambiental Urbana - CERSU, aplicando tecnologias verdes como drenagem e ventilação naturais, energia solar, reaproveitamento de água de chuva, telhado verde como forma de estimular tais usos no Município de Niterói. Neste prédio funciona uma Unidade do Médico de Família, na sua estrutura anexa funcionará o projeto Farmácia Viva, com a produção de fitoterápicos.

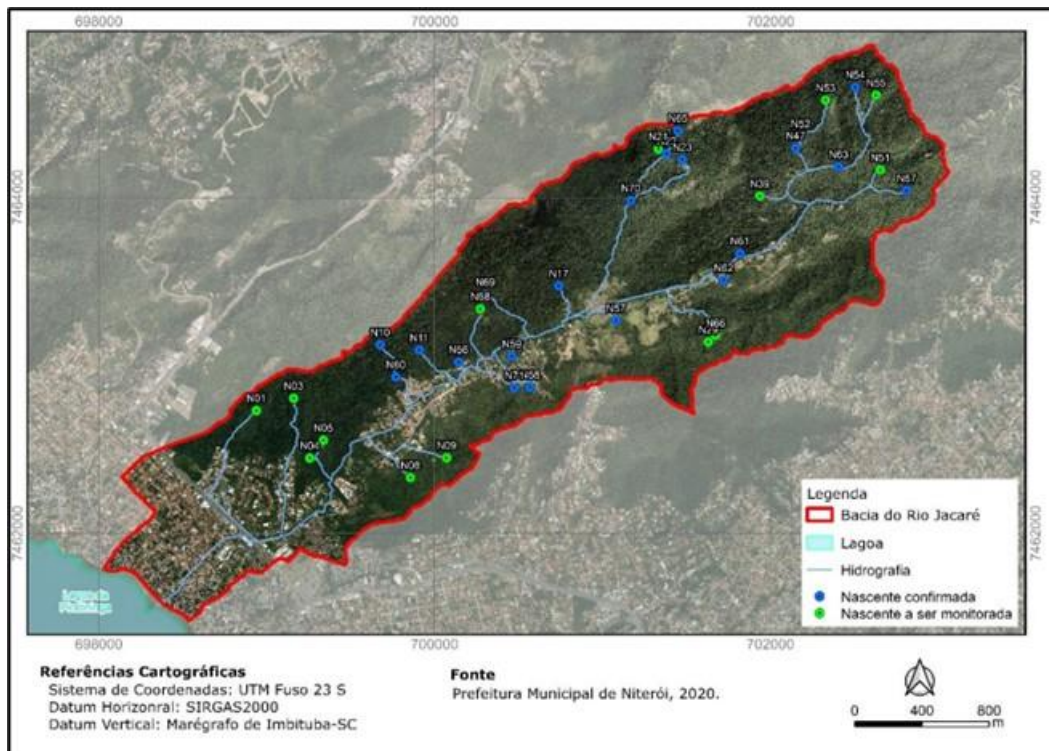
## OBRAS E PROJETOS EM VIAS DE REALIZAÇÃO NA BACIA DO RIO JACARÉ

A partir do levantamento cadastral socioeconômico, físico e documental na margem esquerda da Estrada Frei Orlando, foram identificadas ocupações informais e áreas disponíveis para implantação de sistemas alternativos de esgotamento sanitário. Apesar de existir rede formal de esgotamento sanitário na área, esta foi implantada acima dos terrenos na Estrada Frei Orlando, dificultando a ligação dos imóveis que estão abaixo do tronco coletor no mesmo. Assim, a solução proposta pela equipe do PRO Sustentável são sistemas alternativos de tratamento destes efluentes, coletivos ou individuais, que atendam à questão ambiental e ao modelo de ocupação disperso da Região.

No contexto da Renaturalização da Bacia do Rio Jacaré, o projeto de Recuperação do Leito do Rio Jacaré e suas Nascentes é o mais significativo no que se refere à aplicação de Soluções baseadas na Natureza. O foco central deste projeto é a recuperação dos indicadores ecológicos desta bacia hidrográfica, a partir da recuperação de nascentes; revegetação; recuperação do leito do rio, implantação de bacias de biorretenção e detenção, além de implantação de áreas de lazer para aproximação da população ao rio.

Durante o mapeamento foram identificadas 35 nascentes, sendo 14 destas a serem monitoradas, por não evidenciar afloramento de água no período em que foram visitadas, a despeito da conformação geomorfológica propícia. As nascentes foram classificadas e hierarquizadas por grau de prioridade de acordo com as áreas de maior potencial e de maior degradação, com melhores relações entre ação/resultados. Sendo assim, para recuperação, restauração e/ou preservação das nascentes da Bacia do Rio Jacaré foram sugeridas diversas formas de intervenção e medidas de educação ambiental, conforme descrito na **tabela 1**.





**Figura 6.-** Localização das nascentes na bacia do Rio Jacaré.  
Fonte: PMN, 2021.

**Tabela 1.-** Exemplos de medidas para recuperação, restauração e preservação de algumas nascentes da bacia do rio Jacaré.

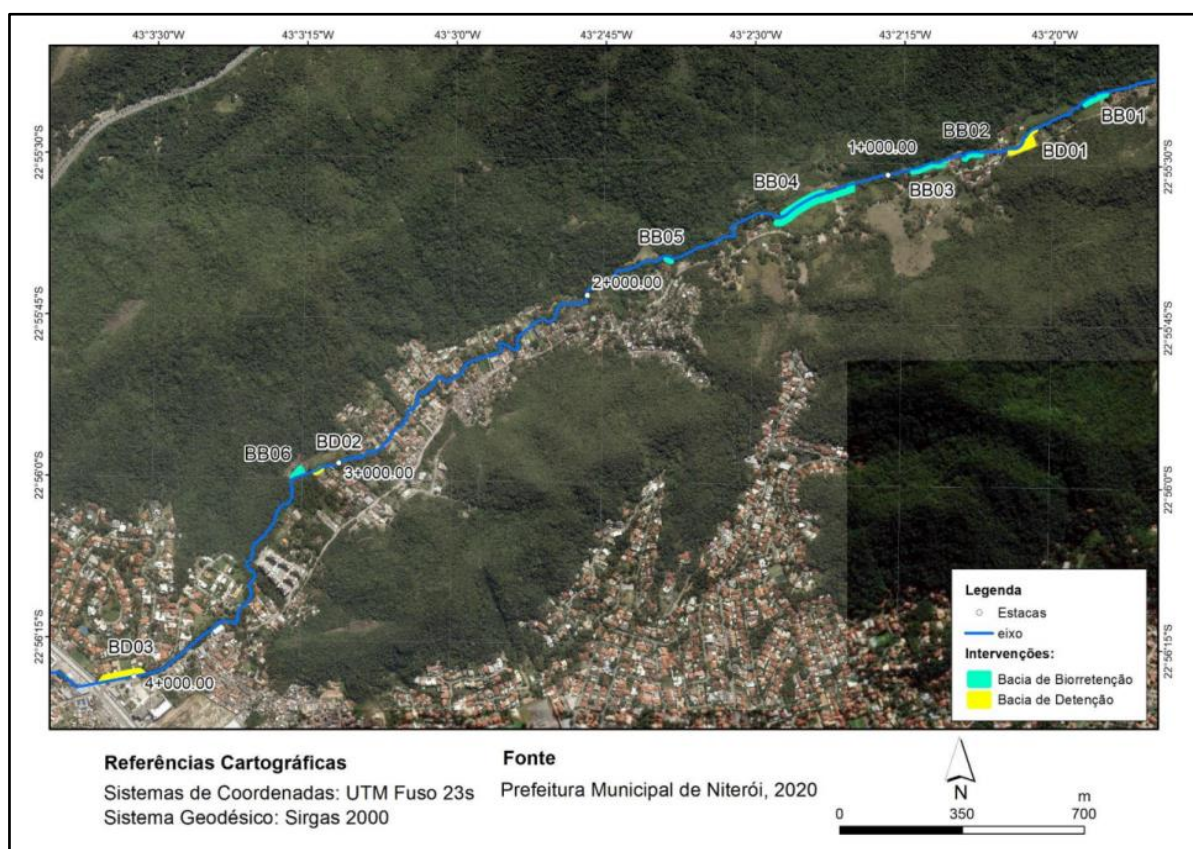
Fonte: PMN, 2021.

NASCENTE	SITUAÇÃO	PRIORIDADE	AÇÕES PARA A RECUPERAÇÃO
N62	Confirmada	1	Isolamento – cercamento da área a montante; Instalação de placas informativas – identificação da FMP; Manejo da vegetação; Selamento do olho d'água
N56	Confirmada	3	Instalação de placas informativas; Manutenção do isolamento à propriedade; Manejo da vegetação exótica; Plantio de mudas no entorno imediato
N57	Confirmada	5	Instalação de placas informativas; Manutenção do isolamento à propriedade; Manejo da vegetação - supressão de espécies exóticas; Plantio de leivas de gramíneas no talude; Limpeza - retirada dos resíduos acumulados.
N67	Confirmada	6	Cercamento do entorno da nascente; Identificação da FMP; Manejo da vegetação - remoção de espécies arbóreas exóticas e bambus; Retirada da captação da água
N01	Monitorada	18	Acompanhamento para verificação da temporalidade da nascente; Monitoramento e manejo da vegetação arbórea exótica
N03	Monitorada	19	
N04	Monitorada	20	
N05	Monitorada	21	

Apesar de possuir grande parte da superfície preservada, a Bacia do Rio Jacaré apresenta ocupação urbana significativa às margens dos cursos d'água principal, especialmente no baixo curso. No entanto, esta bacia possui uma alta eficiência de drenagem, o que indica que as águas na bacia são lançadas rapidamente para a parte inferior do relevo. Devido a essa alta eficiência em exportar a água para o exultório, pode haver uma tendência em ocorrer inundações a jusante do rio. As medidas para mitigação de inundação passam obrigatoriamente pelas condições do leito do Rio Jacaré, bem como pela remoção de infraestruturas que causam estrangulamento da calha do rio dificultando o escoamento das águas. Sendo assim, foram propostas (i) medidas estruturais: implementações de zonas de amortecimento; readequação da calha do rio de modo a suportar maiores vazões;

implementação de meandros; remoção de algumas estruturas que façam a constrição do rio Jacaré e (ii) medidas não estruturais: zoneamento das áreas de inundação e aprimoramento do sistema de alerta da defesa civil.

Conforme dito anteriormente, prevê-se a implantação de três bacias de retenção e seis bacias de biorretenção (**figura 7**). As bacias de retenção funcionam *on line*, ou seja, elas serão um prolongamento da calha do Rio Jacaré, em determinadas seções nas quais foram observadas situações recorrentes de inundações e/ou alagamentos na Bacia. Já as bacias de biorretenção funcionam *offline*, ou seja, elas serão acionadas somente durante a cheia. Na ocorrência da cheia, as águas serão direcionadas para as bacias de biorretenção por meio de vertedouros. As bacias de biorretenção irão proporcionar o tratamento dessas águas antes do seu retorno ao Rio principal (**figura 8**).



**Figura 7.-** Localização das bacias de biorretenção e retenção na bacia do Rio Jacaré.  
Fonte: PMN, 2021.



**Figura 8.-** Exemplo conceitual da bacia de biorretenção.  
Fonte: PMN, 2021.



A bioengenharia preconiza uma série de formas de revegetação e modelos de construção. O efeito proporcionado e os resultados ficam na dependência do tipo de material e modelo de construção, bem como das espécies vegetais e forma de revegetação que se combina às estruturas. A seleção da técnica de plantio a ser utilizada é função de diferentes fatores, como das características biotécnicas da vegetação a ser utilizada, das propriedades do substrato, da frequência, do volume e da velocidade das vazões, bem como da profundidade do curso de água (Durlo & Sutili, 2012). Nesse contexto, cabe mencionar que a bioengenharia utiliza materiais construtivos vivos, (sementes, plantas, partes de plantas, etc.), os quais podem ser combinados com materiais construtivos inertes (pedra, madeira, solo, geossintéticos, etc.) para compor a solução desejada. Para a recuperação do leito do Rio Jacaré, prevê-se a utilização de algumas técnicas e ações diretas, sendo essas: limpeza e desassoreamento da calha do rio; readequação de travessias; remoção de constrições; contenção de processos erosivos através de retaludamento das margens, estabilização com biorrolos, entrançado vivo e sementeira; e inserção de degrau de nível para aumento da biodiversidade local. As figuras 9 a 11 apresentam algumas dessas técnicas.



**Figura 9.-** Exemplo de solução proposta para recuperação do Rio Jacaré na área do bicicletário. Afixação do talude com tela vegetada.

Fonte: PMN, 2021.



**Figura 10.-** imagem ilustrativa de solução proposta para estabilização do talude - Implantação de biorrolos.

Fonte: PMN, 2021.





**Figura 11.-** Imagens ilustrativas de solução proposta – inserção de degrau de nível para aumento da biodiversidade.

Fonte: PMN, 2021.

Diferentemente do conceito sanitarista-higienista cujo principal intuito é captar o maior volume possível de água, redirecionar e desaguar para jusante, o mais longe e o mais rápido possível e, em muitos casos, sem tratamento adequado, o projeto de Recuperação do Rio Jacaré busca proporcionar medidas de bioengenharia para que seja possível a implantação de um processo de melhoria contínua do corpo hídrico, ao longo da bacia hidrográfica, desde as suas nascentes até a foz.

## CONCLUSÃO

Com base no exposto, o PRO Sustentável tem como objetivo a renaturalização de uma bacia hidrográfica urbana como um todo e não apenas do rio Jacaré. Assim, a abrangência do trabalho se estende a toda a área da bacia - 6 (seis) km<sup>2</sup> -, o que exigiu todas as ações de requalificação urbana e ambiental das três comunidades além das ações previstas para renaturalização no alto curso da bacia, de restauração fluvial no médio e de reabilitação no baixo curso do Rio Jacaré. A garantia da perpetuidade da recuperação da Bacia do Rio Jacaré dar-se-á pela implantação de novos usos e de intenso trabalho de mobilização social e educação ambiental e sanitária que já vem sendo feita com a população local de modo a estabelecer o processo participativo da gestão da bacia hidrográfica.

## AGRADECIMENTOS

O presente texto foi formatado pelas três profissionais que o subscrevem, porém o projeto de Renaturalização da Bacia do Rio Jacaré é resultante do trabalho imprescindível, também, da biol. Andrea Maia, arq. André Fraga, TI. Clarissa Nabuco, arq. Fabiana Cabral, adv. Ivana Barreto, eng. Luiz Heckmaier, arq. José Carlos Soares, psi. Juliana Batista, tec. Lucas Lima, eng. Mariah Bessa, adm. Patrícia Tamandaré, eng. Paulo Vitor Cunha, est. Raissa Melo, eng. Saint Clair Giacobbo, todos integrantes da equipe do PRO Sustentável. Agradecimentos especiais aos profissionais que em algum momento fizeram parte da nossa equipe: fizeram parte da nossa equipe e deixaram suas importantíssimas contribuições: eng. Andressa Ferreira Lima, geogr. Ana Carolina Tavares, com. Catarina Magalhães, Adv. Fabiana Valle Vieira, arq. Luísa Beatriz Santos, arq. Renato Esteban e Adm. Victória Chermont. Agradecemos imensamente aos moradores do Município de Niterói pela participação e colaboração em todos os projetos do PRO Sustentável. Agradecemos, enfim, ao ex-prefeito Rodrigo Neves e ao atual prefeito Axel Graef, pelo esforço em disponibilizar os recursos que tornou possível o Programa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BINDER, W.** (2001). A renaturalização de rios: possibilidades e limites da engenharia ambiental. In: Binder, W.; Werner, A.; Castro, D. M.; Riker, F.; Gelli, G.; Lerner, H.; Buschle, I.; Fraga, I.; Motta, J.; Heizer, L.; Teuber, W. Rios e córregos: preservar - conservar - renaturalizar: a recuperação de rios: possibilidades e limites da engenharia ambiental. Rio de Janeiro, SEMADS/GTZ, mai. 2001. p.5-38, ilus.
- CASTRO, D. & GUEDES, A.** (2009). A contenção de enchentes sob a ótica da complexidade da gestão ambiental. XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Campo Grande – MS.
- DURLO, M.A. & SUTILI, F.J.** (2012). Bioengenharia: Manejo biotécnico de cursos de água. Santa Maria: edição do autor. 3ª Edição revisada, 2014. 192p. ISBN: 978-85-913475-1-3.
- ESPÍNDOLA, E. L. G.; BARBOSA, D. S. & MENDIONDO, E. M.** (2005). Diretrizes ecológicas em projetos de recuperação de rios urbanos tropicais: estudo de caso no Rio Tijuco Preto. São Carlos, São Paulo.
- GARCIAS, C.M. & AFONSO, J.A.C.** (2013). Revitalização de rios urbanos. Revista Eletrônica de Gestão e Tecnologias Ambientais (GESTA). v.1, n.1 – p.131-144 – ISSN: 2317-563X.
- INSTITUTO TRATA BRASIL** (2022). Trata Brasil, saneamento é saúde. Disponível em: <https://tratabrasil.org.br/pt/saneamento/principais-estatisticas/no-brasil/esgoto>. Acessado em: 03/08/2022.
- PREFEITURA MUNICIPAL DE NITERÓI - PMN**, (2021). Elaboração dos Projetos Básico e Executivo e Estudos Multidisciplinares, para Renaturalização da Bacia do Rio Jacaré. Relatório Final. Niterói, Rio de Janeiro. Projeto elaborado pelo consórcio Engeplus-Garden.
- PREFEITURA MUNICIPAL DE NITERÓI - PMN**, (2022). Mapa elaborado por técnico de geoprocessamento da Unidade de Gestão do Programa (UGP-CAF) do Programa Região Oceânica Sustentável – PRO Sustentável.
- UGP-CAF** (2021). Programa Região Oceânica Sustentável. Fotos do andamento das obras de requalificação urbana e saneamento ambiental das comunidades Vale Verde, Saibreira e Cabrito extraídas do Relatório Semestral - 1º Semestre de 2021.

## AVALIAÇÃO PRELIMINAR DO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS NA RUPTURA DA BARRAGEM DE FUNDÃO, MINAS GERAIS, BRASIL

Bruna Carolina de Melo Almeida<sup>1</sup>, Aloysio Portugal Maia Saliba<sup>2</sup> e Jorge Luis Zegarra Tarqui<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Mestranda em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil [brunacarolina@ufmg.br](mailto:brunacarolina@ufmg.br).

<sup>2</sup> Professores doutores do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil. [alloysiosaliba@gmail.com](mailto:alloysiosaliba@gmail.com); [jlzt@ufmg.br](mailto:jlzt@ufmg.br).

### RESUMO:

A mineração é uma atividade econômica essencial no contexto nacional. Barragens com a finalidade de contenção de rejeitos, que são materiais sem valor econômico significativo agregado e produtos de toda atividade minerária, são amplamente utilizadas em função de aspectos essencialmente econômicos. A ocorrência da ruptura de barragens de rejeitos, entretanto, é um evento catastrófico, que acarreta vários danos ambientais e sociais. Um dos instrumentos que possibilita a avaliação prévia dos possíveis impactos resultantes de uma ruptura são os estudos de Ruptura Hipotética ou *Dam Break*. Para a realização destes estudos, um dos *softwares* mundialmente utilizados é o HEC-RAS, que, recentemente, passou a incorporar a possibilidade de simulação de fluidos não-newtonianos e possibilidade da simulação bidimensional (2D) do transporte de sedimentos. Com a finalidade de avaliar os impactos da incorporação do transporte de sedimentos em uma ruptura de barragem, o presente estudo se propõe a simular a ruptura da Barragem de Fundão, ocorrida em 2015, e comparar os resultados desta avaliação àqueles simulados apenas ou com fluidos newtonianos ou com fluidos não-newtonianos, além de comparar estes resultados à mancha real observada. Os resultados mostram-se satisfatórios a partir da utilização da nova ferramenta e indicam que nos primeiros quilômetros a jusante da estrutura, região corresponde à Zona de Autossalvamento (ZAS), a consideração dos diferentes tipos de escoamento ou a consideração da inserção do transporte de sedimentos não resulta em diferenças significativas nos parâmetros avaliados.

### ABSTRACT:

Mining is an essential economic activity in the national context. Dams made to contain tailing, which are materials with no significant economic worth and products from mining activities, are widely used due to economic aspects. The occurrence of dam failure, however, is a catastrophic event that causes several environmental and social damages. One of the instruments that enables the evaluation for the potential impacts of a dam failure are the Dam Break studies. To perform these studies, a software used worldwide is HEC-RAS, which recently started to incorporate the possibility of non-Newtonian fluids simulation and the bidimensional (2D) sediment transport. In order to measure the impacts of this new functionality at HEC-RAS of sediment transport, the present study proposes to evaluate the failure of the Fundão Dam that occurred in 2015 and to compare the results to those obtained considering the behavior of the Newtonian or Non-Newtonian fluid. The results are satisfactory with the use of the new tool and indicate that in the first kilometers downstream of the structure, the region corresponding to the “Self-Rescue Zone” (ZAS), the consideration of Newtonian or Non-Newtonian fluids or with Newtonian fluid with the sediment transport aspects does not result in significant differences in the parameters rated.

**PALAVRAS CHAVES:** HEC-RAS, Transporte de Sedimentos, *Dam Break*, Barragem de Fundão



## INTRODUÇÃO

Recentemente a ocorrência de dois acidentes de grandes proporções no Brasil, Barragem de Fundão (em 2015) e Brumadinho (em 2019), ambos no estado de Minas Gerais, colocaram em evidência a problemática relacionada ao rompimento de barragens de rejeitos. Trata-se de um evento catastrófico, que acarreta incontáveis danos ambientais, além de uma perda inestimável de vidas humanas, em alguns casos de ruptura.

Uma importante ferramenta que possibilita a avaliação prévia de possíveis impactos associados a ruptura de barragens e é um dos principais subsídios na elaboração de Planos de Ação de Emergência (PAE) são os estudos de Ruptura Hipotética ou *Dam Break*. Tais estudos tem como objetivo a realização de uma modelagem hidrodinâmica da inundação potencial associada a ruptura hipotética de determinada estrutura. Os estudos de *Dam Break* permitem, através das modelagens realizadas, a delimitação de potenciais áreas atingidas a jusante. As modelagens estão em constante evolução e buscam se aproximar cada vez mais da condição real através de refinamento dos dados utilizados, bem como a evolução computacional dos *softwares* utilizados de referência.

Um dos aspectos relacionados a ruptura de uma barragem de rejeitos que comumente não é considerado, no entanto, é o transporte de sedimentos. Segundo Baptista *et al.* (2010), o transporte de sedimentos engloba o processo de movimentação de material erodido no canal fluvial, sendo que a complexidade dos fenômenos envolvidos vem gerando certa impossibilidade de estabelecimento de um equacionamento abrangente para representação do processo. No caso de uma ruptura, observa-se que a consideração desse parâmetro pode ocasionar uma resistência a propagação do fluxo pelo vale a jusante, podendo resultar em modificações nas manchas de inundação resultantes e nos parâmetros associados, tais como velocidade, tempo de chegada da frente de onda e profundidades.

Em vista dessa problemática, o presente estudo se propõe a realizar uma análise da ruptura da Barragem de Fundão, em uma vertente que incorpora a consideração do transporte de sedimentos propagados pelo vale a jusante. A ruptura da Barragem de Fundão ocorreu no dia 05 de novembro de 2015, sendo propagados, aproximadamente, 32 Mm<sup>3</sup> de rejeitos pelo vale a jusante. A ruptura da Barragem de Fundão causou mortes e a destruição do subdistrito de Bento Rodrigues (MACHADO, 2017).

## ÁREA DE ESTUDO

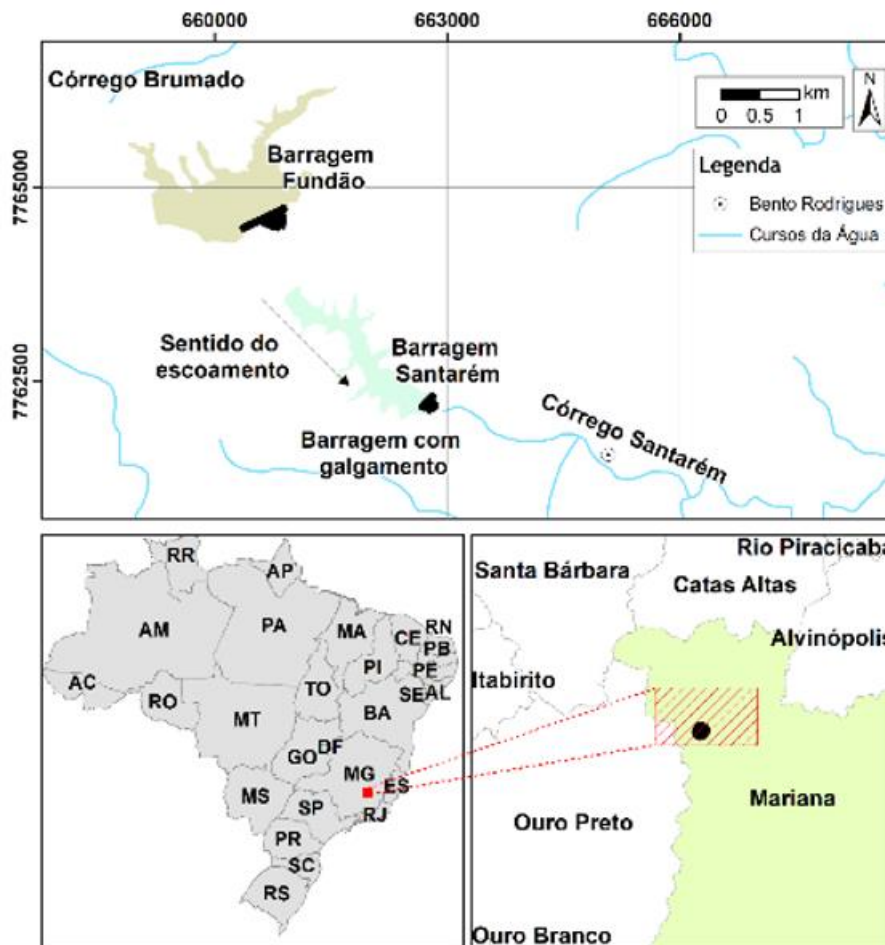
A Barragem de Fundão, integrante do Complexo Germano da Mineradora Samarco, localizado no município de Mariana (MG), possuía a função de contenção de rejeitos. A jusante encontra-se localizada a Barragem Santarém, cuja finalidade é a contenção dos sedimentos carreados para o córrego a jusante e a captação de água (MACHADO, 2017).

A ruptura da Barragem de Fundão aconteceu na tarde do dia 05 de novembro de 2015. O acidente causou 19 mortes, entre os membros da comunidade e empregados da Samarco, além de incontáveis danos ambientais que se estenderam até a foz do rio Doce (Regência – ES) e a destruição do subdistrito de Bento Rodrigues (MG), localizado a cerca de 8 km a jusante da Barragem de Fundão.

A Barragem de Fundão mantinha um volume de rejeitos de aproximadamente 55 milhões de m<sup>3</sup>, dos quais cerca de 32,6 milhões de m<sup>3</sup> (aproximadamente 60%), teria se propagado, segundo dados divulgados pela Samarco em seu site oficial. O rompimento de Fundão ocasionou o galgamento da Barragem Santarém, que não rompeu e acabou retendo grande parte dos sedimentos (SAMARCO, 2021).

Morgenstern *et al.* (2016) concluíram que a falha se iniciou na ombreira esquerda da barragem, sendo o motivo da ocorrência da falha a liquefação, que fez com que ocorresse a transformação abrupta do material de um sólido para líquido.

A Figura 1 apresenta os aspectos gerais do empreendimento e do entorno da barragem analisada.



**Figura 1.-** Localização Geral da Barragem de Fundão

## METODOLOGIA

De forma a possibilitar a avaliação proposta da nova funcionalidade relativa à simulação bidimensional transporte de sedimentos no HEC-RAS, e posterior comparação com os resultados da avaliação do escoamento newtoniano (aquoso) ou não-newtoniano (hiperconcentrado), o presente estudo pautou-se em quatro etapas metodológicas principais descritas a seguir. A Tabela 1 apresenta uma compilação dos cenários avaliados.

**Tabela 1.-** Cenários Avaliados

Modelo Hidráulico	Cenário	Fundo	Tipo de Fluido
HEC-RAS	1	Leito Fixo	Aquoso
	2		Hiperconcentrado
	3		Aquoso com incorporação parâmetros de transporte de sedimentos

Inicialmente, a Etapa 1 consiste na definição das variáveis de entrada: relativo à definição do hidrograma de ruptura, características geotécnicas e reológicas do rejeito e base topográfica. Todos estes parâmetros foram utilizados segundo dados consolidados e disponibilizados por Machado (2017). A base topográfica utilizada foi disponibilizada pela Samarco Mineração (Figura 2), e engloba o trecho entre a Barragem de Fundão até aproximadamente a intercessão entre o córrego Santarém e o Rio Gualaxo do Norte, disponibilizado em curvas de nível com resolução de 2,50 metros.



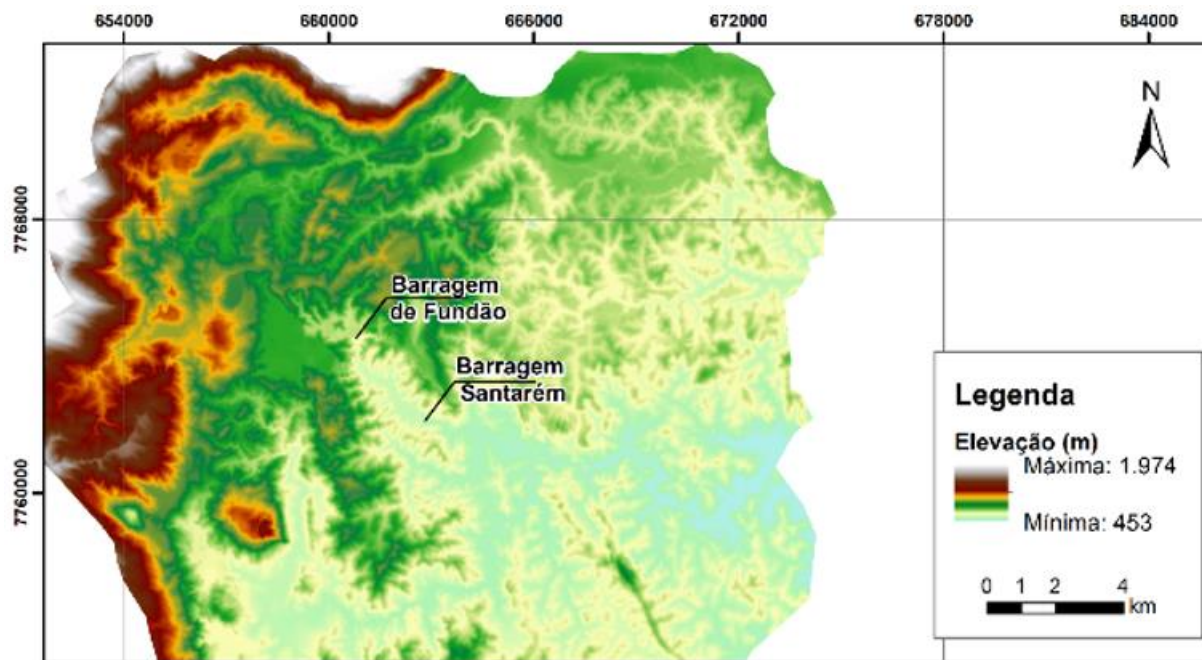


Figura 2.- Modelo Digital de Terreno (MDT) a ser utilizado na simulação hidráulica

Já a segunda etapa corresponde às modelagens hidráulicas. A partir dos cenários de avaliação definidos, correspondente ao fluido aquoso (Cenário 1), hiperconcentrado (Cenário 2) e o fluido aquoso com a incorporação do transporte de sedimentos (Cenário 3), foram delineados os parâmetros para a propagação da onda de cheia pelo vale a jusante. O intervalo de tempo computacional foi calculado de forma variável, com base em *Courant*, onde considera-se o tempo de residência do fluxo em uma célula. O coeficiente de rugosidade de Manning, na presente avaliação, foi determinado com base na cobertura vegetal apresentada ao longo da malha computacional avaliada. Para cada uso identificado foi atribuído o respectivo valor de Manning para o uso do solo conforme indicado por USACE (2021).

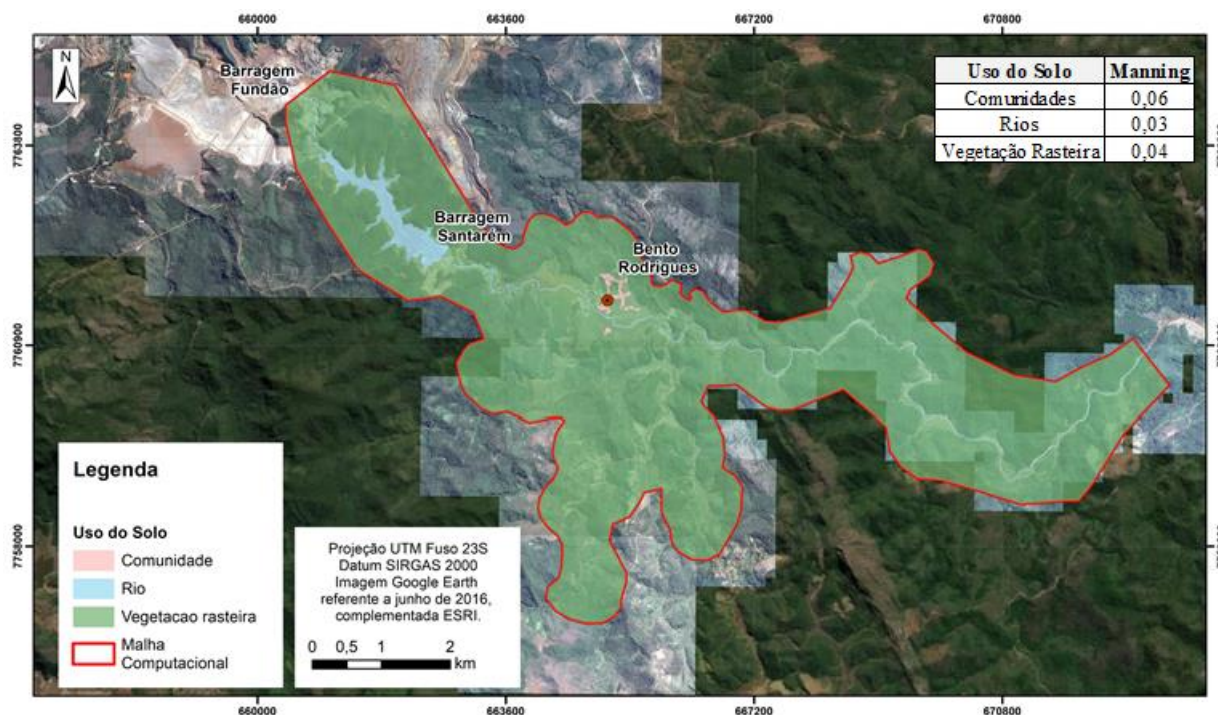


Figura 3.- Modelo Digital de Terreno (MDT) a ser utilizado na simulação hidráulica



A terceira etapa é relativa ao mapeamento da inundação potencial e se refere a elaboração dos mapas de inundação e pós processamento dos resultados advindos da modelagem hidráulica, a partir da utilização da ferramenta de geoprocessamento ArcGis, que possui interface com o modelo hidráulico adotado. Salienta-se que não foi possível a obtenção de uma imagem de qualidade pós ruptura que possibilitasse a delimitação do contorno da mancha real observada. Com isso, utilizou-se o arquivo *shapefile* disponibilizado por Silva (2020).

Por fim, a última etapa metodológica corresponde à análise dos resultados, tendo sido realizada com base na abordagem de comparação binária com cálculo dos índices de desempenho F (e.g. Rocha, 2015; Vianini Neto, 2016; Machado, 2017).

**Tabela 2-** Conjuntos de possibilidades – Combinações para a utilização da comparação binária

	Presente na observação	Ausente na observação
Presente no modelo	A	B
Ausente no modelo	C	D

Fonte: Rocha (2015).

**Tabela 3-** Indicadores de desempenho binários para utilização em estudos de inundação

Nome	Equação	Intervalo	Comentário
Viés	$\frac{A+B}{A+C}$	$(0, \infty)$ – Igual a 1 para previsão correta	Balanco entre sub e superestimativa inundação
F <sup>2</sup> - Índice de Sucesso Crítico	$\frac{A}{A+B+C}$	(0,1)	Ajuste do F <sup>1</sup> para reduzir a influência do tamanho da área não inundada no domínio
F <sup>3</sup>	$\frac{A-C}{A+B+C}$	(-1,1)	Desenvolvido para penalizar a subestimativa da cheia
F <sup>4</sup>	$\frac{A-B}{A+B+C}$	(-1,1)	Desenvolvido para penalizar a superestimativa da cheia

Fonte: Rocha (2015).

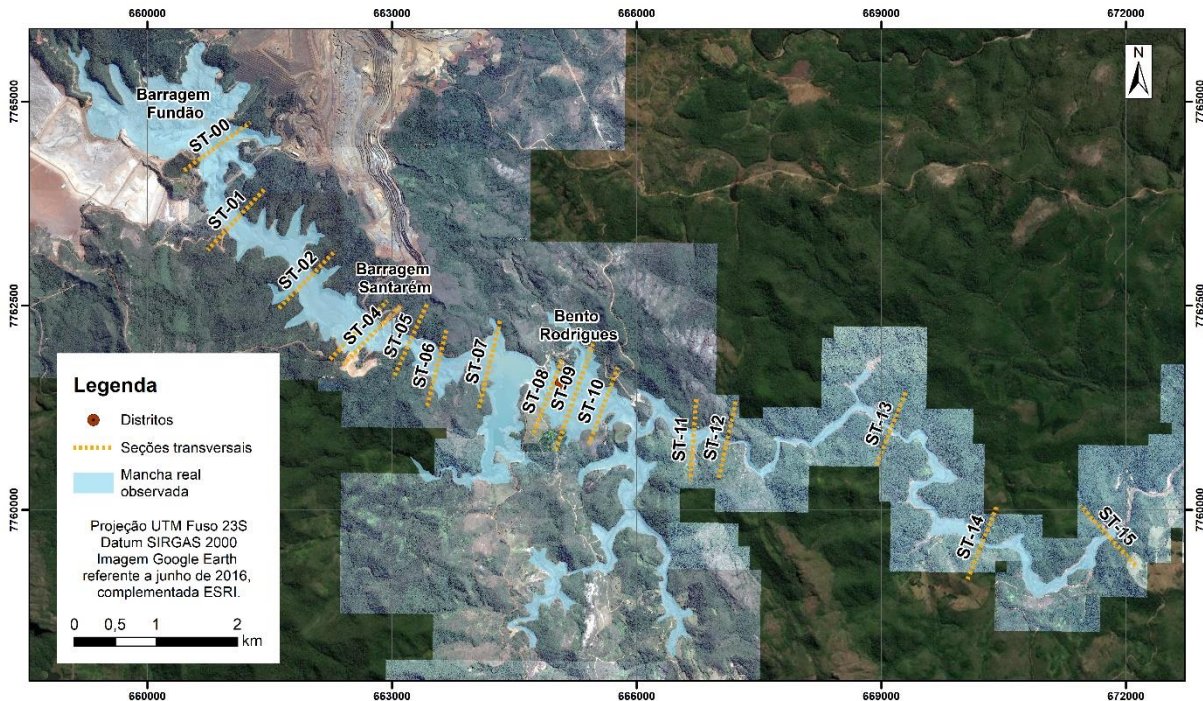
## RESULTADOS

Com base nas etapas metodológicas apresentadas foi possível o mapeamento da inundação potencial associada a partir do *software* HEC-RAS v6.1. A verificação dos resultados como a mancha de inundação resultante, as profundidades e velocidades máximas ao longo do vale a jusante, os tempos de chegada da frente de onda e as vazões de pico foram pautados em 16 seções transversais determinadas ao longo do vale a jusante. Estas seções buscaram representar pontos de interesse ao longo do vale, tais como: a Barragem Santarém (ST-03 e ST-04), o subdistrito de Bento Rodrigues (ST-08, ST-09 e ST-10) e uma seção de controle hidráulico exercida por um estreitamento localizado no vale logo a jusante de Bento Rodrigues (ST-12). A Tabela 4 apresenta as distâncias das seções de referência em relação ao eixo da Barragem de Fundão, sendo as seções apresentadas na Figura 4.

**Tabela 4-** Distância das seções transversais analisadas

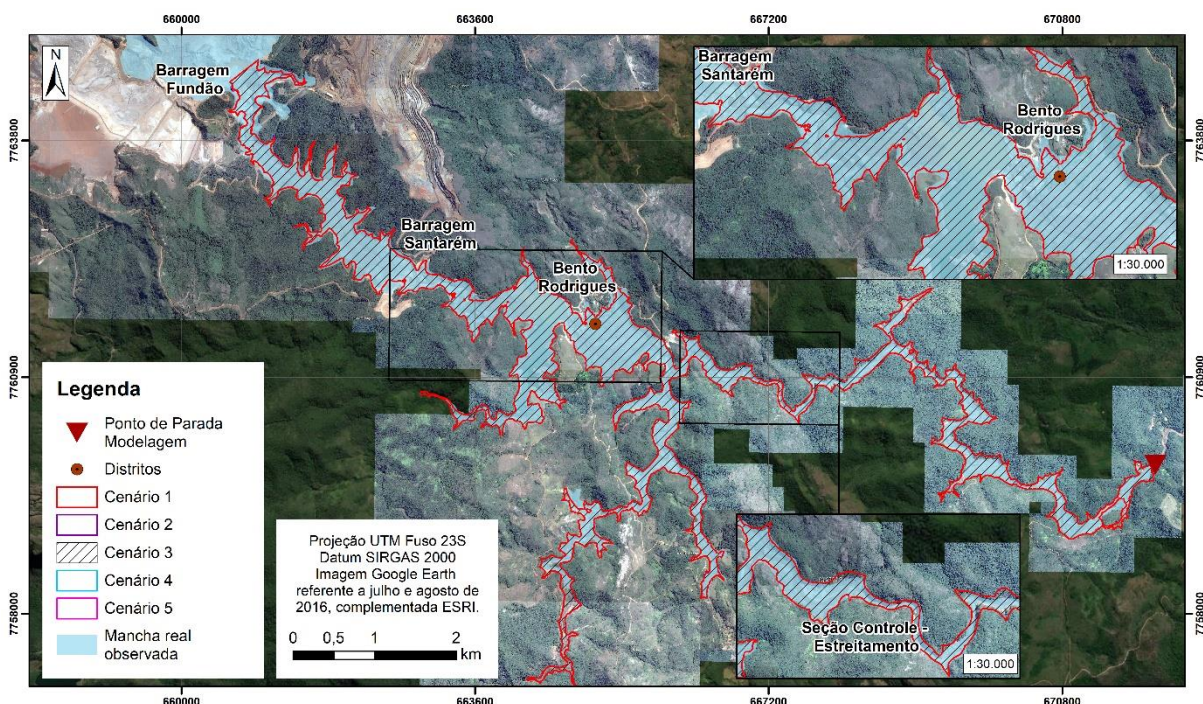
Seção	Distância (km)	Seção	Distância (km)
ST-00	0,00	ST-08	7,03
ST-01	1,18	ST-09	7,42
ST-02	2,43	ST-10	7,90
ST-03	3,32	ST-11	9,66
ST-04	3,51	ST-12	10,22
ST-05	4,08	ST-13	13,18
ST-06	4,87	ST-14	16,07
ST-07	5,99	ST-15	18,60





**Figura 4.-** Seções transversais de referência para a avaliação e comparação dos resultados das simulações hidráulicas.

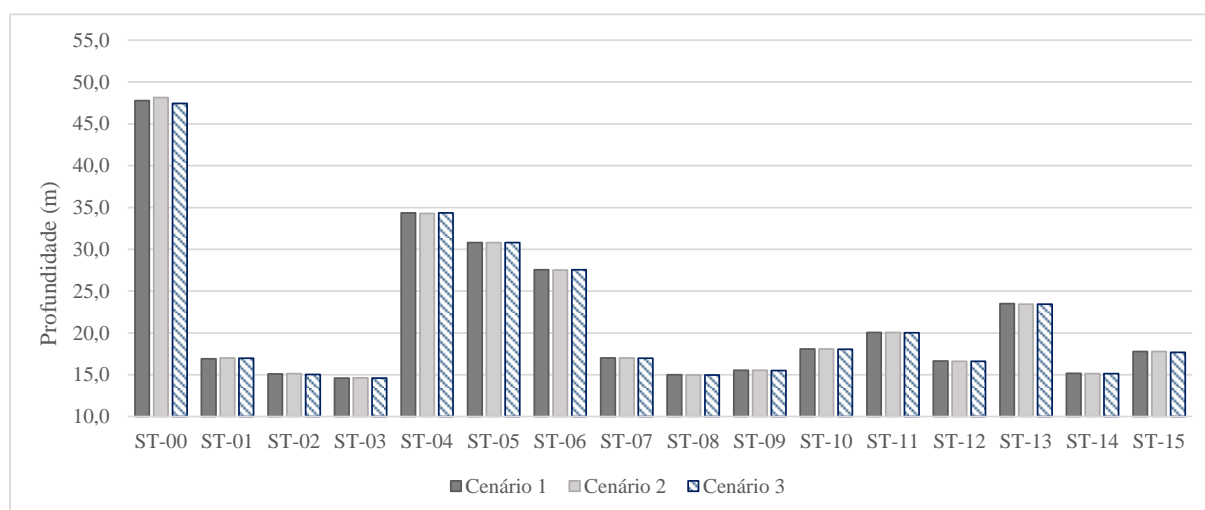
No que tange as envoltórias de inundação resultantes dos cenários avaliados, os resultados encontram-se apresentados na Figura 5. Salienta-se que no trecho avaliado, limitado pela disponibilidade da base topográfica de qualidade, as manchas de inundação não apresentam diferenças significativas ao se considerar o fluido newtoniano (aquoso), não-newtoniano (hiperconcentrado) ou o fluido com a incorporação dos parâmetros de transporte de sedimentos.



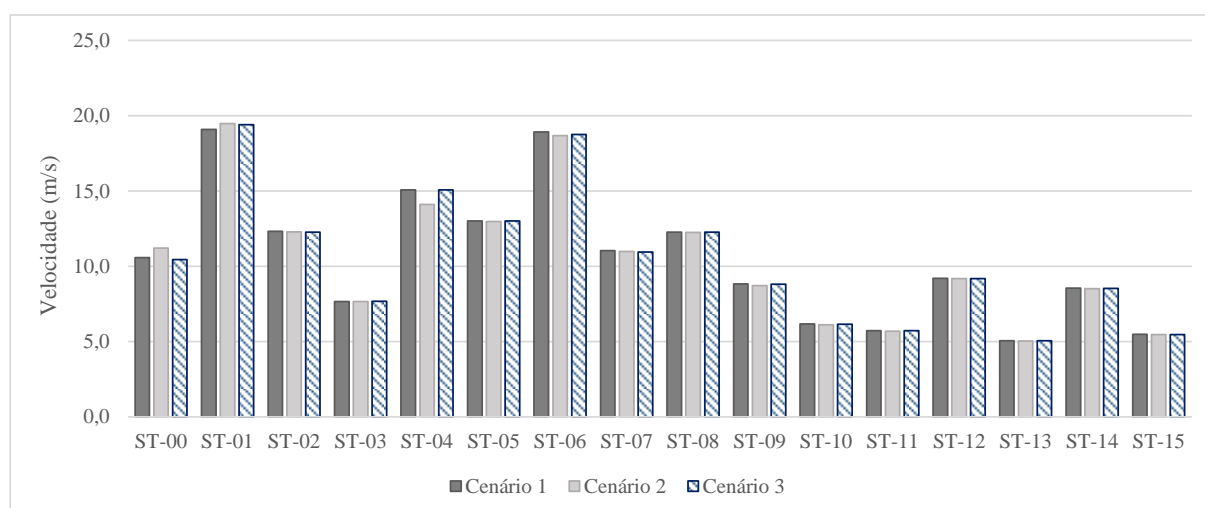
**Figura 5.-** Mancha de inundação resultante – Avaliação do rompimento da Barragem de Fundão – Comparação entre os Cenários 1, 2 e 3.



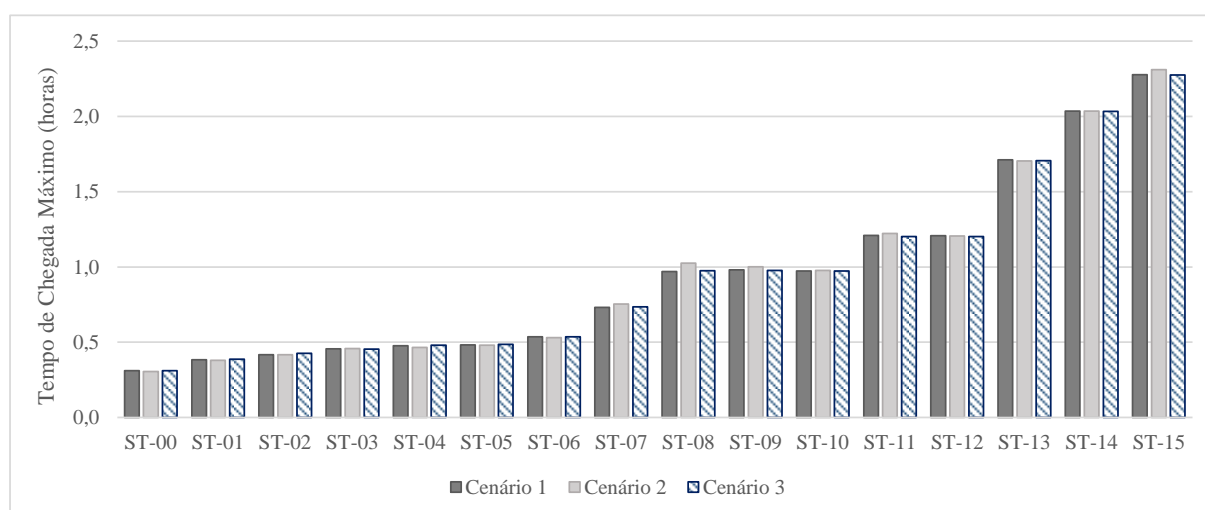
Os resultados em termos de profundidades máximas nas seções avaliadas, de velocidades e de tempo de chegada encontram-se apresentados nas Figuras 6 a 8, respectivamente.



**Figura 6.-** Resultados de profundidades máximas (m) no escoamento ao longo das seções de interesse.



**Figura 7.-** Resultados de velocidades máximas (m/s) no escoamento ao longo das seções de interesse.



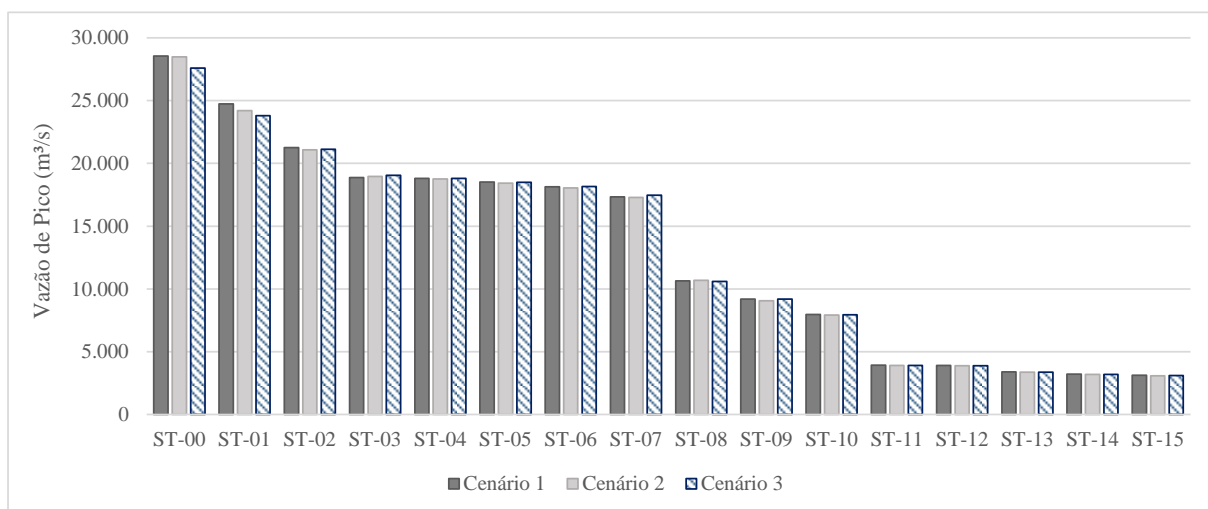
**Figura 8.-** Resultados de tempo de chegada (horas) para as profundidades máximas no escoamento ao longo das seções de interesse.



O que se observa na análise dos resultados obtidos é que a consideração de um fluido aquoso, um fluido hiperconcentrado ou um fluido aquoso com a inserção dos parâmetros de transporte de sedimentos não resultou em diferenças significativas nos parâmetros avaliados. Salienta-se, entretanto, que a avaliação englobou apenas cerca de 19 km a jusante da Barragem de Fundão e é possível que diferenças mais expressivas fossem melhor visualizadas a medida que o fluxo se distanciava do eixo da barragem.

Tais resultados, no entanto, encontram-se de acordo com as avaliações realizadas por Brandão (2019), que concluiu que a consideração de um tipo de escoamento newtoniano (aquoso) ou não-newtoniano (hiperconcentrado) não influenciou de forma considerável na profundidade máxima da inundação, não interferindo significativamente, por conseguinte, na abrangência da mancha de inundação ao longo de simulações que que englobaram uma extensão de cerca de 100 km a partir da Barragem de Santarém, alcançando a confluência do rio Doce com o rio Piranga. Além disso, a autora destacou que nos primeiros 25 quilômetros de sua avaliação não foram observadas diferenças significativas nos tempos de chegada da onda ao se avaliar os diferentes tipos de escoamento.

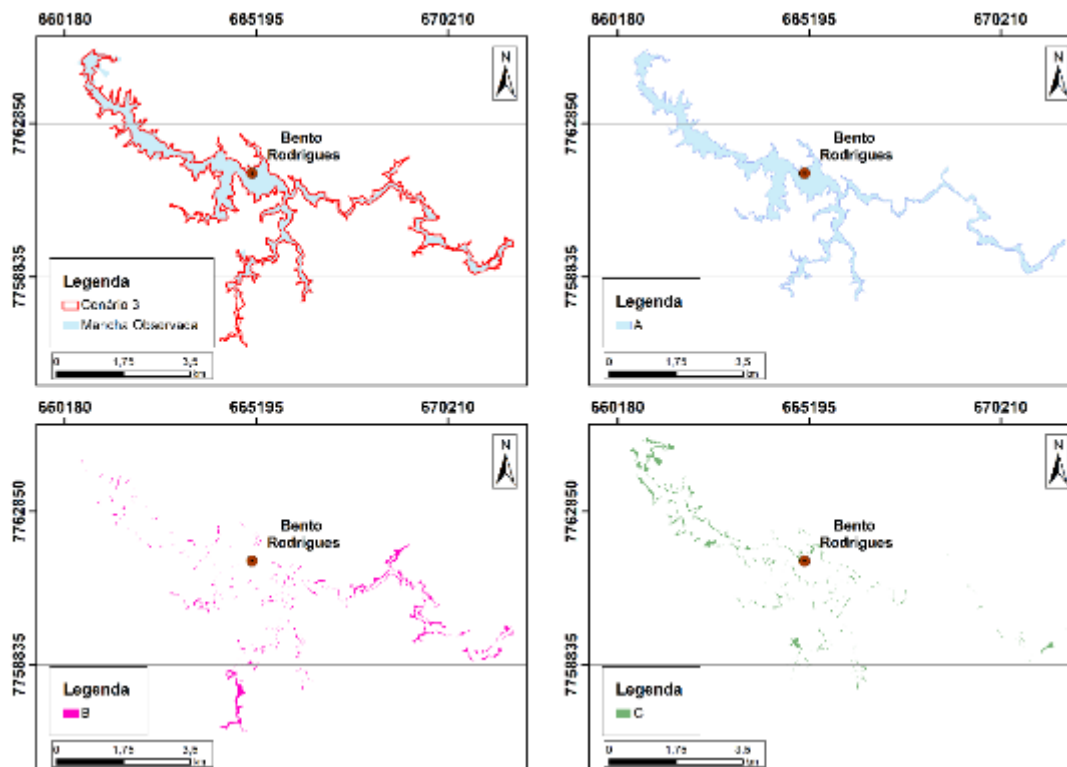
Em termos de variação das vazões de pico, conforme apresentado na Figura 9, observa-se que o comportamento é similar aos demais parâmetros, não sendo possível uma identificação de uma atenuação mais expressiva em algum dos cenários específicos.



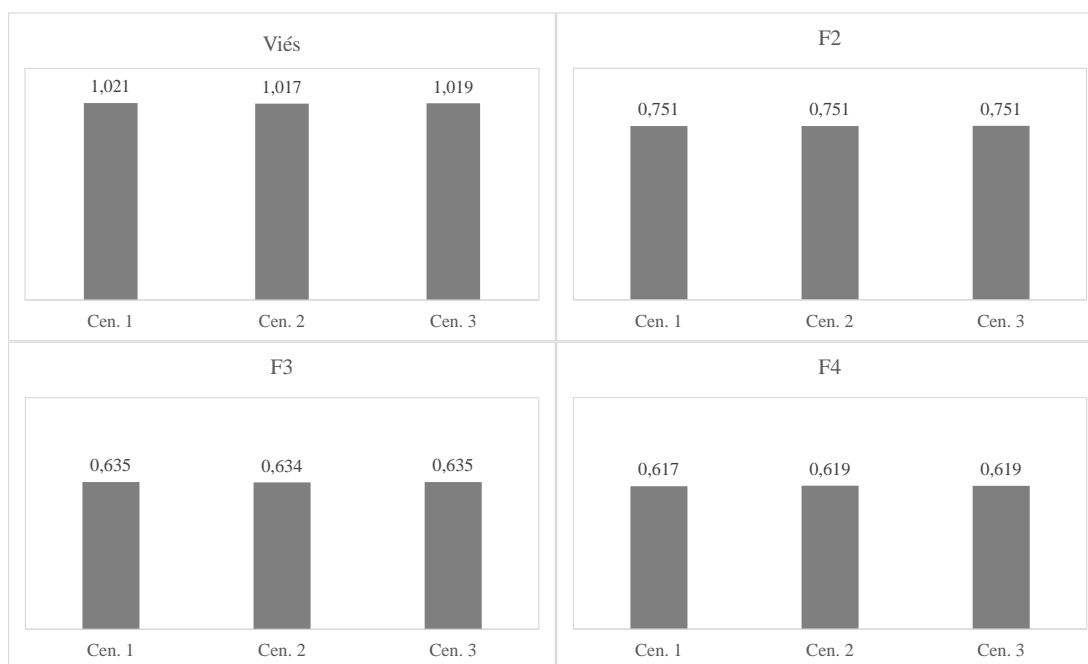
**Figura 9.-** Resultados de vazões máximas (m³/s) atingidas no escoamento ao longo das seções de interesse.

Como última etapa na análise dos resultados destaca-se que, com base na possibilidade de combinações entre observado/previsto e não observado/não previsto, a determinação dos conjuntos A, B, C e D, bases para o cálculo dos índices de desempenho F.

A Figura 10 apresenta a exemplificação da combinação binária para o Cenário 3 avaliado, relativo ao fluido aquoso com a incorporação dos parâmetros de transporte de sedimentos. Procedimento similar foi executado para os Cenários 1 e 2, referentes ao fluido aquoso e ao fluido hiperconcentrado. A partir dessas análises, apresenta-se na sequência, na Figura 11, os resultados obtidos, a partir dos quais é possível observar uma mínima variação entre os 3 cenários simulados. É possível verificar ainda através dos resultados obtidos no viés, que as manchas encontradas ficaram muito próximas a mancha real observada no evento de ruptura, apresentando uma pequena tendência de superestimação das envoltórias de inundação.



**Figura 10.-** Combinação e classificação binária – Simulação Cenário 3 – Fluido aquoso com inserção dos parâmetros de transporte de sedimentos.



**Figura 11.-** Resultados do viés e fatores de desempenho F2, F3 e F4.

## CONCLUSÕES

A partir da realização dos estudos de ruptura da Barragem de Fundão, considerando-se a incorporação do transporte de sedimentos na modelagem hidrodinâmica, esperava-se uma quantificação das diferenças na incorporação deste parâmetro na simulação de ruptura de barragens,

como uma forma de buscar aproximar ainda mais os modelos simulados aos eventos reais observados. Os resultados obtidos, entretanto, apontam que na avaliação dos primeiros quilômetros a jusante de uma estrutura a configuração do modelo hidráulico, no que concerne ao tipo de fluido propagado, não resulta em alterações significativas em parâmetros tais como: a mancha de inundação resultante, as profundidades e velocidades máximas ao longo do vale a jusante, os tempos de chegada da frente de onda e as vazões de pico.

Com isso, conclui-se que, para este trecho específico, não se justifica o esforço computacional extra necessário para a realização das modelagens com a incorporação dos parâmetros de transporte de sedimentos, que é da ordem de 25 vezes o tempo para a realização de simulações considerando-se apenas o fluido ou aquoso ou hiperconcentrado. Por fim, destaca-se que o trecho avaliado é curto, contendo apenas cerca de 19 km de extensão. Essa é uma limitação do estudo derivada do acesso a esta extensão limitada de uma topografia de qualidade, sendo recomendado em trabalhos futuros a avaliação de trechos de mais extensos de forma a quantificar a variação das diferenças nestes locais.

## REFERÊNCIAS

- Baptista, M. B.** (2010) *Fundamentos de Engenharia Hidráulica*. 3<sup>a</sup>. ed. Belo Horizonte: Editora UFMG. 473 p.
- Brandão, M.** (2019) *Modelagem Hidrodinâmica Uni e Bidimensional Aplicada ao Rompimento da Barragem do Fundão em Mariana (MG)*. 207 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Dias, N. A.** (2017) *Determinação de Propriedades Reológicas de Rejeito de Mineração por meio de Reômetro Rotacional*. Dissertação. 159 f. (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória.
- Machado, N. C.** (2017) *Retroanálise da Propagação Decorrente da Ruptura da Barragem do Fundão com Diferentes Modelos Numéricos e Hipóteses de Simulação*. 159 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- Rocha, F. F.** (2015) *Retroanálise da ruptura da barragem São Francisco – Mirai, Minas Gerais, Brasil*. 200 f. Dissertação (Mestrado) Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos – Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte.
- Samarco.** (2021) *Entenda o Rompimento de Fundão*. Disponível em: <https://www.samarco.com/reparacao/>. Acesso em: 04 de agosto de 2021.
- Vianini Neto, L.** (2016) *Estudo de Ruptura da Barragem da Pampulha, em Belo Horizonte: Retroanálise da Brecha do Acidente de 1954 e Ruptura Hipotética nas Condições Atuais*. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte: UFMG.
- Silva, A. F. R.** (2020) *Análise da aplicabilidade de modelos de estimativa de perdas de vidas para inundações provenientes de rupturas de barragens de rejeitos*. 202 f Dissertação (Mestrado) Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos – Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte.



# GENERAL OR LOCAL SCOUR EXCEEDANCE? ANALYSIS OF THE CANCURA BRIDGE COLLAPSE IN CHILE

Cristian Rifo<sup>1</sup>, Jorge Hurtado-Pidal<sup>2</sup> y Oscar Link<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Empresa de Ferrocarriles de Chile, Chile

<sup>2</sup> Departamento de Planificación Territorial, Facultad de Ciencias Ambientales y Centro EULA, Universidad de Concepción, Chile

<sup>3</sup> Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de Concepción, Chile  
cristian.rifo@efe.cl, jorgehurtado@udec.cl, olink@udec.cl

## Introduction

The analysis of bridge collapses due to scour is important for the improvement of their design but also for maintenance planning. General and local scour has been identified as the main scour processes that can affect bridge structures during floods (Link et al 2017, Link et al 2020). Furthermore, the scour can be magnified by contraction due to channel modifications (Martin-Vide 2003).

The Cancura bridge in Chile collapsed causing the fall of two sections of the bridge, into the waters of the Rahue River, leaving a fatal victim and six others injured. This tragedy occurred on June 23, 2018, when repair works, that modified channel geometry, were carried out.

This work analyzes possible causes of the failure contrasting the scour processes regarding both, design and during collapse conditions.

## Methods

### Study site

The Cancura bridge is located in the Rahue watershed, in Los Lagos Region south of Chile (72°58'4" W, 40°45'39" S), the drainage area closed at this point has 1837 km<sup>2</sup> (Figure 1). The Cancura bridge was built in 1978, it has reinforced concreted foundations and superstructure, three complex piers, four spaced section of 24.7 m and a width of 10.4 m.

From the junction of Coihueco and Rahue rivers to Cancura bridge, the river reach has 1.75 km, and the mean river bed slope is 0.3%. In the bridge cross-section the bed width and bankfull area are 50 m and 130 m<sup>2</sup> respectively. Bed materials are composed by nonuniform gravels and cobbles, d<sub>50</sub> = 85 mm.

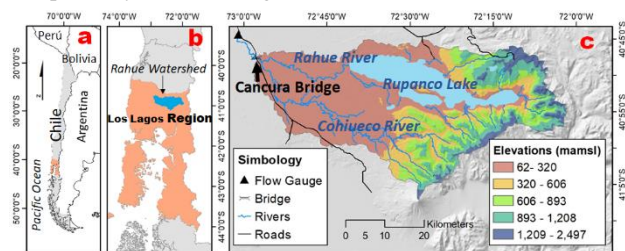


Figure 1.- Location of Cancura Bridge in Chile. a) Los Lagos Region. b) Rahue watershed. c) Cancura bridge

### Estimation of scour

The causes of Cancura bridge collapse were investigated by comparing estimated design conditions with the conditions occurred during the collapse. General and local scour were estimated for both scenarios: design and during the collapse.

Design conditions were estimated from bridge drawings from the planning phase to obtain bridge geometry, especially pier foundation length. Field conditions one year prior to the collapse were obtained from a field campaign, were long-term general scour and local scour were measured.

A frequency analysis of 30 years of streamflow time series data was made in order to obtain maximum annual flows for different return periods. Also, flow velocity and depth in the bridge cross-section were obtained using the one-dimensional hydraulic model HEC-RAS.

According to Lischtvan and Lebediev method (Schreider et al., 2001) defined in Eq 1, general scour for design is established at the point where the velocity of the channel is reduced until it equals the minimum or equilibrium velocity, thus we have:

$$h_{si} = \left[ \frac{q_i}{4.7 * d^{0.28}} \right]^{0.71} \quad [1]$$

where  $h_{si}$  is the depth after erosion in the vertical  $i$  of the section;  $q_i$  is the flow per unit width  $i$ ; and  $d$  is the representative sediment particle diameter. Additional details of this method can be found in Schreider et al. (2001).

Local scour was estimated for both scenarios (design and during collapse) with the first approximation method presented by the Florida Department of Transportation (FDOT, 2005) (referred here as FDOT method); which is based on previous work of Sheppard (2004) and Melville (1997). The Eq. 2 of FDOT method allow the calculation of local scour for design condition considering channel modifications.

$$\frac{z_{eq}}{a^*} = 2.5 f_1 f_2 f_3, \quad 0.4 \leq \frac{u}{u_c} < 1.0 \quad [2]$$

where  $z_{eq}$  is the dimensional equilibrium scour depth,  $a^*$  (=  $K_s a_p$ ) is the effective diameter of the pier,  $K_s$  is the shape factor,  $a_p$  is the projected width of the pier. In addition,  $u$  and  $u_c$  are flow velocity and critical flow velocity respectively. Finally,  $f_1$ ,  $f_2$  and  $f_3$ , are parameters calculated following the FDOT method, for more details see (FDOT, 2005).

Additionally, the time-dependent local scour depth at bridge piers was computed with the model proposed by Link et al. (2020), referred here as DFW model. DFW is based on dimensionless effective flow work  $W^*$  defined in Eq. 3 as follows:

$$W^* = \int_0^{t_{end}} \frac{Fr_d^3 u_{ef}}{z_R} \delta dt \quad [3]$$

Where  $Fr_d = u_{ef} / \sqrt{\rho' g d_s}$  is the densimetric Froude number,  $u_{ef} = u - u_{cs}$  is the excess velocity above the incipient scour condition  $u_{cs}$  (=  $0.5 u_c$ ),  $u$  is the average flow velocity,  $u_c$  is the critical velocity for the inception of sediment motion at the undisturbed bed,  $z_R = D^2 / 2 d_s$  is a reference length,  $D$  is the pier diameter,  $d_s$  is the representative sediment particle diameter (e.g.,  $d_{50}$ ),  $t_{end}$  is a considered time for analysis purposes (e.g., hydrograph duration for event-scale analysis), and  $\delta$  is the delta Dirac function. More details of DFW can be found in Link et al., (2020).

## Results

### Flood Magnitude

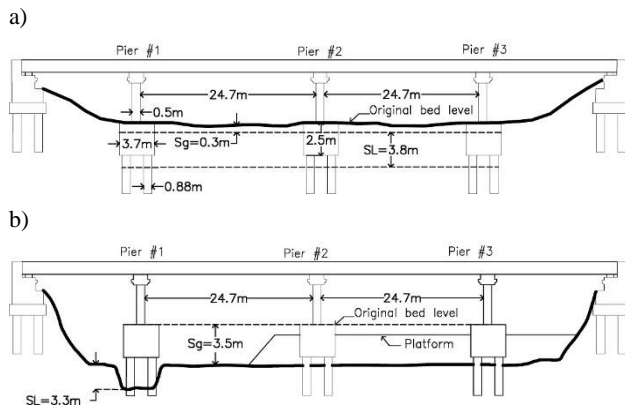
The design discharge was assumed to be that corresponding to a 100-year return period. It was 1,121 m<sup>3</sup>/s. The corresponding mean flow velocity and depth were 3.96 m/s and 4.3 m,

respectively. Parameter  $D^*$  (equivalent diameter of complex pier) was 1.8 m, and the critical velocity for incipient sediment motion was 3.3 m/s.

According to the Rahue River flow gauge, during the collapse the maximum flow in the bridge section was close to 220 m<sup>3</sup>/s. Also, the mean flow velocity and depth, obtained with HEC-RAS model in the bridge section for this event, were 3.5 m/s and 2.1 m, respectively. According to the frequency analysis, the bridge collapsed during a 2-year flood event.

### Scour

Figure 2 and Table 1 shows calculated general and local scour for the design and during-collapse scenarios.

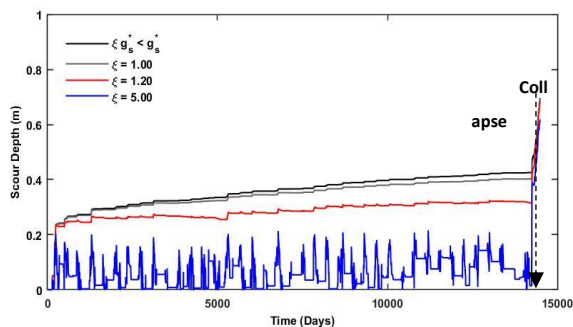


**Figure 2.-** Representation of Cancura bridge cross section for different conditions; a) Design condition, where  $S_g$  and  $S_L$  are the general and local scour respectively. b) Scour during the collapse.

**Table 1.-** Comparison of scour depth for design condition and during the collapse (FDOT method), in pier-1. (<sup>a</sup> field measurement)

Scour type	Design condition [m]	During the collapse [m]
General scour	0.3	3.5 <sup>a</sup>
Local scour	3.8	3.3
Total scour	4.1	6.8

The total scour during the collapse using FDOT was 6.8 m. Note that the total scour calculated with FDOT is higher than total scour for design condition (4.1 m, Table 1). However, specifically the local scour during the collapse (3.3 m) did not exceeded the design condition (3.8 m). Figure 3 and Table 2 shows the development of local scour depth at pier-1 over 39 years (1979-2018, before reparation and during the collapse) using the DFW model. Sensitivity of the model response to different sediment regimes is also presented.



**Figure 3.-** Daily local scour depth calculated in 39 years from 1979 (Start-up) to 2018 (Collapse 14000 days) with different conditions as follows: first model, without sediment deposition ( $\xi g_s^* < g_s^*$ , black line); second model, with sediment supply equal transport capacity ( $\xi=1$ , grey line); finally, third and four model, with sediment supply excess of 20% ( $\xi=1.2$ , red line) and 500% ( $\xi=5$ , blue line) respectively

**Table 2.-** Local scour depth calculated in pier-1 for both situations (before reparation and during the collapse), under different sediment regimes with DFW model.

Parameters	Before the collapse [m]	During the collapse [m]
$\xi g_s^* < g_s^*$	0.42	0.58
$\xi=1$	0.40	0.58
$\xi=1.2$	0.32	0.57
$\xi=5$	0.014	0.51

The differences (dif) among “before the collapse” and “during the collapse” are relatively small ( $0.16 \text{ m} < \text{dif} < 0.5 \text{ m}$ ) for all scenarios (Table 2). Moreover, the differences in local scour depth among scenarios disappear during the repair situation (“During the collapse” in Table 2, an approximately 14000 days of simulation in Figure 3). The depth of local scour increases during a short period of time until the collapse of pier-1 (June, 2018). Therefore, with the second approximation (DFW model) also the design condition of local scour was not exceeded. In summary, only the general scour, estimated through field measurement (3.5 m), was exceeded during the collapse of the bridge in June 23, 2018, when repair works was in progress.

### Conclusions

Our results show that during the collapse scenario with the FDOT method, the total scour (6.8 m) exceeded the design conditions (4.1 m) by almost 2.7 m for pier-1 (Table 2). This difference is in some way a guarantee that the design condition was effectively surpassed. Additionally, with DFW model the local scour was 0.58 m and considering the previous 3.5 m of general scour, the total scour was 4.08 m. In this way both methods (FDOT and DFW model), confirms that during the flood of June 23, 2018, the design conditions related to scour process were achieved (DFW model) and overpassed (FDOT) at the Cancura bridge section. Despite that, the main contribution during the collapse came from general scour rather than local scour.

Additional research is necessary in order to establish the possible causes of general scour in this river reach and Cancura bridge section.

### References

- Florida Department of Transportation (2005). *Bridge Scour Manual*. State of Florida, United States of America.
- Link, O., Castillo, C., Pizarro, A., Rojas, A., Ettmer, B., Escarriaza, C., and Manfreda, S. (2017). “A model of bridge pier scour during flood waves”. *Journal of Hydraulic Research*, 55(3), 310–323.
- Link, O., García, M., Pizarro, A., Alcayaga, H., and Palma, S. (2020). “Local Scour and Sediment Deposition at Bridge Piers during Floods”. *Journal of Hydraulic Engineering*, 146(3).
- Melville, B.W. (1997). “Pier and abutment scour-an integrated approach.” *Journal of Hydraulic Engineering*, 123(2), 125-136.
- Schreider, M., Scacchi, G., Franco, F., Fuentes, R., and Moreno, C. (2001). “Aplicación del método de Lischtnan y Lebediev al cálculo de la erosión general”. *Ingeniería Hidráulica en México*, vol. XVI, núm. 1, pp.15-26.
- Sheppard, D. Max, Mufeed Odeh and Tom Glasser (2004). “Large Scale Clearwater Local Pier Scour Experiments”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 130, No. 10, 957-963.
- Vide, M. (2003). *Ingeniería de Ríos*. Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona, España.

## PROPOSTA DE REABILITAÇÃO FLUVIAL PARA CÓRREGO URBANO EM ASSENTAMENTO INFORMAL DE BELO HORIZONTE (MG, BRASIL)

Maria Thereza Rocha Chaves e Daniel Augusto de Miranda

Grupo de Pesquisa em Regeneração Urbano-Ambiental (RUA), Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Minas Gerais,  
IFMG, Santa Luzia, Brasil  
mtchaves50@gmail.com; d.miranda@ifmg.edu.br

### RESUMO:

A intensificação do processo de urbanização, principalmente em áreas de assentamentos informais, que são ambientes carentes de estruturas de saneamento básico, transformou os cursos de água em ambientes destinados não só ao controle da drenagem, como também ao recebimento de esgoto e à disposição de resíduos sólidos em suas margens. Por tal razão, estas áreas tornaram-se focos de doenças para a população que vive em seu entorno e têm contribuído para o agravamento dos cenários de escassez e de insegurança hídrica. Esta pesquisa propôs elaborar um plano de ações para reabilitar um trecho do Córrego Terra Vermelha, localizado na Ocupação Rosa Leão, no município de Belo Horizonte-MG, Brasil. Para tanto, considerou-se a caracterização do trecho selecionado realizada por Chaves (2021) com o intuito de propor ações de reabilitação para o local e transformá-lo em uma área adequada para convívio e lazer dos residentes. Baseado na determinação do custo, duração e grau de impacto das interferências sugeridas, foi produzida uma hierarquização das ações prioritárias para a região. Constatou-se que o plano de ações proposto na presente pesquisa, uma vez executado, tem potencial de reduzir o grau de degradação da área estudada e de criar um espaço útil de recreação para a comunidade, aproximando-a do córrego e promovendo a sua consequente valorização.

### ABSTRACT:

The intensification of the urbanization process, especially in areas of informal settlements, which are environments lacking in basic sanitation structures, has transformed water courses into environments destined not only for drainage control, but also to receive sewage and disposal of solid waste on their banks. For this reason, these areas have become hotbeds of disease for the population living in their surroundings and have contributed to the worsening of water scarcity and insecurity scenarios. This research proposed to develop an action plan to rehabilitate a stretch of Terra Vermelha stream, located in the Rosa Leão Occupation, in the municipality of Belo Horizonte-MG, Brazil. For this, the characterization of the selected stretch carried out by Chaves (2021) was considered with the aim of proposing rehabilitation actions for the place and transforming it into an area suitable for living and leisure for residents. Based on the determination of the cost, duration and degree of impact of the suggested interferences, a hierarchy of priority actions for the region was produced. It was found that the action plan proposed in the present research, once executed, has the potential to reduce the degree of degradation of the studied area and to create a useful space for recreation for the community, bringing it closer to the stream and promoting its consequent appreciation.

**PALAVRAS-CHAVE:** Degradação de cursos de água urbanos. Indicador de degradação. Plano de ações.



## INTRODUÇÃO

Os cursos de água apresentam grande relevância na formação de comunidades e com relação a questões ambientais, culturais, históricas e econômicas de uma região (Medeiros, 2018).

É característica do processo de urbanização a dificuldade, principalmente para os pequenos rios e córregos, de atravessar um tecido urbano sem sofrer intervenções antrópicas. A base desta adversidade está principalmente na utilização dos rios como estrutura para destinação de esgoto e controle de drenagem, além de resíduos sólidos e entulhos que são lançados diretamente nas encostas e nos cursos de água (Costa, 2006).

Os conflitos entre processos fluviais e de urbanização, muitas vezes, resultam em drásticas mudanças na estrutura ambiental dos rios, ocasionando o desaparecimento completo dos cursos de água da paisagem urbana, afetando a oferta de água potável, causando inundações e gerando danos à população que vive ao seu redor (Costa, 2006).

O crescimento da população assentada em áreas irregulares ou informais tem sido significativo e o seu adensamento é preocupante, pois, na maioria das vezes, a ocupação da região é feita sem planejamento urbano e tornam-se ambientes desprovidos de segurança, esgoto, drenagem, transporte e coleta de resíduos sólidos e infraestrutura de água (Tucci, 2008).

A fim de reduzir os impactos da degradação dos cursos de água na região em seu entorno, o movimento de reabilitação fluvial (melhoria de alguns aspectos de um curso de água, sem a restauração completa de todos os componentes), ocorre desde os anos 1990 em várias cidades pelo mundo (Veról, 2013).

No Brasil, destacam-se os seguintes exemplos: Projeto Beira-Rio, em Piracicaba (SP); Plano da Bacia do Rio Cabuçu de Baixo, em São Paulo (SP); Parque Mangal da Garças, em Belém (PA); Projeto Iguaçu, na Baixada Fluminense (RJ); Projeto Manuelzão e Programa DRENURBS, em Minas Gerais; Projeto Pró-Tijuco, em São Paulo e; Projeto de renaturalização do Rio João Mendes, no Rio de Janeiro.

Em consonância com o contexto ora apresentado, o objetivo geral do presente trabalho consiste em propor um plano de ações de reabilitação fluvial para um trecho do Córrego Terra Vermelha, a montante da confluência com o Córrego do Toucinho, localizado em um assentamento informal de Belo Horizonte (MG, Brasil), a Ocupação Rosa Leão.

## MATERIAIS E MÉTODOS

O córrego foco de estudo desse trabalho está localizado no extremo sul da Ocupação Rosa Leão, uma das comunidades que formam as Ocupações da Izidora, distante de 1,5 km do IFMG - *Campus* Santa Luzia, em município homônimo, no limite com a capital do estado brasileiro de Minas Gerais, Belo Horizonte.

O Córrego Terra Vermelha é conflúente do Córrego do Toucinho, que recebe o esgoto de parte das habitações da comunidade, e afluente do Ribeirão Izidora. O trecho estudado no âmbito dessa pesquisa corresponde à confluência com o Córrego do Toucinho, no limite de jusante, a cerca de 200 metros para montante.

O estabelecimento do plano de ações nesse trabalho baseou-se na caracterização de degradação do trecho estudado, a partir de aplicação de uma metodologia preconizada na literatura, utilizada no estudo de Chaves (2021). Foi efetuada uma revisão bibliográfica, com intuito de selecionar o melhor tipo de proteção para margens do córrego e estudada a região de confluência entre o Córrego do Toucinho e o Córrego Terra Vermelha, com vistas a definir medidas conceituais que possam ser tomadas para minimizar o risco de contaminação.

Para tanto, foi realizada a delimitação e a caracterização da área de estudo, assim como a determinação de locais de intervenção a partir da análise de imagens de satélite e de fotografias

obtidas durante visitas *in loco*. Ademais, realizou-se o levantamento de custos das atividades de reabilitação propostas, tais como capina e limpeza; instalação de equipamentos para compor *playground/academia* ao ar livre; reflorestamento; abertura de travessia; instalação de soleiras para elevação do nível de água entorno da região de intervenção; e ações de controle de erosão.

Foi produzido um quadro das atividades necessárias para execução da proposta e suas peculiaridades.

Para o cálculo da duração de cada atividade, primeiramente foi definida a equipe básica para executá-la e, com base no índice da mão de obra mais produtiva (índice da equipe), estabeleceu-se a quantidade necessária dos demais profissionais da equipe (Equação 1).

$$\text{Quantidade de mão de obra } x = \frac{\text{Índice da equipe}}{\text{Índice do profissional } x} \quad [1]$$

A duração de cada atividade foi obtida através da Equação 2, que se baseia na quantidade de serviço a ser executada (dada em unidade de trabalho) e no índice da equipe (unidade de tempo por unidade de trabalho). Para essa determinação, foi definida uma jornada de trabalho de 8 horas.

$$\text{Duração(dias)} = \frac{\text{Quant. serviço} \times \text{Índice da equipe}}{\text{Jornada} \times \text{Quant. de equipes}} \quad [2]$$

O orçamento de cada atividade foi obtido com base na soma dos custos da mão de obra necessária (Equação 3) e dos custos dos materiais (Equação 4).

$$\text{Custo mão de obra (R\$)} = \text{Duração(h)} \times \text{Custo(R\$/h)} \quad [3]$$

$$\text{Custo de material (R\$)} = \text{índice do material} \times \text{Quant. serviço} \times \text{Custo unitário} \quad [4]$$

Para obtenção do custo de todo o projeto, foram somados os custos de todas as atividades, acrescentando-se uma margem de segurança de 10%.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para estabelecer o trecho a ser estudado, primeiramente, foram definidos de forma gráfica o ponto inicial, de latitude 19°48'29.19"S e longitude 43°55'35.76"O (próximo à confluência com o Córrego do Toucinho), e o ponto final, correspondente à latitude 19°48'30.88"S e à longitude 43°55'41.69"O (cerca de 210 metros a montante do ponto inicial) ao longo do curso de água.

A fim de definir a área de preservação permanente correspondente ao curso de água, mensurou-se a largura do córrego estudado, de modo a estabelecer a largura mínima das faixas marginais, conforme disposto pela Lei Federal brasileira nº 12.651, de 25 de maio de 2012 (Brasil, 2012). Cabe ressaltar que, com o sancionamento da Lei Federal nº 14.285, de 29 de dezembro de 2021 (Brasil, 2021), a definição dos limites das áreas de preservação permanente passou a ser de responsabilidade dos municípios e a área considerada nessa pesquisa pode ser alterada com a possível publicação futura de um projeto de lei, em Belo Horizonte, que possa interferir na lei original. Como a largura estipulada foi de, aproximadamente, 2 metros, considerou-se uma largura mínima das faixas marginais de 30 m. Com o auxílio do *software* AutoCad e tendo sido utilizada uma imagem de satélite obtida em Google Earth (2022), elaborou-se uma representação gráfica da área de estudo, totalizando aproximadamente 10.677m<sup>2</sup> (Figura 1).



**Figura 20.-** Área de estudo

De acordo com Chaves (2021), os principais itens que degradam o trecho estudado são o corte e a remoção de vegetação, o lançamento de efluente e a disposição inadequada de resíduos. Deste modo, para reduzir a degradação do trecho, é fundamental estudar formas de reflorestação para aquele ambiente. Para realizar essa coletânea de espécies, utilizou-se como referência o Guia de Plantas da Regeneração Natural do Cerrado e da Mata Atlântica de Sartorelli e Campos Filho (2017). A escolha das espécies foi baseada no fato do local estudado estar localizado em uma região de transição entre Cerrado e Mata Atlântica, no estado de Minas Gerais, com altitude entre 500m e 800m e precipitação média anual de aproximadamente 1500mm, em uma mata ciliar. Também foi considerado como critério de seleção a disponibilidade comercial da espécie na região de Belo Horizonte-MG. No Quadro 1, estão dispostos o nome popular e o nome científico das espécies selecionadas.

**Quadro 1.-** Coletânea de espécies indicadas para a região estudada

Nome Popular	Nome Científico
Amendoim-bravo, madeira-nova	<i>Pterogyne nitens</i> Tul.
Aroeira-mole	<i>Lithrea molleoides</i> (Vell.) Engl.
Aroeira-pimenteira	<i>Schinus terebinthifolius</i> Raddi
Chal-chal	<i>Allophylus edulis</i> (A.St.-Hil. et al.) Hieron. ex Niederl.
Copaíba, pau-d'óleo	<i>Copaifera langsdorffii</i> Desf.
Curindiba, crindiuva, pau-pólvora	<i>Trema micrantha</i> (L.) Blume
Embaúba	<i>Cecropia pachystachya</i> Trécu
Guaçatonga	<i>Casearia sylvestris</i> Sw.
Imbiruçu	<i>Pseudobombax longiflorum</i> (Mart. & Zucc.) A.Robyns.
Jacarandá-do-cerrado	<i>Machaerium acutifolium</i> Vogel.
Jacarandá-bico-de-pato	<i>Machaerium hirtum</i> (Vell.) Stellfeld.
Jerivá	<i>Syagrus romanzoffiana</i> (Cham.) Glassman.
Pau-cigarra, amarelão	<i>Senna multijuga</i> (Rich.) H.S.Irwin & Barneby
Pau-jacaré	<i>Piptadenia gonoacantha</i> (Mart.) J.F.Macbr.
Pau-viola, pau-de-tucano	<i>Citharexylum myrianthum</i> Cham.
Tamanqueira	<i>Aegiphila integrifolia</i> (Jacq.) Moldenke.
Tapiá	<i>Alchornea triplinervia</i> (Spreng.) Müll. Arg

Propõe-se o reflorestamento, com uma configuração de plantio de mudas 3x4, de toda a área não preservada, exceto as áreas em que se prevê a construção do espaço de recreação, as áreas de erosão, para onde foi sugerida outra medida, e a área para travessia. Nesse sentido, seriam utilizadas aproximadamente 630 mudas, em uma área correspondente a cerca de 5016 m<sup>2</sup> (Figura 2). Utilizou-se uma imagem de satélite obtida em Google Earth (2022).

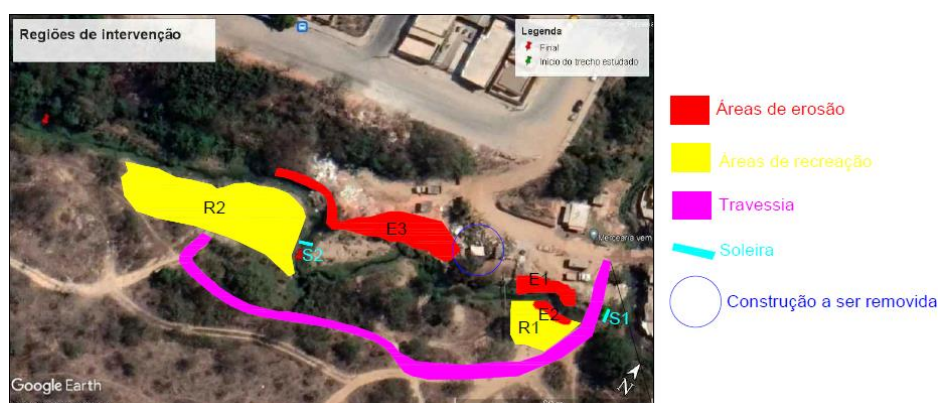




**Figura 2.-** Configuração do plantio de mudas

No dia 10 de dezembro de 2021, foi realizada uma segunda visita *in loco* com intenção de identificar as áreas e tipos de intervenção na área estudada.

A fim de transformar o ambiente em uma área de recreação, foi identificada, conforme ilustrado na Figura 3, adaptada de Google Earth (2022), a necessidade de: construção de uma travessia; criação de área de convivência nas áreas R1 (implantação de uma academia ao ar livre e de bancos) e R2 (criação de uma praça com área de piquenique, playground); contenção de regiões erodidas nas áreas E1, E2, e E3 com plantio de um mix de espécies indicadas para o local e com uma boa consorciação entre si (*Calopogônio* (*Calopogonium mununoides*); Feijão de Porco (*Canavalia ensiformis*) e *Brachiária Decumbens* (*Brachiaria decumbens*), conforme sugerido por Pereira (2006); remoção da construção às margens do córrego, circulada em azul escuro; instalação de duas soleiras, S1 (a fim de evitar que o remanso do Córrego do Toucinho contamine o Córrego Terra Vermelha) e S2 (a fim de sobrelevar o nível de água do córrego e criar, desse modo, um local de recreação e contato direto com a água, desde que atestada sua qualidade), estando ambas indicadas na figura em azul claro; limpeza e capina em toda região; e remoção do ponto de lançamento de efluente de pequena intensidade localizado na margem direita a cerca de 97m a montante do ponto final do trecho 2.



**Figura 3.-** Áreas de intervenção

No Quadro 2, estão dispostos a quantidade de sementes necessária para plantio por hectare, o tempo de formação e recomendações de plantio das espécies selecionadas. Por sua vez, a Tabela 1 apresenta o cálculo da quantidade de cada espécie baseando-se na quantidade de sementes necessária por hectare e a soma das áreas E1, E2 e E3 de 445m<sup>2</sup>. A fim de obter a quantidade de sementes e levando em consideração a combinação de 3 sementes, dividiu-se o valor requerido de sementes por 3.

**Quadro 2.-** Características das espécies selecionadas para a região de estudo

ESPÉCIE	QUANT. SEMENTES (kg/ha)	TEMPO DE FORMAÇÃO	RECOMENDAÇÕES DE PLANTIO
<b>Calopogônio</b>	3 a 4	120 dias	1,0 a 2,0 cm de profundidade de plantio, boa tolerância a inundação
<b>Feijão de Porco</b>	100 a 140	120 a 150 dias	2,0 a 3,0 cm de profundidade de plantio, tolera relativamente sombreamento parcial, plantio feito em covas, em linhas ou a lanço
<b>Brachiária Decumbens</b>	6 a 8 (em linhas) 10 a 14 (em lanço)	90 a 120 dias	1,0 a 2,0 cm de profundidade de plantio, semear no início do período das chuvas, plantio em linhas distanciadas de 30 a 60 cm ou em lanço

**Tabela 2.-** Quantidade de sementes por espécie

ESPÉCIES	QUANTIDADE (kg/ha)		QUANTIDADE TOTAL (g)
	SOZINHA	COMBINADA	
<b>Calopogônio</b>	4	1	4,5
<b>Feijão de Porco</b>	120	40	180
<b>Brachiária Decumbens</b>	14	5	22,5
<b>TOTAL</b>	158	53	238,5

A fim de caracterizar as atividades propostas, primeiramente produziu-se o Quadro 3 contendo as atividades necessárias para execução da proposta e suas respectivas áreas de atuação, mapeando-se quais podem ocorrer concomitantemente, suas antecessoras e predecessoras. Vale ressaltar que a SINAPI (Caixa Econômica Federal, 2022) foi utilizada como referência das descrições das atividades. Nas áreas de recreação, fizeram-se escolhas pensando na instalação dos equipamentos sobre o solo.

É importante salientar que as atividades, orçamento e caracterização do serviço de implantação das soleiras não foram desenvolvidos, uma vez que não se dispunha de levantamento altimétrico que permitisse avaliar com precisão as áreas inundáveis em função da sobrelevação no nível de água do córrego.

**Quadro 3.-** Quadro das atividades e dependências

ITEM	CÓDIGO SINAPI	DESCRIÇÃO	ÁREAS DE ATUAÇÃO	PREDECESSORA	UNIDADE
1	<b>SERVIÇOS PRELIMINARES</b>				
1.1	73859/2	Capina e limpeza manual de terreno	Áreas de recreação R1 e R2	5.1	m <sup>2</sup>
2	<b>ACADEMIA AO AR LIVRE</b>				
2.1	103190	Instalação de pressão de pernas triplo, em tubo de aço carbono - equipamento de ginástica para academia ao ar livre / academia da terceira idade - ati, instalado sobre solo. Af_10/2021	Área de recreação R1	1.1	Unid.
2.2	103194	Instalação de surf duplo, em tubo de aço carbono - equipamento de ginástica para academia ao ar livre / academia da terceira idade - ati, instalado sobre solo. Af_10/2021	Área de recreação R1	1.1	Unid.
2.3	103192	Instalação de rotação diagonal dupla, aparelho triplo, em tubo de aço carbono - equipamento de ginástica para academia ao ar livre / academia da terceira idade - ati, instalado sobre solo. Af_10/2021	Área de recreação R1	1.1	Unid.
3	<b>ÁREA DE PIQUENIQUE/PLAYGROUND</b>				
3.1	103196	Instalação de balanço de 2 lugares com estrutura de madeira tratada, instalado sobre solo. Af_10/2021	Área de recreação R2	1.1	Unid.

Continua

**Quadro 3.- Quadro das atividades e dependências (continuação)**

3.2	103299	Instalação de conjunto com mesa e quatro bancos pré-fabricado de concreto, dimensões 90 cm x 95 cm (mesa) e 20 cm x 60 cm (banco), sobre solo. Af_11/2021	Área de recreação R2	1.1	Unid.
3.3	103304	Instalação de banco pré-fabricado de concreto com encosto, dimensões 180 cm x 64 cm x 89 cm, sobre solo. Af_11/2021	Área de recreação R1 e R2	1.1	Unid.
3.4	103307	Instalação de lixeira metálica dupla, capacidade de 60 l, em tubo de aço carbono e cestos em chapa de aço com pintura eletrostática, sobre piso de concreto existente. Af_11/2021	Área de recreação R2	1.1	Unid.
3.4	303198	Instalação de gangorra simples de madeira tratada, instalada sobre solo. Af_10/2021	Área de recreação R2	1.1	Unid.
3.5	103200	Instalação de escorregador de madeira tratada, instalado sobre solo. Af_10/2021	Área de recreação R2	1.1	Unid.
4	<b>REFLORESTAMENTO</b>				
4.1	98519	Revolvimento e limpeza manual de solo. Af_05/2018	Áreas de reflorestamento indicado na figura 2		m <sup>2</sup>
4.2	98506	Plantio de espécie vegetal, tipo comigoninguém-pode ou equivalente, com altura de muda menor ou igual a 0,50 m. Af_05/2018	Áreas de reflorestamento indicado na figura 2	4.1	Unid.
5	<b>ABERTURA DE TRAVESSIA</b>				
5.1	98524	Limpeza manual de vegetação em terreno com enxada.af_05/2018	Área em rosa indicado na figura 3		m <sup>2</sup>
6	<b>INSTALAÇÃO DA SOLEIRA</b>				
7	<b>EROSÃO</b>				
7.1	98519	Revolvimento e limpeza manual de solo. Af_05/2018	Áreas E1, E2 e E3		m <sup>2</sup>
7.2	Autora	Semeadura	Áreas E1, E2 e E3	7.1	m <sup>2</sup>

Para realizar a estimativa de custo das atividades propostas para reabilitação da região estudada, utilizou-se dos coeficientes de rendimento e as referências em insumos e composições de serviço disponíveis na tabela SINAPI. Os valores são referentes à última publicação realizada pela Caixa Econômica Federal, de julho de 2022. Foi considerada a cotação do dólar americano ante o real brasileiro de 12 de julho de 2022, de R\$5,4125/dólar (Banco Central do Brasil, 2022).

Os insumos sinalizados como cotação tiveram seus custos levantados através da média de cotações realizadas em vários *sites* na internet.

No Quadro 4, tem-se o custo total de cada atividade sugerida, atingindo em conjunto um valor de US\$ 7149,74, incluído uma margem de segurança de 10% que visa cobrir possíveis eventualidades e valores de frete.

Aponta-se a possibilidade da produção de lixeiras pela comunidade utilizando barris reciclados e da colaboração, através de mutirão dos moradores, na execução de vários serviços que reduziriam bastante o custo da proposta. Salienta-se a necessidade da implantação de mais de uma lixeira (ao menos quatro), porém, devido ao seu alto custo (US\$ 240,76) e a existência de possibilidades alternativas, foi considerado apenas o custo de uma.

Para obter uma estimativa de custo do processo de semeadura nas regiões de erosão, utilizaram-se coeficientes de produtividade do jardineiro e servente da atividade “Plantio de Espécie Vegetal, Tipo Comigo Ninguém-Pode ou Equivalente, com Altura de Muda Menor ou Igual a 0,50 m. Af\_05/2018”.

É importante destacar, conforme já mencionado anteriormente, que não foi possível dimensionar as duas soleiras a serem implantadas e, por tal razão, essa atividade não entrou no cálculo de orçamento.



**Quadro 4.- Custo por atividade**

ITEM	TIPO	DESCRIÇÃO	Custo (US\$)
<b>1</b>		<b>SERVIÇOS PRELIMINARES</b>	<b>268,45</b>
1.1	73859/2	Capina e limpeza manual de terreno	268,45
<b>2</b>		<b>ACADEMIA AO AR LIVRE</b>	<b>1.705,86</b>
2.1	103190	Instalação de pressão de pernas triplo, em tubo de aço carbono - equipamento de ginástica para academia ao ar livre / academia da terceira idade - ati, instalado sobre solo. Af_10/2021	739,07
2.2	103194	Instalação de surf duplo, em tubo de aço carbono - equipamento de ginástica para academia ao ar livre / academia da terceira idade - ati, instalado sobre solo. Af_10/2021	508,49
2.3	103192	Instalação de rotação diagonal dupla, aparelho triplo, em tubo de aço carbono - equipamento de ginástica para academia ao ar livre / academia da terceira idade - ati, instalado sobre solo. Af_10/2021	458,30
<b>3</b>		<b>ÁREA DE PIQUINIQUE/PLAYGROUND</b>	<b>2.080,91</b>
3.1	COTAÇÃO	Instalação de balanço de 2 lugares com estrutura de madeira tratada, instalado sobre solo. Af_10/2021	356,91
3.2	COTAÇÃO	Instalação de conjunto com mesa e quatro bancos pré-fabricado de concreto, dimensões 90 cm x 95 cm (mesa) e 20 cm x 60 cm (banco), sobre solo. Af_11/2021	749,32
3.3	COTAÇÃO	Instalação de banco pré-fabricado de concreto com encosto, dimensões 180 cm x 64 cm x 89 cm, sobre solo. Af_11/2021	290,76
3.4	103307	Instalação de lixeira metálica dupla, capacidade de 60 l, em tubo de aço carbono e cestos em chapa de aço com pintura eletrostática, sobre piso de concreto existente. Af_11/2021	240,76
3.4	COTAÇÃO	Instalação de gangorra simples de madeira tratada, instalada sobre solo. Af_10/2021	217,77
3.5	103200	Instalação de escorregador de madeira tratada, instalado sobre solo. Af_10/2021	225,67
<b>4</b>		<b>REFLORESTAMENTO</b>	<b>1.160,93</b>
4.1	98519	Revolvimento e limpeza manual de solo. Af_05/2018	397,24
4.2	98506	Plantio de espécie vegetal, tipo comigo-ninguém-pode ou equivalente, com altura de muda menor ou igual a 0,50 m. Af_05/2018	763,69
<b>5</b>		<b>ABERTURA DE TRAVESSIA</b>	<b>305,30</b>
5.1	98524	Limpeza manual de vegetação em terreno com enxada. Af_05/2018	305,30
<b>6</b>		<b>INSTALAÇÃO DA SOLEIRA</b>	
Não foi possível realizar a cotação			
<b>7</b>		<b>EROSÃO</b>	<b>978,32</b>
7.1	98519	Revolvimento e limpeza manual de solo. Af_05/2018	35,24
7.2	AUTORES	<b>SEMEADURA</b>	943,08
<b>TOTAL</b>			6499,77
<b>TOTAL + 10%</b>			7149,74

Com intuito de definir a duração das atividades propostas, construiu-se o Quadro 5 contendo a duração, os recursos e a equipe básica de cada atividade. Atribuiu-se o índice de equipe tal como coeficiente do profissional mais produtivo e a jornada de trabalho com 8 horas diárias. O número de equipes foi escolhido atentando-se para não deixar a atividade com uma duração excessivamente longa em comparação com as demais.

O cronograma das atividades (Tabela 2) foi ponderando a disponibilidade dos recursos, a fim de garantir que nenhum insumo ou composição ficasse superalocado, e as atividades sucessoras e predecessoras. Para as atividades “Revolvimento e Limpeza” e “Limpeza Manual e Capina”, apesar de poderem ocorrer concomitantemente, propõe-se que sejam realizadas em momentos distintos, devido à grande quantidade de colaboradores necessária.

Ainda com relação à Tabela 2, os profissionais foram divididos em cinco equipes: Equipe 1 (verde): 1 Pedreiro e 2 Serventes; Equipe 2 (azul escuro): 1 Pedreiro e 1 Servente; Equipe 3 (amarelo): 5 Serventes; Equipe 4 (roxo): 1 Servente e 4 Jardineiros; e Equipe 5 (azul claro): 3 Serventes e 12 Jardineiros. As atividades alocadas no dia 25 para a Equipe 1 foram indicadas de maneira a terem juntas a duração de 1 dia, visto que são atividades mais rápidas de serem executadas.

As atividades destacadas em vermelho correspondem ao caminho crítico do cronograma.

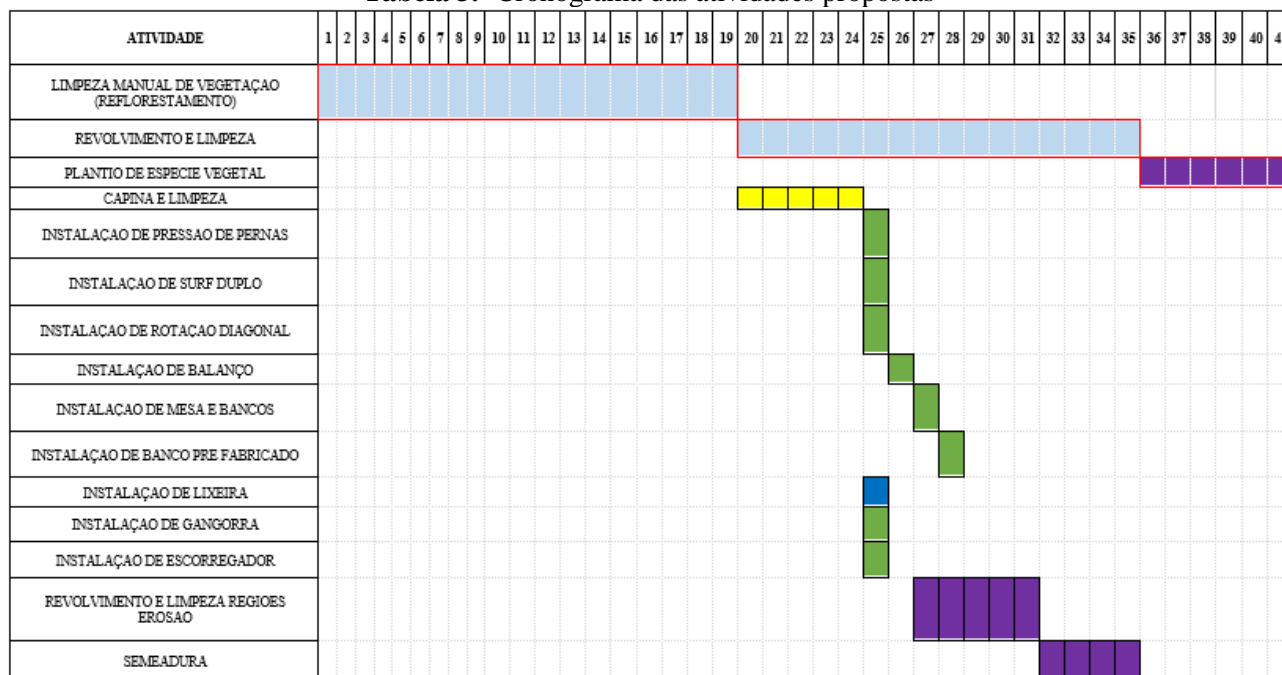
Nesse esquema, a execução da proposta duraria 41 dias úteis para ser concluída, levando-se em consideração uma jornada de trabalho de 8 horas diárias.

**Quadro 5.-** Quadro de duração das atividades e recursos

ATIVIDADE	UNID.	QUANT.	EQUIPE BÁSICA			ÍNDICE DA EQUIPE		DIAS DA EQUIPE BÁSICA (ARRED.)	QUANT. DE EQUIPES	RECURSOS		
			PEDREIRO	SERVENTE	JARDINEIRO					PEDREIRO	SERVENTE	JARDINEIRO
Capina e limpeza	m <sup>2</sup>	1008		1		0,36	h/m <sup>2</sup>	10	5		5	
Instalação de pressão de pernas	UNID.	1	1	2		2,1083	h/unid.	1	1	1	2	
Instalação de surf duplo	UNID.	1	1	2		1,68	h/unid.	1	1	1	2	
Instalação de rotação diagonal	UNID.	1	1	2		1,68	h/unid.	1	1	1	2	
Instalação de balanço	UNID.	1	1	2		3,87	h/unid.	1	1	1	2	
Instalação de mesa e bancos	UNID.	3	1	1,5		5,4643	h/unid.	2	2	2	3	
Instalação de pré fabricado de concreto	UNID.	4	1	2		2,1857	h/unid.	2	1	1	2	
Instalação de lixeira	UNID.	1	1	1,5		1,84	h/unid.	1	1	1	1,5	
Instalação de gangorra	UNID.	1	1	2		0,5606	h/unid.	1	1	1	2	
Instalação de escorregador	UNID.	1	1	2		1,2144	h/unid.	1	1	1	2	
Revolvimento e limpeza	m <sup>2</sup>	5016		1	4	0,0759	h/m <sup>2</sup>	16	3		3	12
Plantio de especie vegetal	UNID.	630		1	4	0,0662	h/unid.	6	1		1	4
Limpeza manual de vegetação (capina)	m <sup>2</sup>	572		1	4	0,7272	h/m <sup>2</sup>	18	3		3	12
Revolvimento e limpeza (regiões E1, E2 e E3)	m <sup>2</sup>	445		1	4	0,0759	h/m <sup>2</sup>	5	1		1	4
Semeadura	m <sup>2</sup>	445		1	4	0,0662	h/unid.	4	1		1	4

Conforme constatado por Chaves (2021), um dos itens que mais degradam o trecho estudado é o corte e a remoção de vegetação. Desta maneira, a categoria reflorestamento é a de máxima prioridade. Uma vez que a proposta é transformar a área foco deste trabalho em uma área de lazer para a comunidade, destacam-se como ações mais importantes, após o reflorestamento, os serviços preliminares, a academia ao ar livre, a abertura de travessia e a área de piquenique/playground, nessa ordem, devido ao seu custo de implantação. A ação com menor relevância, em comparação com as demais, é a de controle de erosão, devido a seu elevado custo e em razão de seu estado atual não comprometer a estabilidade das margens (Tabela 3).

**Tabela 3.- Cronograma das atividades propostas**



**Tabela 4.- Hierarquização de atividades**

Prioridade	Descrição	Custo (US\$)
1º	REFLORESTAMENTO	1.160,93
2º	SERVIÇOS PRELIMINARES	268,45
3º	ACADEMIA AO AR LIVRE	1.705,86
4º	TRAVESSIA	305,30
5º	ÁREA PIQUENIQUE/PLAYGROUND	2.080,91
6º	EROSÃO	978,32
	<b>TOTAL + 10%</b>	<b>7.149,74</b>

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo geral deste trabalho consistiu em propor um plano de ações de reabilitação fluvial para um trecho do Córrego Terra Vermelha, a montante da confluência com o Córrego do Toucinho, localizado na Ocupação Rosa Leão, no município de Belo Horizonte - MG, Brasil.

É importante salientar que, com o sancionamento da Lei Federal brasileira nº 14.285, de 29 de dezembro de 2021 (Brasil, 2021), os limites das áreas de preservação permanente marginais de cursos de água em áreas urbanas passarão a ser determinados nos planos diretores e nas leis municipais. Até o momento da conclusão deste trabalho, o município de Belo Horizonte não havia lançado nenhum projeto de lei que alterasse os comprimentos das faixas marginais consideradas neste trabalho, porém, aponta-se para a possibilidade dessa modificação ocorrer no futuro.

Ainda com relação à Lei 14.285/2021 (Brasil, 2021), os autores demonstram grande preocupação, uma vez que o estabelecimento de largura mínima de faixas marginais adequada é uma garantia para segurança, saúde da população e preservação ambiental, já que a construção de edificações muito próximas ao curso de água aumenta a porcentagem de área impermeabilizada em seu entorno e pode ocasionar inundações e desmoronamentos. Além dessas questões, é de suma importância proteger as matas ciliares, uma vez que essas ajudam a preservar o solo de possíveis deslizamentos, garantem infiltração, contribuem para a quantidade de água disponível e retêm sedimentos e parte de poluentes, evitando que esses alcancem o curso de água.



A fim de reduzir o impacto gerado pela falta de mata ciliar na área de preservação permanente, propôs-se a realização de um reflorestamento utilizando espécies nativas da região e próprias para existirem próximo a cursos de água. Para tanto, seria utilizado um total de 630 mudas, aumentando o percentual de mata ciliar preservada.

É fundamental destacar a importância de algumas ações que não foram desenvolvidas na presente pesquisa, tais como: a remoção do ponto de lançamento de efluente doméstico encontrado e a realização de pesquisa mais aprofundada a respeito da existência de outros possíveis pontos a montante do trecho estudado; a realização de estudos de caracterização química, biológica e química da água, para atestar se a qualidade da mesma estaria adequada para fins recreativos; o levantamento altimétrico da região, que permitiria determinar as alturas das duas soleiras propostas e avaliar com precisão as áreas inundáveis em função da sobrelevação no nível de água do córrego; e a remoção da construção às margens do córrego que abriga diversos tipos de resíduos sólidos de pequeno e grande porte. Sugere-se também a realização de campanhas ambientais educativas juntamente à comunidade local, a fim de que essa proposta, uma vez executada, seja mantida em boas condições de uso pela comunidade.

Com todas as atividades propostas tendo sido estabelecidas, realizou-se um levantamento dos custos financeiros para efetivação do plano de ações, com base em informações retiradas da tabela SINAPI e em cotações na internet. Acrescentando um coeficiente de segurança de 10%, concluiu-se que a proposta de reabilitação custaria cerca de US\$ 7.149,74. Contudo, esse valor poderia ser reduzido em até, aproximadamente, US\$ 2.000 com a realização de mutirões da comunidade em parceria com o IFMG Campus Santa Luzia.

O plano de ações desenvolvido corresponde ao objetivo geral delineado para a pesquisa, gerando resultados satisfatórios, alcançando os objetivos estabelecidos e reduzindo o percentual degradado da região estudada.

## REFERÊNCIAS

- Banco Central do Brasil** (2022). “Cotação”. Disponível em: <https://www.bcb.gov.br/?bc=>. Acesso em: 12 de jul. 2022.
- Brasil** (2012). “Lei nº 12.651, de 25 de maio de 2012.”. Disponível em: [http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_ato2011-2014/2012/lei/112651.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2011-2014/2012/lei/112651.htm). Acesso em: 11 jan. 2022.
- Brasil** (2021). “Lei nº 14.285 de 29 de dezembro de 2021”. Disponível em: [http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_Ato2019-2022/2021/Lei/L14285.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2019-2022/2021/Lei/L14285.htm). Acesso em: 17 Fev. 2022
- Caixa Econômica Federal** (2022) “Sinapi-Índice da Construção Civil”. Disponível em: [https://www.caixa.gov.br/Downloads/sinapi-composicoes-afetadas-sumario-composicoes-afetadas/SUMARIO\\_DE\\_PUBLICACOES\\_E\\_DOCUMENTACAO\\_DO\\_SINAPI.pdf](https://www.caixa.gov.br/Downloads/sinapi-composicoes-afetadas-sumario-composicoes-afetadas/SUMARIO_DE_PUBLICACOES_E_DOCUMENTACAO_DO_SINAPI.pdf). Acesso em: 12 jun. 2022.
- Chaves, M.T.R.** (2021). “Proposta de Reabilitação Fluvial para Córrego Urbano: estudo de caso de um trecho do Córrego Terra Vermelha, na Ocupação Rosa Leão, em Belo Horizonte”.
- Costa, L.M.A.** (2006). *Rios e Paisagens Urbanas em Cidades Brasileiras*. Rio de Janeiro: Editora Viana & Mosley: Editora PROURB.
- Google Earth website** (2022).
- Medeiros, M.D.L.** (2018). “Requalificação da orla fluvial de Itabuna-BA: a retomada do olhar para as frentes de água”. Disponível em: <https://repositorio.ufpb.br/jspui/handle/123456789/13496?mode=full>. Acesso em: 06 jul. 2021.
- Pereira, A.** (2006). “Como Selecionar Plantas Para Áreas Degradadas E Controle De Erosão.”. Disponível em: <http://deflor.com.br/wp-content/uploads/2021/10/LivroSEAD.pdf>. Acesso em 5 jan. 2022.
- Sartorelli, P.A; Campos Filho, E.M.** (2017). “Guia de plantas da regeneração natural do Cerrado e da Mata Atlântica”. Disponível em: [https://www.inputbrasil.org/wp-content/uploads/2017/05/INPUT\\_Agroicone\\_Guia-de-Plantas-da-Regeneracao-Natural-do-Cerrado-e-da-Mata-Atlantica.pdf](https://www.inputbrasil.org/wp-content/uploads/2017/05/INPUT_Agroicone_Guia-de-Plantas-da-Regeneracao-Natural-do-Cerrado-e-da-Mata-Atlantica.pdf). Acesso em 12 jun. 2022.
- Tucci, C. E. M.** (2008). Águas urbanas. *Estudos Avançados*, 22(63), 97-112. Disponível em: <https://www.revistas.usp.br/eav/article/view/10295>. Acesso em 12 jun. 2022.
- Veról, A. P.** (2013). “Requalificação fluvial integrada ao manejo de águas urbanas para cidades mais resilientes”. Rio de Janeiro: *COPPE-UFRJ*. Disponível em: <http://www.coc.ufrj.br/pt/documents2/doutorado/2014-1/2473-alinepires-verol-doutorado/file>. Acesso em: 20 ago.2021

# USOS DO SOLO E SUSCEPTIBILIDADE DO SOLO À EROÇÃO NA BACIA HIDROGRÁFICA DO CÓRREGO PARDO, EM RONCADOR-PR

Josiane Manchur<sup>1</sup>; Tiago MartinsBacovis<sup>2</sup>; André Pellegrini<sup>3</sup>; Miriam Fernanda Rodrigues<sup>4</sup>

<sup>1,2</sup>Discente do Programa de Mestrado Profissional em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos (PROFÁGUA), Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão – Brasil

<sup>3</sup> Docente do Programa de Mestrado Profissional em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos (PROFÁGUA), Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão – Brasil

<sup>4</sup>Docente na Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), Brasil

<sup>1</sup>josianemanchur@gmail.com

<sup>2</sup>tiagobacovis@hotmail.com

<sup>3</sup>pellegrini.utfpr@gmail.com

<sup>4</sup>miriamf.solos@gmail.com

## Resumo

O presente estudo teve como principal objetivo identificar os usos do solo e estimar as áreas de maior potencial à erosão na bacia hidrográfica do córrego Pardo (16,46 km<sup>2</sup>), localizada no Município de Roncador-PR. As perdas de solo foram estimadas por meio da Equação Universal de Perda De Solo (EUPS). Para identificar o uso do solo e o Fator LS na bacia hidrográfica utilizou-se base cartográfica do IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatísticas) (2021) e dados do IAT (Instituto de Água e Terra do Estado do Paraná) (2021) com classificação da ferramenta de Sistema de Informação Geográfica baseado no programa ArcGis. Os resultados apontam nesta bacia hidrográfica a agricultura anual de soja é o principal uso do solo (79,69%), seguido de floresta nativa (17,39%), de pastagem/campo (2,56%) e de edificações (0,35%). O fator R de erosividade foi 636,92 MJ.mm.ha<sup>-1</sup>.h<sup>1</sup>.ano<sup>-1</sup> e o fator K de erodibilidade foi 0,0145 t.h.MJ<sup>-1</sup>.mm<sup>-1</sup>. A maior susceptibilidade do solo à erosão ocorrem nas áreas de agricultura atual de soja predominantemente nas classes baixa (10-50 Mg ha<sup>-1</sup> ano<sup>-1</sup>) e moderada (50-100 Mg ha<sup>-1</sup> ano<sup>-1</sup>). Nas áreas de floresta nativa, a susceptibilidade do solo à erosão é muito baixa (0-10 Mg ha<sup>-1</sup> ano<sup>-1</sup>). Portanto a aplicação da EUPS permitiu uma avaliação da susceptibilidade do solo à erosão na atual bacia hidrográfica, sendo esta uma importante análise para o planejamento ambiental e desenvolvimento sustentável da bacia.

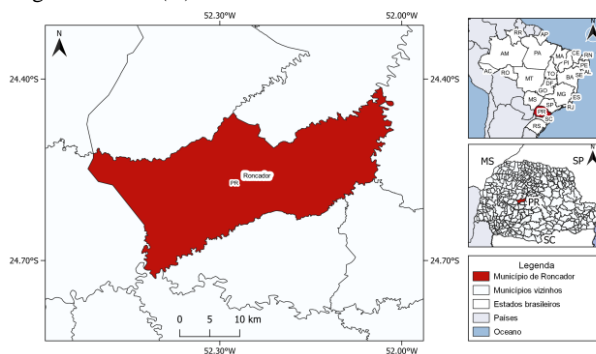
**Palavras-chave:** sedimentos – aplicação EUPS – SIG

## Introdução

O termo erosão é de origem latina, derivada do verbo “*erodere*”, que significa roer, escavar. Foi usado pela primeira vez na geologia em 1894 por Penck, para descrever a ação da água dos rios na remoção de material sólido em suas margens. A erosão é um processo complexo, e vários fatores exercem influência, de forma e magnitude variável, conforme o local de ocorrência. Dentre os principais fatores destacam-se o solo, o embasamento geológico, as condições climáticas, a topografia e a cobertura do solo. (SILVA;SCHULZ; CAMARGO, 2003). Diante do fato de nos últimos tempos a erosão ser um dos problemas trazendo consequências negativas, diversos modelos matemáticos vem sendo desenvolvidos e aperfeiçoados com o intuito de prever a magnitude das perdas de solo. Um dos modelos empíricos pode-se citar a EUPS (Equação Universal de Perda de Solo) revisada por Wischmeier & Smith em 1965 (BORGES, 2009). O presente estudo teve como objetivo principal identificar os usos do solo e estimar as áreas de maior potencial à erosão na bacia hidrográfica do córrego Pardo (16,46 km<sup>2</sup>), localizada no Município de Roncador-PR. As perdas de solo foram estimadas por meio da Equação Universal de Perda De Solo (EUPS) realizados por Wischmeier e Smith (1978), associando o uso de um Sistema de Informação Geográfica no programa ArcGis.

## Material e métodos

A área de estudo compreende a bacia hidrográfica do Córrego Pardo (16,46 km<sup>2</sup>) localizada no município de Roncador-PR (Figura 1) entre as coordenadas geográficas 24°32'00” e 24°36'00” de latitude Sul (S) e 52°22'00” e 52°26'00” de longitude Oeste (O).



**Figura 1.** Localização município de Roncador-PR/Brasil

O solo da bacia é, integralmente, Latossolo Vermelho e a geologia é composta pelo Sistema Aquífero Serra Geral (Serviço Geológico do Brasil, 2015). O clima da região – é do tipo subtropical úmido (mesotérmico) (Cfb), de acordo com a classificação de climática de Köppen. A temperatura média mensal entre 18° e 22 °C. A Equação Universal de Perda de Solo (EUPS; Equação 1) foi utilizada para avaliar as perdas de solo por erosão hídrica no ano de 2021.

$$A = R * K * LS * C * P \quad [1]$$

Em que: A: perda de solo por unidade de área no tempo (tha<sup>-1</sup>ano<sup>-1</sup>); R: fator erosividade da chuva (MJ ha<sup>-1</sup>.mm<sup>-1</sup>.ano<sup>-1</sup>); K: fator de erodibilidade do solo; LS: fator topográfico; C: fator uso e manejo; P: fator de prática conservacionista. Para obtenção das informações de chuva das estações pluviométricas para o Fator R utilizou-se dados do Instituto de Água e Terra do Estado do Paraná (IAT). E, para o Fator Topográfico (LS) foi utilizado o MDT, gerado através de ferramenta de Sistema de Informação Geográfica baseado no programa ArcGis. O fator (C) Uso e Manejo do Solo corresponde a um índice que representa a proteção do solo proporcionada por cada tipo de cobertura vegetal e varia de 0 a 1. Os maiores valores de C representam menor proteção ao solo (PRUSKI, 2010). O fator (P) Práticas de Conservação representa um índice de relação entre as perdas de solo esperadas e as práticas de conservação em terrenos cultivados. Os valores utilizados para determinar os fatores C e P foram obtidos conforme Bertoni e Lombardi Neto (1999). Para identificar o uso do solo na bacia hidrográfica



utilizou-se base cartográfica do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatísticas (IBGE) (2021) e dados do Instituto de Água e Terra do Estado do Paraná (IAT) (2021) com classificação da ferramenta de Sistema de Informação Geográfica baseado no programa ArcGis. As perdas de solo da bacia hidrográfica do córrego Pardo ( $\text{Mg ha}^{-1}\text{ano}^{-1}$ ), foram categorizadas em intervalos, conforme metodologia descrita em Lourenço et al. (s/d) e Ribeiro e Alves (2007).

## Resultados e discussões

O uso do solo da bacia hidrográfica do córrego Pardo é predominante agrícola, com culturas anuais em  $13,12 \text{ km}^2$ , o que corresponde a 79,69% da área da bacia hidrográfica. As margens dos cursos hídricos são usadas, principalmente, com pastagem ou com campo natural, abrangendo  $0,42 \text{ km}^2$  (2,56% da área da bacia hidrográfica). A vegetação nativa ocorre em fragmentos, em  $2,86 \text{ km}^2$  (17,39% da área da bacia hidrográfica). As edificações ocupam  $0,06 \text{ km}^2$  (0,35% da área da bacia hidrográfica). O Fator C para os diferentes usos da bacia hidrográfica do córrego Pardo variou de 0 a 0,5 (Tabela 1). As áreas de floresta nativa proporcionaram melhor proteção ao solo (0,001) em comparação com a agricultura (0,500). As áreas de pastagem/campo fornecem uma proteção intermediária entre a agricultura e a floresta. O fator P foi indicativo de melhores práticas para conservação do solo nas áreas de floresta nativa (0,2) e de pastagem/campo (0,2) (Tabela 1).

Tabela 1. Uso do solo, fator C e fator P

Uso do solo	Área ( $\text{km}^2$ )	Fator C	Fator P
Agricultura anual	13,12	0,500	0,50
Edificações	0,06	0	0
Floresta nativa	2,86	0,001	0,2
Pastagem/Campo	0,42	0,003	0,2

O fator LS possui estreita relação com a perda de solo, pois a declividade exerce influência direta na velocidade da enxurrada e, por consequência, no transporte de materiais. Na bacia hidrográfica do córrego Pardo, o fator LS variou de 0 a 218 (Figura 2), o que confirma heterogeneidade do relevo.

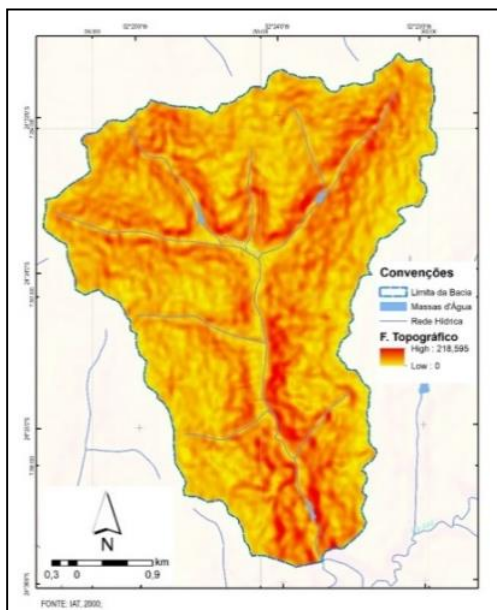


Figura 2. Fator topográfico da bacia hidrográfica do córrego Pardo, Roncador-PR

O fator R de erosividade foi  $636,92 \text{ MJ.mm.h}^{-1}\text{ano}^{-1}$  o fator K de erodibilidade foi  $0,0145 \text{ t.h.MJ}^{-1}\text{mm}^{-1}$ . A maior susceptibilidade do solo à erosão ocorrem nas áreas de agricultura atual de soja

(Figura 3), predominantemente nas classes baixa ( $10\text{-}50 \text{ Mg ha}^{-1}\text{ano}^{-1}$ ) e moderada ( $50\text{-}100 \text{ Mg ha}^{-1}\text{ano}^{-1}$ ) (Tabela 2). Nas áreas de floresta nativa, a susceptibilidade do solo à erosão é muito baixa ( $0\text{-}10 \text{ Mg ha}^{-1}\text{ano}^{-1}$ ) (Figura 3; Tabela 2).

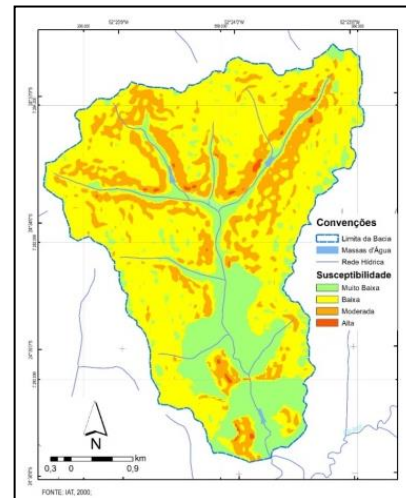


Figura 3. Susceptibilidade do solo à erosão na bacia hidrográfica do córrego Pardo, Roncador-PR

Tabela 2. Classes de perda de solo e susceptibilidade do solo à erosão na bacia hidrográfica do córrego Pardo, Roncador-PR

Perda de solo ( $\text{Mg ha}^{-1}\text{ano}^{-1}$ )	Susceptibilidade do solo à erosão	Área ( $\text{km}^2$ )	Área (%)
0 a 10	muito baixa	4,17	25,379
10 a 50	baixa	9,10	55,284
50 a 100	moderada	3,08	18,693
> 100	alta	0,11	0,644

A susceptibilidade do solo à erosão é alta em menos de 1% da bacia do córrego Pardo, enquanto mais de 80% da área tem perda de solo baixa ou muito baixa como podemos observar na tabela 2.

## Conclusões

O presente trabalho mostra-se que é viável a utilização da EUPS para avaliação de erosão bem como uso de ferramentas de sistema de informação geográfica para diagnóstico e verificação do potencial erosivo em bacias hidrográficas.

## Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal Nível Superior - Brasil (CAPES), o Programa de Mestrado Profissional em Rede Nacional em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos (ProfÁgua) e a Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Campo Mourão.

## Referências bibliográficas

- BERTONI, J. and LOMBARDI NETO, F. (1999) *Conservação do solo*. Livroceres, Piracicaba – SP.
- BORGES, K.M.R. (2009) Avaliação da susceptibilidade erosiva na bacia do Rio Carinha (MG/BA) por meio da EUPS- Equação Universal de Perda de Solos. Brasília. UnB.
- PRUSKI, F.F. (2010) *Conservação de solo e água: práticas mecânicas para o controle da erosão hídrica*. Viçosa.
- RIBEIRO, L. S. and ALVES, M. G. (2007) Quantificação de perda de solo por erosão no município de Campos de Goytacazes/ RJ através de técnicas de Geoprocessamento. *Proceedings of the XIII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto*, Florianópolis.
- SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL - CPRM. (2015) Carta de águas subterrâneas do Estado do Paraná.
- SILVA, A. M. and SCHULZ, H. E. and CAMARGO, P. B. (2003) *Erosão e hidrossedimentologia em bacias hidrográficas*. São Carlos, SP.



## **APLICAÇÃO DO HEC-RAS EM SIMULAÇÕES DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EM EVENTOS DE RUPTURA DE BARRAGENS**

Maria Thereza Guimarães Gabrich Fonseca<sup>1</sup>, Aloysio Portugal Maia Saliba<sup>2</sup> e Viviane Borda Pinheiro Rocha<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Tetra Tech Engenharia e Consultoria LTDA. Belo Horizonte - Brasil. mtggfonseca@gmail.com.

<sup>2</sup> Universidade Federal de Minas Gerais. Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, Belo Horizonte - Brasil. asaliba@ehr.ufmg.br

<sup>3</sup> Tetra Tech Engenharia e Consultoria LTDA. Belo Horizonte - Brasil. viviane.pinheiro.rocha@gmail.com

### **RESUMO:**

A crescente geração de rejeitos tem influenciado um aumento significativo das estruturas armazenadoras, fazendo com que as barragens de rejeitos sejam importantes obras da mineração, aliadas ao crescente número de acidentes (SOARES, 2010). Nessa pesquisa, foi estudada a aplicação do programa HEC-RAS – gratuito e de ampla utilização – em simulações de transporte de sedimentos e de verificação da consequente alteração da qualidade de águas superficiais em eventos de ruptura de barragens. Para tal, trataram-se os dados de entrada necessários para a modelagem de transporte de sedimentos nesse programa, provindos de dados disponibilizados pela VALE, assim como aqueles públicos de responsabilidade da Agência Nacional de Águas (ANA). As simulações computacionais foram feitas utilizando-se os métodos de transporte de sedimentos de Ackers-White e de Meyer-Peter Müller. Analisando os resultados verificou-se que, das fórmulas testadas, nenhuma retratou, satisfatoriamente, a dinâmica envolvida no transporte de sedimentos em cenário pós ruptura da Barragem 1. As discrepâncias observadas nos resultados podem ter diversos motivos, principalmente relacionados aos parâmetros de entrada do modelo e aos critérios e premissas adotados. Portanto, quando da insuficiência de dados precisos das áreas de contribuição em estudo, a aplicação do programa HEC-RAS em simulações de transporte de sedimentos para avaliação da alteração da qualidade de águas superficiais em eventos de ruptura de barragens não se faz satisfatória.

### **ABSTRACT:**

The growing generation of tailings has influenced a significant increase in storage structures, making tailings dams important mining constructions, combined with the growing number of accidents (SOARES, 2010). In this research, the application of the free and widely used HEC-RAS program was studied in simulations of surface water quality alteration in dam failure events. To this end, the input data necessary for the modeling of sediment transport in this program were processed, coming from data provided by Vale, as well as those from the National Water Agency (ANA). Computer simulations were performed using the Ackers-White and the Meyer-Peter Müller sediment transport methods. Analyzing the results, it was found that none of the formulas tested satisfactorily portrayed the dynamics involved in the transport of sediments in the post-breakage scenario of B1. The discrepancies observed in the results may have several reasons, mainly related to the input parameters of the model and the criteria and assumptions adopted. Therefore, when there is a lack of accurate data from the contribution areas under study, the application of the HEC-RAS program in simulations of surface water quality alteration in dam failure events is not satisfactory.

**PALAVRAS CHAVES:** Ruptura de barragens, Transporte de sedimentos, HEC-RAS.

## INTRODUÇÃO

A mineração é um dos setores básicos da economia do país, contribuindo para o bem-estar e a qualidade de vida da presente e das futuras gerações, sendo fundamental para o desenvolvimento de uma sociedade equânime, desde que seja operada com responsabilidade social, devendo estar sempre presentes os preceitos do desenvolvimento sustentável (FARIAS, 2002).

A crescente demanda mundial por bens minerais, aliada ao desenvolvimento econômico e tecnológico, acaba por conduzir a um aumento na quantidade de rejeitos produzidos. Essa crescente geração de rejeitos tem influenciado um aumento significativo das estruturas armazenadoras, concomitantemente ao número de acidentes ocorridos com elas, despertando a atenção da comunidade e de autoridades para questões de segurança associada a tais estruturas (SOARES, 2010).

Em 25 de janeiro de 2019, no município de Brumadinho (MG), houve um dos maiores desastres com rejeitos de mineração no Brasil, caracterizado pela ruptura da Barragem 1 (B1) da mina Córrego do Feijão, operada pela Vale, construída em 1976 e alteada pelo método de montante. A sua altura era de 86 m, enquanto os rejeitos dispostos ocupavam uma área de 249,5 mil m<sup>2</sup> e o volume era de 11,7 milhões de m<sup>3</sup> (VALE, 2020). Houve 272 perdas de vidas humanas e, segundo dados do Serviço Geológico do Brasil, a pluma percorreu cerca de 98 km e, de acordo com a defesa civil, cerca de 138 pessoas ficaram desabrigadas. Além das perdas de vida, o ecossistema sofreu devastadora alteração.

Modelos de risco e de danos ainda apresentam diversas incertezas associadas ao desconhecimento dos processos reológicos e da interação química e geotécnica que ocorrem na “caixa preta” de uma barragem antiga, como o caso da B1. Uma onda de cheia provocada pela ruptura desse tipo de obra leva ao escoamento brusco do fluido contido para jusante, gerando vazões, profundidades e velocidades bastante superiores às máximas naturais para o curso de água, podendo ocasionar perda de bens naturais, materiais e de vidas humanas. Nesse contexto, é fundamental analisar, prospectivamente, as consequências do rompimento hipotético dessas estruturas a fim de se estabelecerem regras operacionais dos reservatórios, planos de evacuação da população e critérios para ocupação das áreas potencialmente atingidas (COLLISCHONN e TUCCI, 1997).

Um dos programas mais usuais para a realização de modelagens hidráulicas é o HEC-RAS (USACE, 2016) e, apesar de ser comumente utilizado para modelar a água que flui através de sistemas de canais abertos e computar os perfis de superfície da água, com o programa em questão também é possível modelar o transporte de sedimentos em um dado canal.

Devido a sua ampla aceitação e por ser um programa gratuito e de acesso ao público, e devido às razões acerca da qualidade da água pós cenário do rompimento de B1, em Brumadinho, fazem-se pertinentes simulações de alteração da qualidade de águas superficiais pelo uso do HEC-RAS, atrelada ao transporte de sedimentos, em face dos elevados índices de sólidos suspensos totais e de turbidez decorrentes de eventos de ruptura de barragens. Diante disso, pretende-se, com o trabalho em questão, prever os cenários de elevação de sólidos suspensos em águas superficiais pós rompimento de barragens auxiliando, dessa maneira, a população a jusante de qualquer estrutura, assim como a definição de políticas públicas em suas ações emergenciais ligadas à disponibilização de água potável. Assim, pretende-se avaliar o uso do programa HEC-RAS para simular alterações da qualidade de águas superficiais relacionadas ao transporte de sedimentos, em eventos de ruptura de barragens, com foco no rompimento da B1, em Brumadinho (MG), ocorrido em 25/01/2019.

## METODOLOGIA

O estudo foi viabilizado a partir da disponibilização de dados associados à ruptura da B1, pertencente à Mina Córrego do Feijão - Vale. Os dados de entrada considerados no modelo são apresentados a seguir.

## Estações Fluviométricas

Duas estações de monitoramento fluviométrico serviram como base para a construção do modelo representativo no HEC-RAS, ambas sob responsabilidade da ANA e da operadora CPRM, sendo elas:

1. Estação Alberto Flores (código 40740000), localizada no rio Paraopeba, no município de Brumadinho (1 km a montante do barramento); e
2. Estação Ponte Nova do Paraopeba (código 40800001), localizada no rio Paraopeba, no município de Juatuba (57 km a jusante do barramento).

Para o acompanhamento do avanço da pluma de rejeitos decorrente da ruptura da B1, a CPRM definiu 4 pontos de amostragem de concentração de sólidos em suspensão entre Alberto Flores e Ponte Nova do Paraopeba: estação Mário Campos (40784000) (29 km do barramento), Ponte BR-381 (40 km do barramento), montante da BR-262 (48 km do barramento) e Ponte BR-262 (52 km do barramento).

## Geometria do Vale

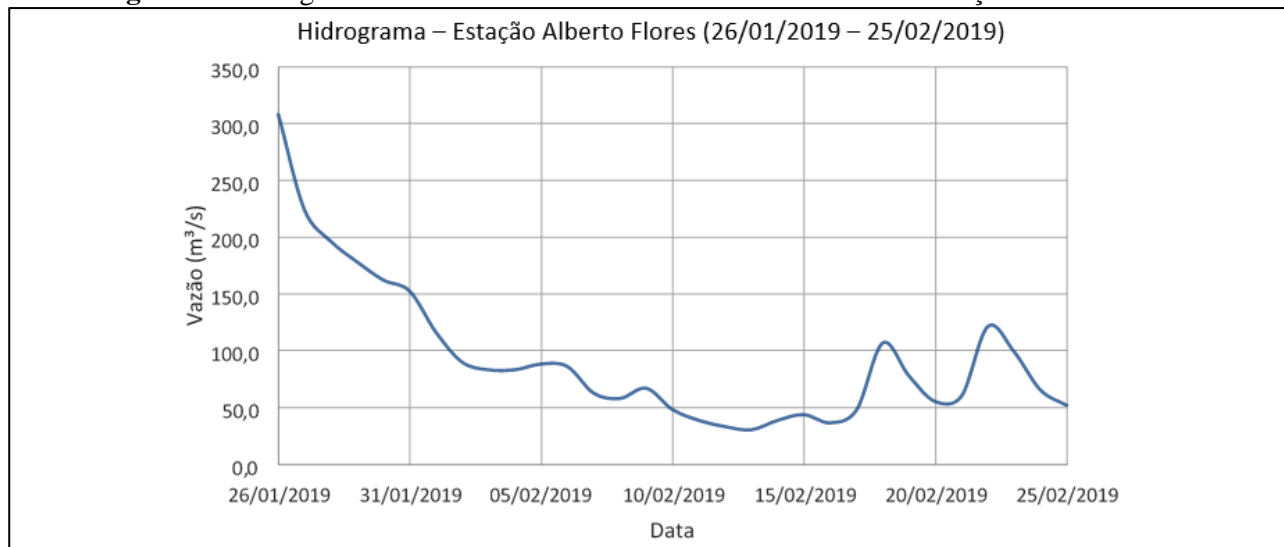
O trecho de estudo teve início na confluência entre o ribeirão Ferro Carvão, no qual se situava a B1, e se estendeu ao longo do rio Paraopeba até um ponto a montante da confluência do córrego Ceriroca, em Juatuba, caracterizando um trecho de, aproximadamente, 49 km. Para o presente estudo, definiu-se o coeficiente de rugosidade de Manning no trecho em análise a partir de imagens de satélite, considerando-se o tipo de uso e ocupação do solo nas margens, correspondentes a cada seção anteriormente originada. Essa determinação do coeficiente se baseou nos valores tabelados por Chow (1959) e, para tanto, considerou-se um coeficiente de 0,040 para o canal, enquanto as planícies obtiveram valores variáveis devido ao tipo de uso e ocupação do solo.

## Hidrograma de Cheia

A estação Alberto Flores (código 40740000) foi selecionada para a construção do hidrograma de cheia pela proximidade com a B1, já que se localiza exatamente a montante da confluência do ribeirão Ferro Carvão e o rio Paraopeba.

Como a ruptura da B1 ocorreu no dia 25 de janeiro de 2019, optou-se por analisar as vazões no ponto considerado (estação Alberto Flores) por um período de um mês, visando representar o curso de água em cenário pós acidente. Atenta-se ao fato de que o hidrograma, apresentado na **Figura 1**, relaciona vazões diárias de 31 dias, compreendidos entre 26 de janeiro de 2019 e 25 de fevereiro de 2019.

**Figura 1.-** Hidrograma de vazões de monitoramento fluviométrico da estação Alberto Flores.





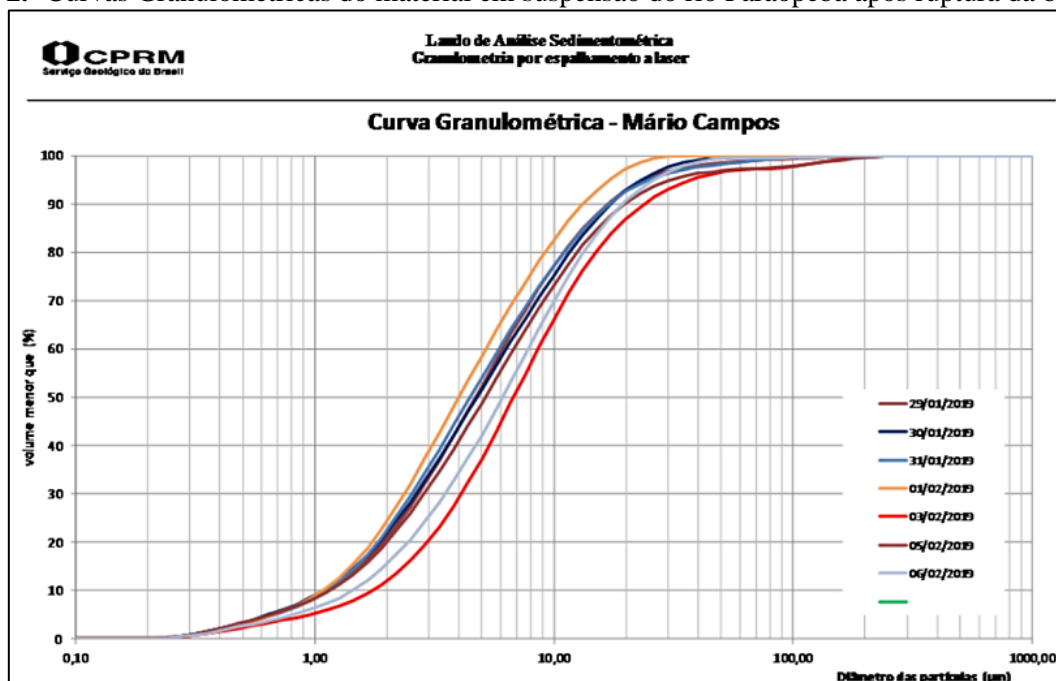
Em geral, a viscosidade de um líquido simples diminui com o aumento da temperatura, o que, por sua vez, influencia também o transporte de sedimentos. Esse fato faz com que o parâmetro em questão seja, segundo USACE (2016), o único dado requerido para a análise pretendida a partir de um fluxo instável.

A estação Alberto Flores (40740000) possui dados de monitoramento da qualidade da água apenas em datas específicas, significativamente espaçadas entre elas. Entretanto, é plausível a consideração da temperatura do fluido como 25°C sendo, este, um valor médio dentre aqueles registrados na série histórica da estação.

## Granulometria dos Sedimentos

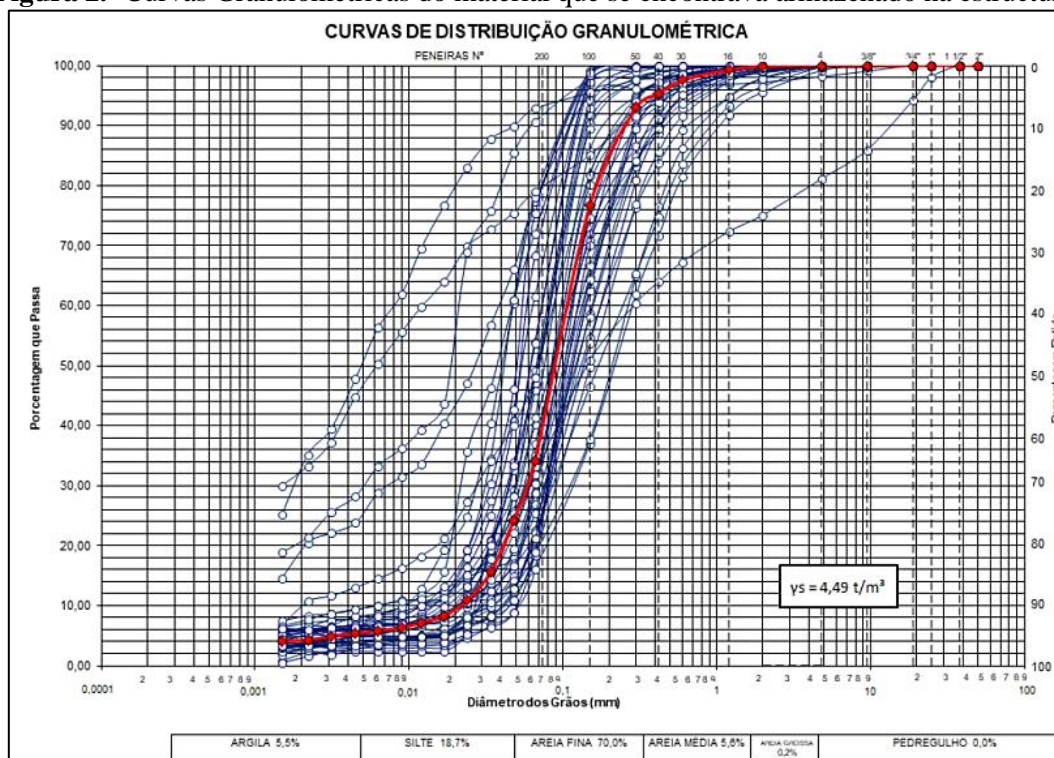
De acordo com a CPRM (2019), o material em suspensão do rio Paraopeba após a ruptura da B1 era constituído de, basicamente, silte muito fino. A curva granulométrica do material em suspensão do rio Paraopeba após a ruptura da B1, publicada pela CPRM em 2019, e a curva do material que se encontrava armazenado na B1, conforme o Relatório Preliminar do Modelo Computacional de Transporte de Sedimentos da B1 – elaborado por uma empresa de consultoria local, são apresentadas na **Figura 2** e na **Figura 3**.

**Figura 2.-** Curvas Granulométricas do material em suspensão do rio Paraopeba após ruptura da barragem.



Fonte: CPRM (2019)

Figura 2.- Curvas Granulométricas do material que se encontrava armazenado na estrutura.



Ao se compararem as duas curvas granulométricas supracitadas, percebe-se que aquela construída pela CPRM a partir de dados de monitoramento (estação Mário Campos) do material em suspensão do rio Paraopeba após a ruptura possui um material menos grosseiro se comparado à outra. Esse fato corrobora o esperado, visto que, por ser mais grosseiro, o material, antes retido na barragem, sedimentaria nos primeiros metros do rio Paraopeba, podendo não chegar à estação Mário Campos, que se localiza 29 km a jusante da estrutura. Por conseguinte, buscando tornar o modelo o mais verossímil possível, optou-se por utilizar a curva granulométrica do material que se encontrava armazenado na B1.

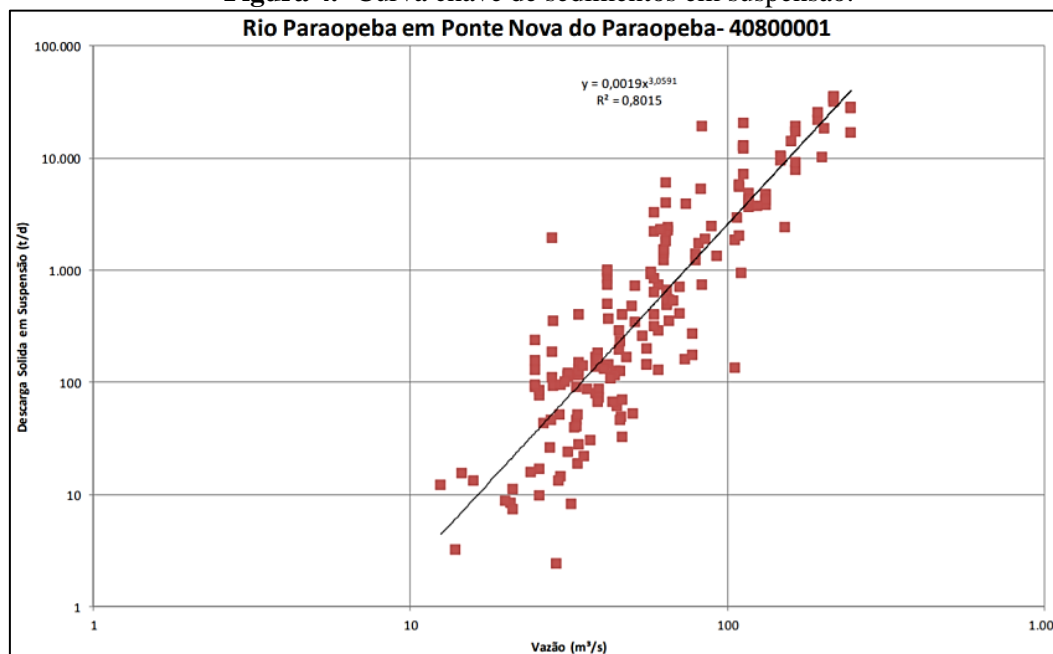
Ressalta-se, entretanto, que a curva granulométrica do material em suspensão do rio Paraopeba após a ruptura da B1 apresentada pela CPRM também foi levada em consideração para posterior comparação entre resultados oriundos das modelagens.

### Transporte de Sedimentos

O número de observações dos dados de monitoramento sedimentológico da estação Alberto Flores era muito pouco representativo para a variação da concentração de sedimentos em suspensão registrada ao longo do período de monitoramento. Por conta disso, a partir dos dados de monitoramento de sedimentos pela estação Ponte Nova do Paraopeba, a CPRM (2019) construiu a curva chave de sedimentos utilizada no modelo, a qual representa a descarga sólida em suspensão.

É válido salientar que essa curva chave de sedimentos representa a descarga sólida em suspensão. Por conseguinte, essa descarga sólida foi majorada em 5%, buscando representar, também, o material de arraste, segundo preconizado pela ELETROBRÁS (1992). É importante lembrar que os sedimentos naturais possuem massa específica dos grãos inferior à dos rejeitos, podendo levar a estimativas de transporte equivocadas. A curva chave da descarga sólida em suspensão é apresentada na **Figura 4**.

**Figura 4.-** Curva chave de sedimentos em suspensão.



Fonte: CPRM (2019)

### Variação da Cota do Leito

Em decorrência da complexidade em se realizar a calibração das profundidades a cada seção em que houve erosão do leito, com a finalidade de atingir profundidades de erosão pretendidas mais fidedignas, optou-se pela definição de uma altura única para representar todo o trecho, igual a 0,50 m, conforme sugerido por Lopes (2012).

### Definição do Método de Estimativa do Transporte de Sedimentos

A definição do melhor método de estimativa do transporte de sedimentos, considerando as características do material mobilizado pela ruptura, assim como da topografia da região em estudo, baseou-se na comparação entre as equações de transporte consideradas.

Tendo em vista a granulometria do material antes retido na B1, decidiu-se por utilizar o método proposto por Ackers-White, por ser uma formulação desenvolvida para partículas compreendidas entre 0,04 mm e 4 mm – sendo que material inferior a essas dimensões apresenta comportamento coesivo.

Ademais, por motivos de comparação, decidiu-se por utilizar também o método de Meyer-Peter Müller. Definiu-se esse método por ser o mais antigo – e muito aceito no meio acadêmico – além de ter sido desenvolvido a partir de ensaios que englobaram uma gama de valores com diferentes profundidades, inclinações, granulometrias e pesos específicos.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para análise dos resultados de descarga sólida a partir da modelagem no programa HEC-RAS – versão 5.0.7, no trecho em estudo, optou-se por selecionar três seções representativas, localizadas próximas às estações fluviométricas supracitadas, quais sejam: Alberto Flores (40740000), Mário Campos (40784000) e Ponte Nova do Paraopeba (40800001).

Salienta-se, ainda, que foi realizada a comparação dos resultados obtidos a partir do modelo com os dados publicados pela ANA. Essa comparação se deu apenas para as duas últimas estações, visto que a estação Alberto Flores (40740000) foi caracterizada pela sua insuficiência de dados sedimentométricos.

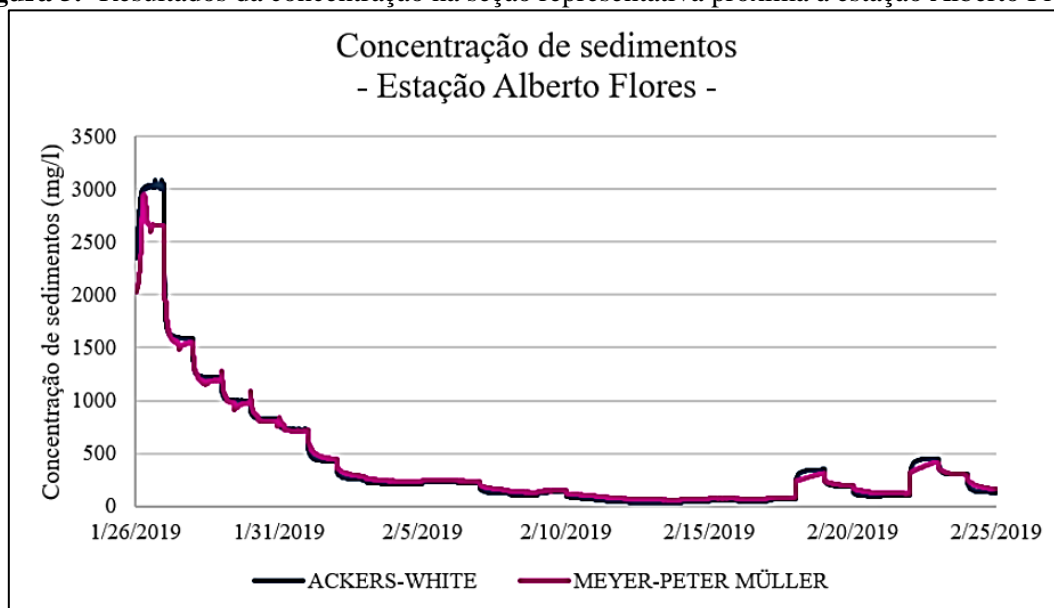


### Alberto Flores (40740000)

A estação Alberto Flores (40740000) localiza-se imediatamente a montante da confluência do ribeirão Ferro Carvão com o rio Paraopeba. Por isso, esperava-se que, no dia posterior à ruptura da B1, no referido posto, houvesse ainda um pico da concentração de sedimentos que, ao longo do tempo, fosse reduzindo com relação à vazão afluente. Isso era esperado devido ao fenômeno de remanso, que é caracterizado pela geralmente sobrelevação das águas a montante de determinado obstáculo ou controle hidráulico, seja natural ou artificial.

O gráfico resultante da concentração de sedimentos (em mg/l) – comparando-se também os métodos de Ackers-White e de Meyer-Peter Müller – é apresentado na **Figura 5**. A partir dele, percebe-se que a situação esperada condiz com aquela originada a partir do modelo de transporte de sedimentos no programa HEC-RAS – versão 5.0.7, em se tratando de sua forma.

**Figura 5.-** Resultados da concentração na seção representativa próxima à estação Alberto Flores.



Como a estação Alberto Flores foi prejudicada com a ruptura da B1, não se tem o monitoramento sedimentométrico no período em análise, estando este restrito apenas aos dias 12 e 19 de fevereiro de 2019. Entretanto, para que pudesse ser feita uma verificação da ordem de grandeza dos resultados obtidos a partir da modelagem, foram comparados os valores obtidos nesses dias (**Tabela 1**).

**Tabela 1.-** Resultados da descarga de sedimentos na seção representativa próxima à estação Alberto Flores.

Tipo de resultado	Data	Concentração de sedimentos (mg/l)
Hidroweb ANA	12/02/2019	289,40
	19/02/2019	885,00
Meyer-Peter Müller	12/02/2019	68,15
	19/02/2019	207,94
Ackers-White	12/02/2019	34,68
	19/02/2019	195,91

No que tange à concentração de sedimentos, conclui-se que os dois métodos analisados obtiveram resultados muito similares entre si. Por conseguinte, nota-se que, próximo à estação em análise, não há objeção quanto à escolha do melhor método para a situação problema em questão.

Com relação à descarga de sedimentos, nota-se uma significativa diferença entre os valores encontrados, considerando-se ambos os métodos de transporte de sedimentos, a partir da modelagem HEC-RAS, com aqueles publicados pela ANA. Essa observação, entretanto, não foi de encontro ao esperado. Contudo, é válido salientar que os resultados possuem o mesmo comportamento: aumento da concentração de sedimentos do dia 12 de fevereiro ao dia 19 do mesmo mês.

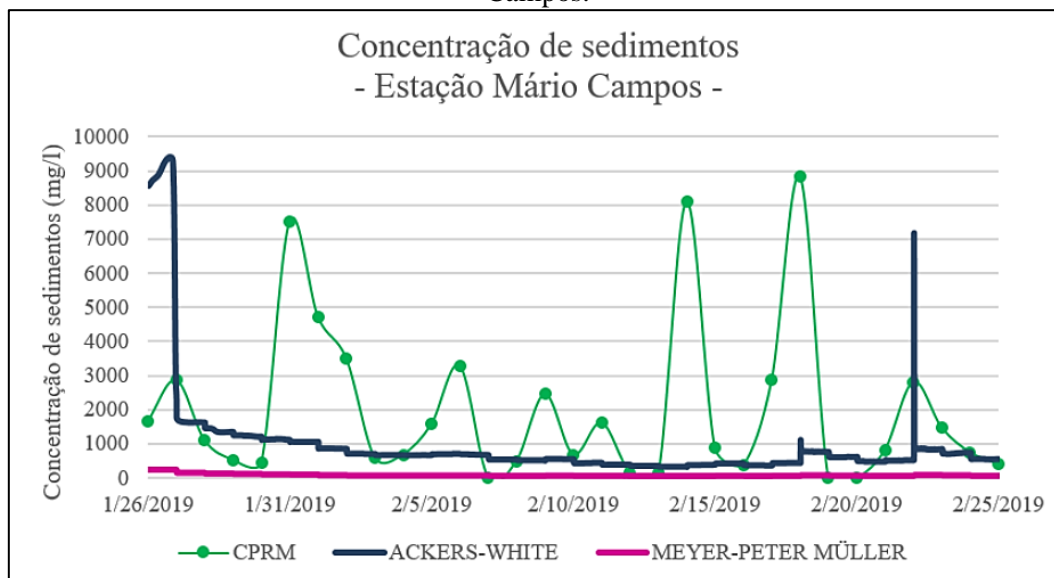
### Mário Campos (40784000)

A estação Mário Campos (40784000) localiza-se 29 km a jusante da estrutura e, por conseguinte, está entre as estações Alberto Flores (40740000) e Ponte Nova do Paraopeba (40800001). Em decorrência de sua localização, esperava-se que um pico da descarga de sedimentos, mais abatido, ocorresse não no início do evento de ruptura, mas sim em data posterior a ele. Isso devido ao próprio transporte de sedimentos em suspensão, que é dependente de vários fatores, como a velocidade da corrente de água e o peso específico dos sedimentos.

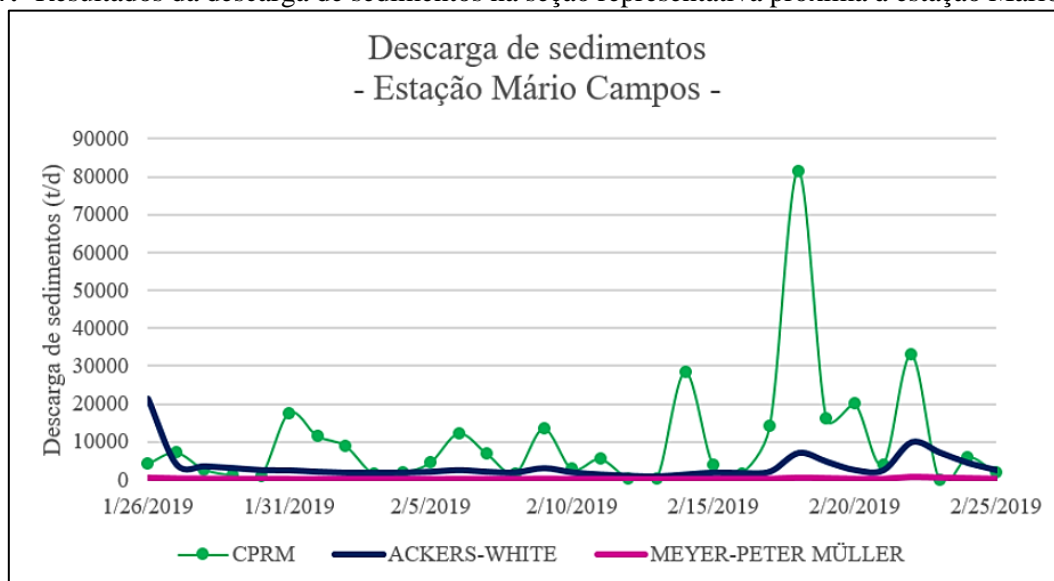
Para análise dos resultados encontrados próximo a essa estação, é pertinente citar que sua comparação foi realizada utilizando-se, como fonte, o Relatório de Monitoramento Hidrológico e Sedimentométrico emitido pela CPRM em 2019. Nele, são apresentados os dados sedimentométricos publicados no banco de dados Hidroweb, pela ANA, além daqueles calculados a partir da multiplicação dos dados de concentração de sedimentos em suspensão pela vazão líquida.

Por conseguinte, os gráficos resultantes da concentração (em mg/l) e da descarga de sedimentos (t/d) – comparando-se os métodos de Ackers-White e de Meyer-Peter Müller com aqueles publicados pela ANA e/ou pela CPRM – são apresentados na **Figura 6** e na **Figura 7**.

**Figura 6.-** Resultados da concentração de sedimentos na seção representativa próxima à estação Mário Campos.



**Figura 7.-** Resultados da descarga de sedimentos na seção representativa próxima à estação Mário Campos.



A partir da **Figura 6** e da **Figura 7**, percebe-se que a situação esperada não condiz com a originada a partir do modelo de transporte de sedimentos no programa HEC-RAS. Ademais, nota-se que os resultados obtidos pelo método de Ackers-White apresentam grande variação quando comparados aos de Meyer-Peter Müller, sendo que ambos apresentam resultados discrepantes quando comparados àqueles publicados pela ANA e/ou calculados pela CPRM.

Depreende-se, portanto, que as modelagens realizadas para o ponto próximo à estação Mário Campos, independentemente do método de transporte de sedimentos, não tiveram resultados verossímeis quando comparados aos dados disponíveis nos pontos observados em campo (publicados pela ANA) ou estimados (pela CPRM).

#### **Ponte Nova do Paraopeba (40800001)**

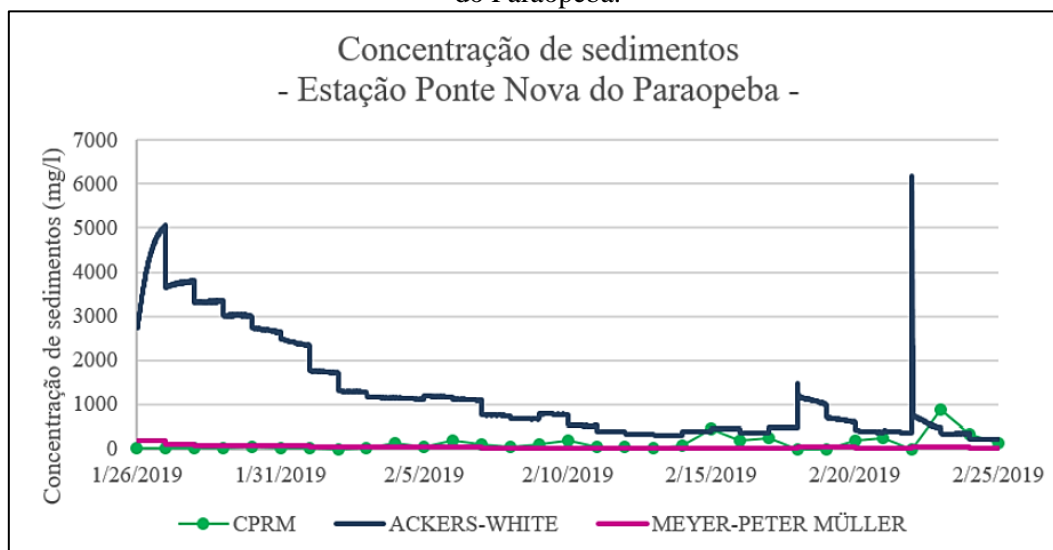
A estação Ponte Nova do Paraopeba (40800001) localiza-se a 57 km da estrutura e, por conseguinte, está a jusante do final do trecho avaliado no presente estudo (49 km). Para a então análise, considerou-se a última e mais a jusante seção representativa (*cross section*) do modelo.

É pertinente citar que a comparação dos resultados foi realizada utilizando-se, também, os dados emitidos pela CPRM em 2019.

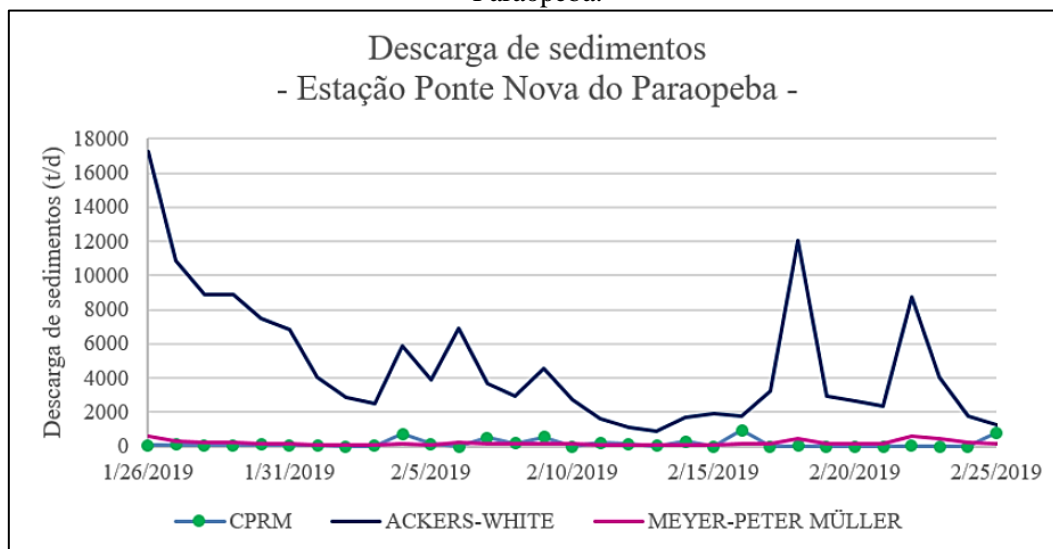
Da mesma forma que na estação Mário Campos, esperava-se que o pico da concentração de sedimentos ocorresse de maneira ainda mais abatida, suave, e não no início do evento de ruptura, mas sim em data posterior a ele. Os gráficos resultantes da concentração (em mg/l) e da descarga de sedimentos (t/d), além das comparações pertinentes, são apresentados na **Figura 8** e na **Figura 9**.



**Figura 8.-** Resultados da concentração de sedimentos na seção representativa próxima à estação Ponte Nova do Paraopeba.



**Figura 9.-** Resultados da descarga de sedimentos na seção representativa próxima à estação Ponte Nova do Paraopeba.



Novamente, percebe-se que a situação esperada não condiz com aquela originada a partir da modelagem de transporte de sedimentos no programa HEC-RAS, ainda que equações de transporte potencialmente adequadas à faixa granulométrica dos rejeitos outrora depositados na B1 tenham sido adotadas. Ademais, nota-se que os resultados obtidos pelo método de Ackers-White apresentam grande variação quando comparados aos de Meyer-Peter Müller e àqueles publicados pela ANA e/ou calculados pela CPRM.

Adicionalmente, verifica-se que os resultados obtidos pelo método de Meyer-Peter Müller apresentam a mesma ordem de grandeza quando comparados àqueles publicados pela ANA e/ou calculados pela CPRM, apesar de possuírem curvas com comportamentos distintos. Depreende-se, portanto, que as modelagens realizadas para o ponto próximo à estação Ponte Nova do Paraopeba, seja com a utilização do método de Ackers-White ou de Meyer-Peter Müller, não foram verossímeis quando comparadas aos dados disponíveis nas seções fluviais publicados pela ANA ou pela CPRM.

## Comparação das curvas granulométricas disponibilizadas

Uma das hipóteses aventadas durante a construção e uso do modelo para explicar a diferença entre os resultados obtidos e os dados disponíveis foi com relação à granulometria do material, visto que se considerou apenas o transporte do rejeito antes contido na B1. Entretanto, os resultados publicados pela ANA levam em consideração todos os sedimentos presentes no ponto de amostragem, sejam eles naturais ou não.

Por conta disso, foram comparadas as modelagens realizadas com utilização da curva granulométrica construída pela empresa de consultoria citada no início do artigo – a partir de dados do material antes retido pela B1 – e da curva granulométrica apresentada pela CPRM – acerca do material em suspensão do rio Paraopeba após a ruptura da estrutura.

Para a análise em questão, foram utilizados os mesmos pontos estudados anteriormente, próximos às estações fluviométricas. Salienta-se, ainda, que também foi realizada a comparação dos resultados ao se utilizarem os mesmos métodos de estimativa do transporte de sedimentos.

Percebeu-se que a modelagem, ao se utilizar a curva granulométrica apresentada pela CPRM e a metodologia de Ackers-White, apresentou resultados significativamente superiores àqueles publicados pela ANA e àqueles obtidos anteriormente (através da modelagem com utilização da curva granulométrica construída pela empresa de consultoria). Esses resultados chegaram a valores 650 vezes maiores do que aqueles obtidos anteriormente, no caso do ponto de análise próximo à estação Mário Campos.

Com relação à modelagem ao se utilizar a curva granulométrica apresentada pela CPRM e a metodologia de Meyer-Peter Müller, não se notaram diferenças significativas entre os resultados obtidos anteriormente (através da modelagem com utilização da curva granulométrica construída pela empresa).

Conclui-se, portanto, que as diferenças granulométricas dos sedimentos em estudo, considerando-se a metodologia de Meyer-Peter Müller, não são significativas para os resultados encontrados. Em contrapartida, quando considerada a metodologia de Ackers-White, a diferença de resultados se mostrou significativa, sendo a escolha da curva granulométrica vital para a modelagem de transporte de sedimentos para um cenário de ruptura de barragens.

## Principais motivos para as discrepâncias dos resultados

Alguns parâmetros de entrada podem ter sido os responsáveis pelas diferenças encontradas entre os resultados do modelo HEC-RAS e aqueles publicados pela ANA, como o coeficiente de rugosidade de Manning, que é um dos principais parâmetros para estimação da vazão sobre canais, leitos e planícies fluviais, sendo sua definição um dos maiores desafios da aplicação da equação de Manning para dimensionamentos, verificações e modelagens hidráulicas. Como a determinação desse coeficiente foi realizada a partir de imagens de satélite, percebe-se que existe uma incerteza associada aos valores que, por sua vez, podem alterar os resultados do modelo.

No presente trabalho foram escolhidos dois diferentes métodos de transporte de sedimentos que resultaram em valores muito discrepantes entre si. Logo, um segundo fator influenciador é a escolha do método que melhor se ajusta aos dados de campo para a realização das simulações. Conforme citado no item 3.5, quando o fluxo de sedimentos é modelado a partir de métodos de cálculo indiretos de transporte, os dados devem ser coletados criteriosamente para não produzir resultados indesejados.

Ademais, nota-se que os métodos de transporte de sedimentos supracitados foram construídos com base em sedimentos naturais. Como o sedimento tratado foi rejeito, entende-se que sua complexidade é maior, aumentando ainda mais a incerteza da aplicação de tais fórmulas na previsão do transporte dos sólidos.

Para mais, como o trecho possui cidades com loteamentos abertos, há de se convir que estes podem contribuir com sedimentos, como é o caso do ponto próximo à estação Mário Campos, o qual obteve valores de concentração e de descarga de sedimentos publicados pela ANA superiores àqueles encontrados a partir das modelagens no HEC-RAS.

Posto isso, percebe-se que o transporte de sedimentos em cenário pós ruptura da B1 não foi retratado de forma realista no programa HEC-RAS ao se utilizarem os dados de entrada supracitados e ao se assumirem as premissas mencionadas ao longo do artigo.

## CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

Conforme observado nos resultados das simulações realizadas no programa HEC-RAS, tanto a partir da utilização do método de Ackers-White, como de Meyer-Peter Müller, conclui-se que o modelo construído – considerando os dados disponíveis para a realização do estudo e as hipóteses feitas – não retratou de forma satisfatória a dinâmica envolvida no transporte de sedimentos, no trecho em questão, em cenário pós ruptura da B1. Percebeu-se, também, que nenhum dos dois métodos de transporte de sedimentos utilizados apresentou um resultado considerado verossímil.

As discrepâncias observadas nos resultados podem ter diversos motivos, principalmente relacionados aos parâmetros de entrada do modelo e aos critérios e premissas adotados. Esses motivos podem ser concernentes aos coeficientes de rugosidade de Manning utilizados, aos métodos de transporte de sedimentos selecionados criteriosamente, além da incerteza associada à estimativa da descarga sólida total a partir da concentração de sólidos em suspensão no trecho fluvial estudado.

Por fim, conclui-se que a qualidade e a quantidade dos dados de entrada influenciam significativamente no resultado obtido a partir de uma modelagem de transporte de sedimentos utilizando o programa HEC-RAS, sendo, este possuidor de expressiva sensibilidade. Salienta-se que esse grau de sensibilidade foi constatado ao se verificar variabilidade importante nos resultados a partir de pequenas alterações nos dados de entrada.

Dessa maneira, infere-se que, quando da insuficiência de dados precisos das áreas de contribuição em estudo, a aplicação do programa HEC-RAS em simulações de alteração da qualidade de águas superficiais decorrentes do transporte de sedimentos oriundos de eventos de ruptura de barragens deve ser avaliada com cautela.

Quanto a possíveis trabalhos futuros, recomenda-se uma análise mais profunda acerca da escolha do melhor método de simulação do transporte de sedimentos, buscando-se prever, com maior precisão, as descargas de sedimentos no curso de água em estudo. Também, sugere-se estudar o mesmo caso com recurso a outro modelo computacional para posterior comparação de resultados.

## REFERÊNCIAS

- CHOW, V.T. *Open Channel Hydraulics*. McGraw-Hill, Nova Iorque. 1959.
- COLLISCHONN, W. e TUCCI, C. E. M. Análise do Rompimento Hipotético da Barragem de Ernestina. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos – RBRH*. Volume 2.
- CPRM. *Monitoramento Especial da Bacia do rio Paraopeba - Relatório 01: Monitoramento Hidrológico e Sedimentométrico*. Belo Horizonte, 2019.
- ELETROBRÁS. *Diagnóstico das condições sedimentológicas dos principais rios brasileiros*. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Rio de Janeiro: 1992.
- FARIAS, C. E. G. *Mineração e Meio Ambiente no Brasil*. Relatório Preparado para o CGEE. 2002.
- LOPES, M. A. G. *Reconstituição da rotura da barragem das minas da Fonte Santa: análise do transporte sólido no vale a jusante*. 2012. 101 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia e A Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2012.
- SOARES, L. Barragem de Rejeitos. In: SOARES, Lindolfo. *Tratamento de Minérios*. Rio de Janeiro: Adão B. da Luz, João Alves Sampaio e Silvia Cristina A. França, 2010. p.831-896.
- USACE: US Army Corps of Engineers. (2016). *HEC-RAS River Analysis System, Hydraulic Reference Manual*. Version 5.0.
- VALE. *Esclarecimentos sobre a B1 da Mina de Córrego do Feijão*. Disponível em: <<http://www.vale.com/brasil/PT/aboutvale/news/Paginas/Esclarecimentos-sobre-abarragem-I-da-Mina-de-Corrego-do-feijao.aspx>>. Acesso em: 30 agosto 2020.



## SOCAVACIÓN EN PILAS DE PUENTES DE LECHO ARENOSO. ANÁLISIS DE UN CASO REAL

José Luis Aragón-Hernández<sup>1</sup>, Fabian Dario González-Escalona<sup>2</sup>, Sixta Hinndi Mendoza-Pérez<sup>1</sup> y Pedro Manuel Núñez-García<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Departamento de Hidráulica, División de Ingenierías Civil y Geomática, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México

<sup>2</sup> SIX Ingeniería, Topografía y Proyectos, S. C., México

jaragonh@unam.mx, fabian.gonzalez@sixingenieria.com, sixta.mendoza@ingenieria.unam.mx y pedro.nunez@sixingenieria.com

### RESUMEN:

En este trabajo se emplea la metodología propuesta por el HEC-18 para determinar la erosión debida a la construcción de un puente sobre un cauce de lecho arenoso y con presencia de extracción de material pétreo ante la ocurrencia de dos eventos ciclónicos extraordinarios (una tormenta tropical y un huracán) en la península de Baja California, México.

La erosión (por contracción) calculada con apoyo de HEC-RAS 1D es similar a la medida mediante levantamientos topo-batimétricos después de dichos eventos; los cálculos obtenidos proporcionan una idea general de la erosión local en pilas y estribos estimada mediante la ecuación de la Universidad del Estado de Colorado y la ecuación de Froehlich respectivamente; esta variable es de suma importancia ya que permite analizar las condiciones de la estabilidad y seguridad de la estructura.

### ABSTRACT:

In this study, the methodology proposed by the HEC-18 is used to determine the erosion caused by the construction of a bridge over a sand bed river and the presence of extraction of gravel material in the occurrence of two exceptional cyclonic events (a tropical storm and a hurricane) in the Baja California peninsula, Mexico.

The erosion (by contraction) calculated with the support of HEC-RAS 1D is similar to that measured by topo-bathymetric surveys carried out after these events. The calculations obtained provide a general idea of the local erosion in piers and abutments estimated using the Colorado State University equation and the Froehlich equation, respectively. This variable is extremely important since it allows analyzing the stability and safety conditions of the structure.

**PALABRAS CLAVES:** Erosión; puentes; socavación en pilas; modelación numérica.

## INTRODUCCIÓN

La ingeniería permite dar solución a los problemas de la sociedad buscando siempre un equilibrio entre lo social, económico y técnico. En esta última se integran distintas disciplinas como la planeación, diseño, construcción, operación, mantenimiento y desmantelamiento de proyectos de obra civil de manera eficiente. Una de las obras donde intervienen las distintas áreas de la ingeniería civil de manera integral son las carreteras. En el cruce de dicha obra sobre un curso de agua (río, arroyo, canal) con un ancho importante ( $B > 20$  m), es necesario el uso de pilas que sirven de soporte a la estructura; en el diseño de las mismas es imprescindible el empleo de la hidrología y la hidráulica.

La presencia de un puente en un curso de agua por un lado genera obstrucción al flujo de agua y con ello la sobreelevación de la superficie libre del agua, pérdidas de energía, cambios de régimen del flujo, empuje debido a la fuerza del agua, etc. (Hamill, 2004) y por el otro, socavación local generada por el cambio de dirección de las líneas de corriente, la turbulencia, la aceleración del flujo y los vórtices resultantes inducidos por la obstrucción al flujo (Raudkivi, 1986). La socavación local es un fenómeno complejo y no estudiado del todo. Las consecuencias de ello se observan cada temporada de lluvias, ya que se estima que entre el 50-90 % de estructuras fallan por este fenómeno (Richardson, 1999).

La erosión total debida a la presencia de un puente en un curso de agua se integra de cuatro componentes: agradación/degradación transitoria y a largo plazo, erosión lateral, por contracción y socavación por estribos y pilas. Debido a su complejidad, en la literatura existe una gran cantidad de formulaciones para estimar dichos procesos (Campa-Rodríguez y Astorga-Bustillos, 2015; Basile, 2018).

En este trabajo se hace notar la importancia de los estudios hidrológicos, hidráulicos y fluviales en el cálculo de la erosión local en las pilas, estribos y por contracción debido a la presencia de un puente. En el estudio hidrológico se empleó HEC-HMS (HEC-HMS, 2018.), para cálculo de las variables hidráulicas se utilizó modelación numérica en una dimensión con HEC-RAS (HEC-RAS, 2016a) y para el cálculo de la erosión local se aplicó la metodología propuesta por HEC-18 (FHWA, 1996).

## ZONA DE ESTUDIO

El puente en análisis tiene un claro de 152.5 m, cuenta con 2 estribos y 4 grupos de 4 pilas de 1.2 m de diámetro cada una; está ubicado sobre la autopista Libramiento San José del Cabo-Cabo San Lucas en el tramo Corral de Piedra-El Mangle, en Los Cabos, municipio de Baja California Sur, México (figura 1) y se utiliza para cruzar el arroyo El Salto.

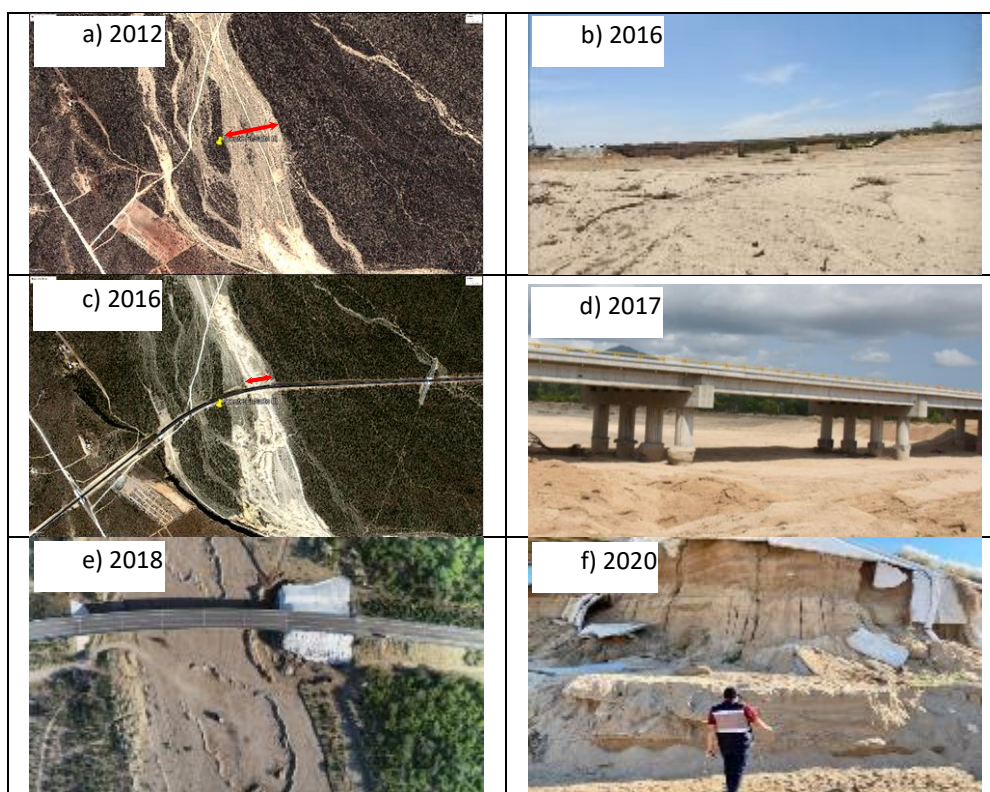
El área de la cuenca de aportación hasta el puente es de 62.881 km<sup>2</sup>, la longitud y pendiente del cauce principal son de 12.322 km y 0.05 m/m, respectivamente; la precipitación media anual de la cuenca es de 404.55 mm. Debido a la baja precipitación de la zona, el cauce del arroyo El Salto se encuentra seco prácticamente todo el tiempo, sin embargo, en los días de lluvia (15 en promedio al año), el caudal del arroyo se incrementa considerablemente, debido principalmente a ciclones tropicales.

El arroyo El Salto, a la altura de la ubicación del puente tiene 3 ramales (figura 2a); con la construcción del puente (pilas y estribos) en el año 2014 (figura 2b), el ancho del cauce del ramal izquierdo disminuyó alrededor del 50 % (figura 2c y figura 3).



**Figura 1.-** Localización de la zona de estudio

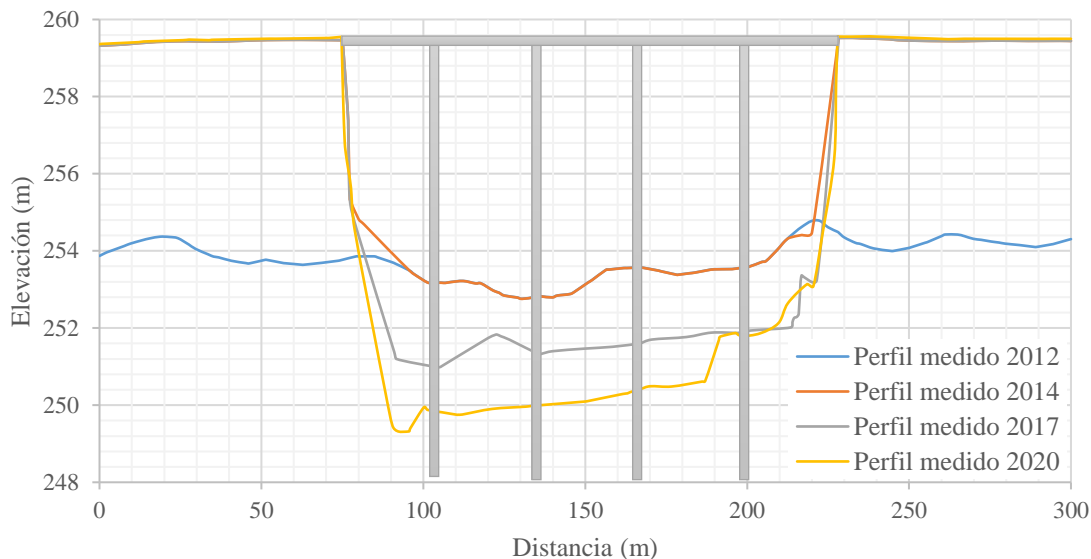
En agosto del año 2017 debido a la tormenta tropical Lidia se generaron lluvias acumuladas de 331 mm en 24 hr (periodo de retorno  $-Tr-$  de 18 años), 447 mm en 2 días y escurrimientos importantes en el arroyo El Salto, que provocaron erosión de aproximadamente 8 m en el terraplén de la margen izquierda, socavación de estribos y pilas de hasta 2.2 m (figura 2d y figura 3); la solución “emergente” a la erosión local del estribo izquierdo fue un cono de derrame (figura 2e), el cual disminuyó en un 10 % más el área hidráulica del cauce.



**Figura 2.-** Evolución temporal de la zona estudio (Google Earth)



Nuevamente en el año 2020 se presentó el huracán Genevieve con lluvias acumuladas de 220 mm en 24 hr ( $T_r = 6$  años) y escurrimientos importantes, aumentado la erosión máxima en 2.0 m (figura 2f y figura 3).

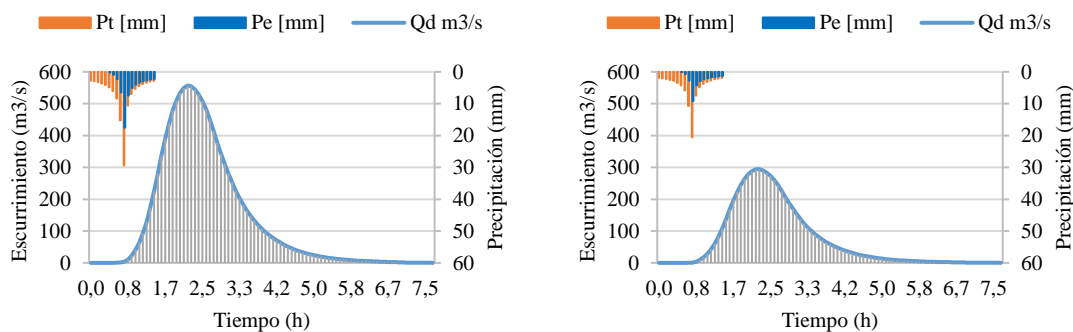


**Figura 3.-** Perfiles transversales en la sección del puente (vista desde aguas abajo)

Aunado a lo anterior, en las inmediaciones del puente existe extracción de material pétreo del fondo del cauce destinado a la construcción en la zona urbana de Cabo San Lucas, lo cual podría afectar la dinámica sedimentaria del cauce y provocar la incisión de este (Martín, 2003).

## METODOLOGÍA

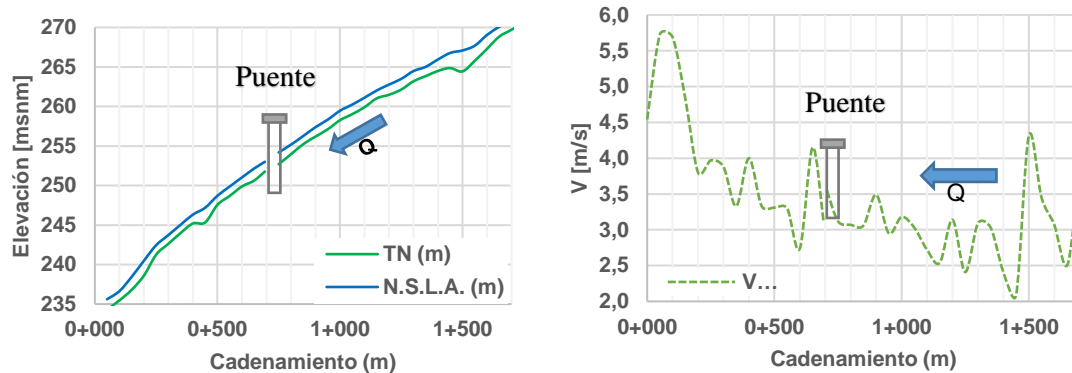
La metodología para determinar la erosión en la zona del puente se desarrolló en tres etapas; la primera consistió en el estudio hidrológico de la cuenca El Salto, a partir de las características fisiográficas e información de lluvia acumulada en 24 horas de 3 estaciones climatológicas con influencia en la cuenca; el proceso de transformación lluvia-escurrimiento se realizó con HEC-HMS (HEC-HMS, 2018; 2020) y el hidrograma unitario del SCS (SCS, 1986; Chow, 1994), resultando un caudal punta de  $557 \text{ m}^3/\text{s}$  para el evento del 2017 y de  $294 \text{ m}^3/\text{s}$  para el 2020 (figura 4).



**Figura 4.-** Proceso lluvia-escurrimiento con HEC-HMS: evento del 2017 (izquierda) y 2020 (derecha).

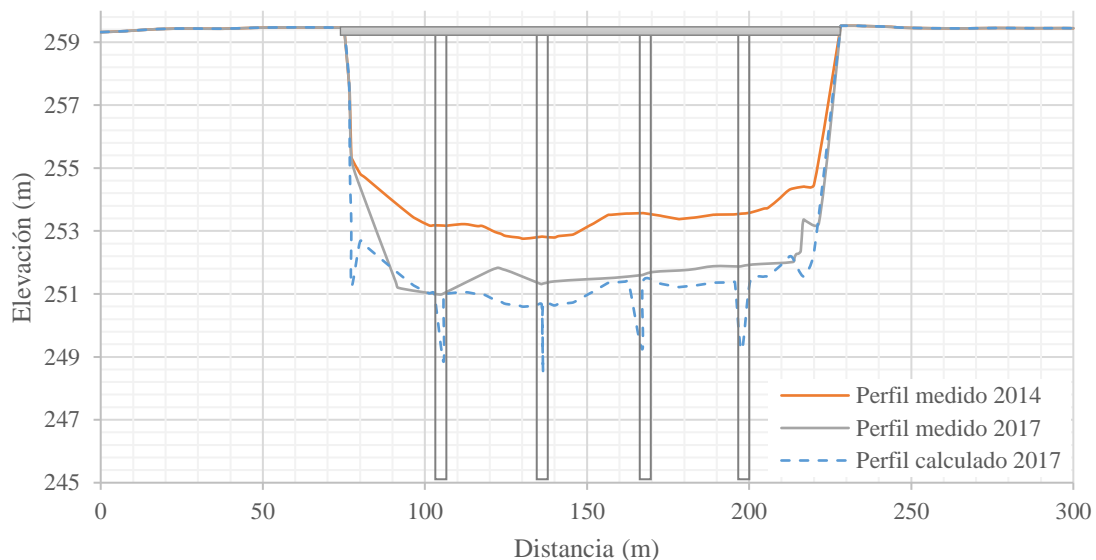
En la etapa dos se calcularon las variables hidráulicas (profundidades y velocidades) con HEC-RAS en una dimensión considerando flujo permanente (HEC-RAS, 2016a; b), 1,000 m aguas

arriba y 700 m agua abajo del eje del puente; la discretización del cauce se realizó con secciones transversales a cada 50 m y a cada 10 m en las inmediaciones del puente. Para considerar la rugosidad del fondo del cauce se utilizó un coeficiente de fricción de Manning de 0.028. En la figura 5, se presenta la superficie libre del agua y la velocidad del flujo calculada en el tramo analizado del evento de 2017.

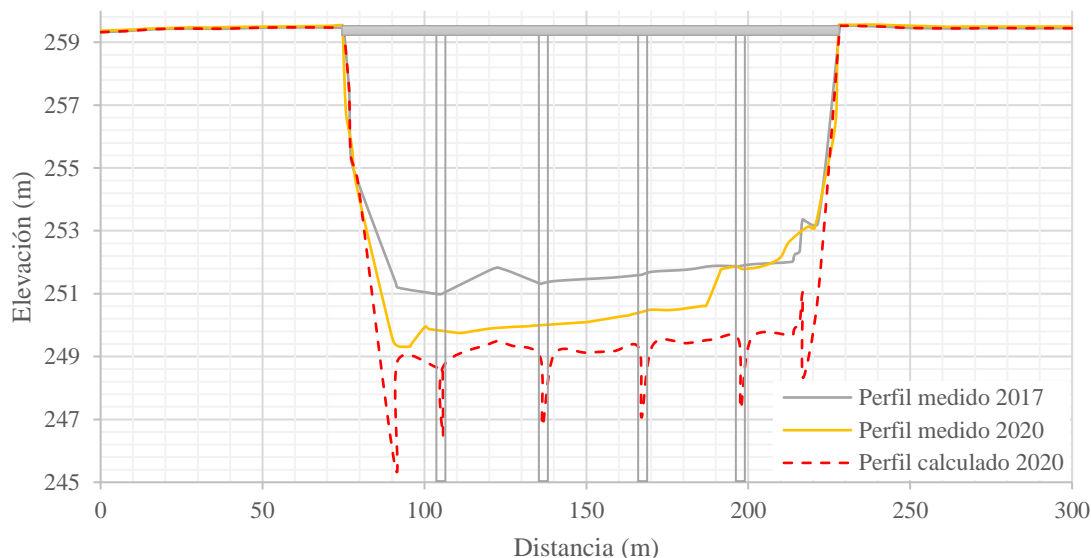


**Figura 5.-** Variables hidráulicas en el tramo analizado con HEC-RAS del evento del 2017.

Finalmente, en la etapa tres se estimó la erosión en la sección transversal del puente debido a la presencia de las pilas, estribos y por contracción con la formulación incluida en HEC-RAS propuesta por HEC-18 (FHWA, 1996); para la socavación por pilas se utilizó la ecuación de la Universidad del Estado de Colorado (Richardson, 1990) y para la socavación por estribos la ecuación de Froehlich (Froehlich, 1989). Se calculó la erosión para los eventos de 2017 (figura 6a) y 2020 (figura 6b); en ambas se utilizó un diámetro característico del sedimento  $D_{50} = 0.85$  m, obtenido de un estudio granulométrico en el año 2017.



**Figura 6a.-** Erosión en la sección del puente para el evento del 2017.



**Figura 6b.-** Erosión en la sección del puente para el evento del 2020.

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

La erosión por contracción calculada en el eje del puente para el evento del 2017 es similar a la medida ( $ea=0.04$  cm,  $er=1.8$  %) mediante el levantamiento topográfico después del mismo (figura 6a). En cambio, la calculada para el evento del 2020 es mayor ( $ea= -34$  cm,  $er=-17$  %) a la medida (figura 6b); una probable causa podría ser el acorazamiento del cauce no considerado en los cálculos, además, no se realizó estudio granulométrico para dicho evento.

Los cálculos anteriores proporcionan una estimación de la erosión debida a las pilas y estribos del puente (erosión local), no registrada en los levantamientos topográficos. Se observa que la batimetría levantada en ambos casos es del orden de la erosión por contracción y de suma importancia en la estabilidad y seguridad de la estructura. En la tabla 1 se presenta un resumen de los resultados de la erosión calculada.

**Tabla 1.-** Erosión calculada para ambos eventos

Elemento	Erosión calculada [m]					
	2017			2020		
	Contracción	Local	Total	Contracción	Local	Total
<b>Estribo izquierdo</b>	2.16	1.91	4.07	2.34	3.57	5.91
<b>Pilas</b>	2.16	2.17	4.33	2.34	2.2	4.54
<b>Estribo derecho</b>	2.16	0.7	2.86	2.34	2.7	5.04

De la tabla anterior también se observa que las erosiones calculadas en el evento de 2020 son mayores que las calculadas para 2017 a pesar de que el caudal de 2020 es menor; ello se observa en la erosión por contracción ( $er=-8.3$  %), por pilas ( $er=-1.4$  %), pero sobre todo por estribos ( $er_{\text{máx}}=-86.9$  %). Para comprender dicho comportamiento se realizaron cálculos hidráulicos en dos dimensiones con el modelo Iber (Bladé et al, 2014) utilizando topo-batimetrías de distintos años y el evento del 2017 (el río fluye de norte a sur).

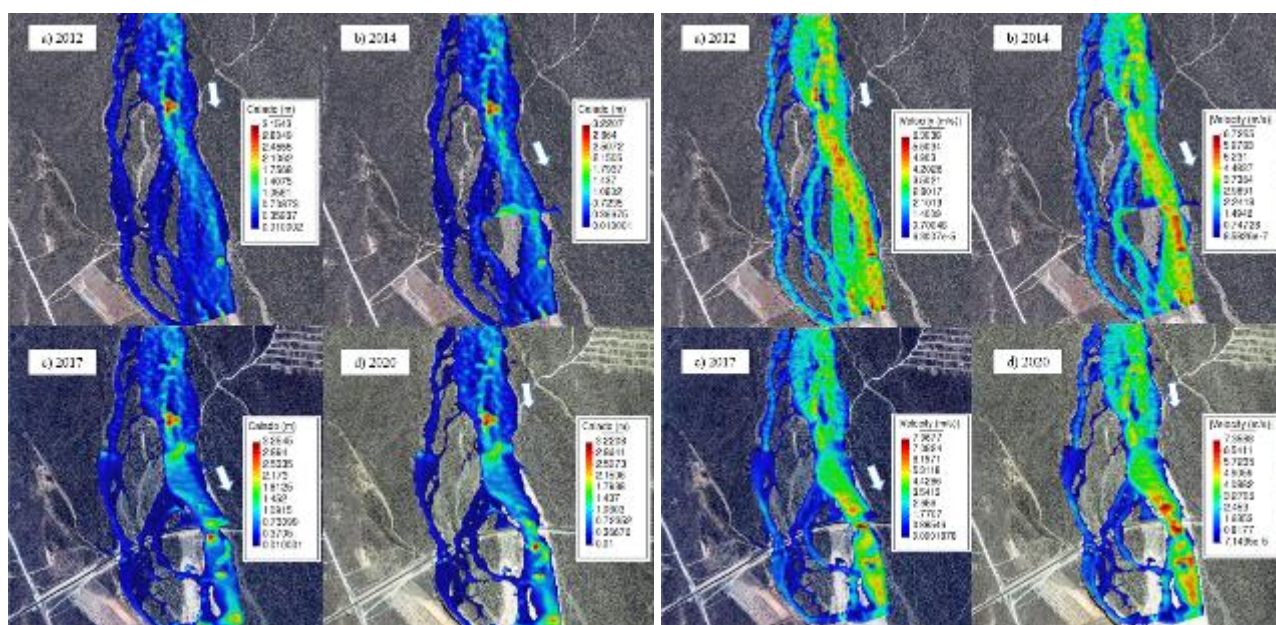


En primer lugar, se determinó el caudal que circula por el ramal izquierdo (tabla 2), siendo este el de mayor interés debido a la ubicación del puente; se observa que la proporción de caudal que circula por dicho ramal aumentó con la construcción del puente, por lo tanto, se puede considerar como una posible causa del aumento de la erosión en el evento del 2020, pero no la única.

**Tabla 2.-** Porcentaje de caudal que fluye por ramal izquierdo

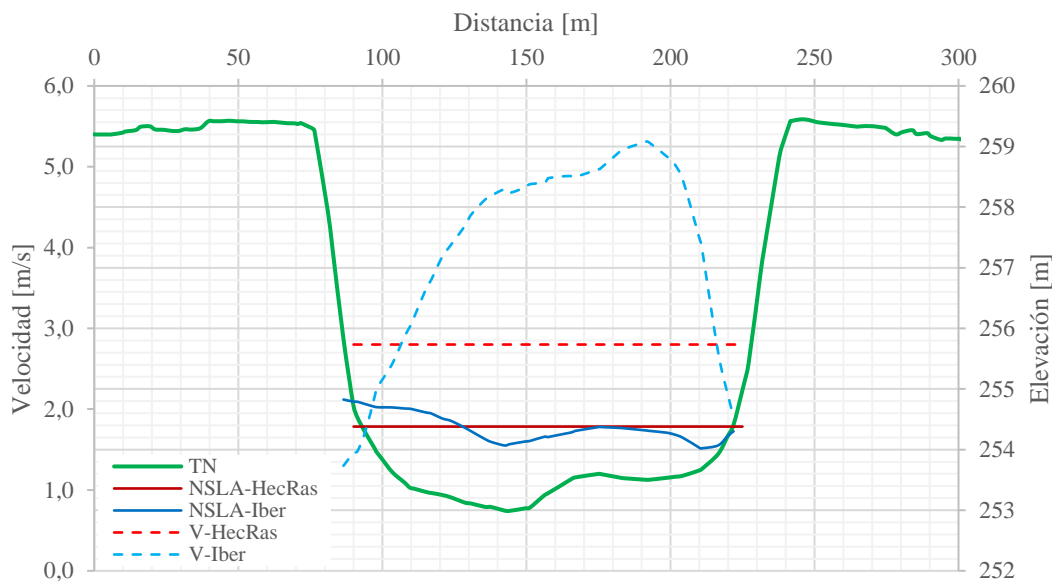
Año	Porcentaje [%]
2012	88
2014	80
2017	93
2020	95

Posteriormente se analizó el comportamiento de las variables hidráulicas en condiciones naturales, sin puente (figura 8a), después de la construcción del puente (figura 8b), después del evento de 2017 (figura 8c), y finalmente después del evento de 2020 (figura 8d). La construcción del puente aumentó las profundidades y velocidades en las inmediaciones del mismo y modificó el patrón de flujo (figuras 8a y 8b), debido sobre todo al estribo izquierdo el cual se ubica dentro del cauce; la erosión del evento del 2017 y probablemente el cono de derrame fueron las causas del incremento de profundidad, velocidad y flujo sobre el ramal izquierdo (figuras 8b y 8c); tanto las variables hidráulicas como el patrón de flujo son similares para las topografías del 2017 (figura 8c) y 2020 (figura 8d).



**Figura 8.-** Campos de profundidades (izquierda) y velocidades (derecha) en distintos años

Finalmente, con el evento del 2017 (Figura 8c) se validaron los resultados calculados con HEC-RAS en una dimensión (Figura 9); la cota de la superficie libre del agua es similar con ambos modelos; se observa el efecto de los estribos en los resultado en 2D. En el caso de la velocidad, el valor medio es comparable con ambos modelos, pero en la aparte central del cauce la velocidad calculada con el modelo en 2D, es superior.



**Figura 9.-** Velocidades (eje derecho) y profundidades (eje izquierdo) para el evento del 2017 en el eje del puente: 1D y 2D.

## CONCLUSIONES

La erosión local en pilas de puentes es un fenómeno complejo y no estudiado del todo. Las consecuencias de ello se observan cada temporada de lluvias, ya que se estima que entre el 50-90 % fallan por este fenómeno (Richardson, 1999).

En el caso particular de la construcción de este puente, se detectaron algunas deficiencias; una de ellas es la disminución importante del ancho de la sección transversal debido a la ubicación de los estribos, sobre todo el izquierdo ubicado dentro del cauce lo que obstruye y afecta el comportamiento del flujo; por otro lado, las propias pilas del puente y la solución “emergente” disminuyen aún más el área hidráulica; además se observa extracción de material pétreo, lo cual agudiza el problema de la erosión debida a eventos extraordinarios y provoca la incisión del cauce; ambos procesos dan lugar a un aumento de las variables hidráulicas (profundidades y velocidades) y un cambio en el patrón de flujo.

La erosión generada y medida (tentativamente por contracción) en la sección del puente por los eventos ocurridos en el 2017 y 2020 se reprodujo numéricamente con HEC-RAS en una dimensión y la metodología propuesta en el HEC-18 con resultados bastantes satisfactorios sobre todo para el primer evento y en menor medida para el segundo; lo anterior proporciona una idea de la erosión local en pilas y estribos, de gran importancia dado que está en juego la estabilidad y seguridad de la estructura.

Las razones de las diferencias pueden ser varias, entre ellas, el uso de flujo permanente en una dimensión a sabiendas de que el fenómeno es altamente dinámico, tridimensional y variable en el espacio y tiempo; el diámetro del sedimento no es uniforme; y no se consideró el efecto del fenómeno de acorazamiento.

Ante la presencia de nuevos eventos de magnitud similar y la extracción de material pétreo, se espera que la erosión siga aumentando; para evitar el fallo de la estructura una solución implica distribuir el flujo en los tres ramales; además, es necesario calcular la erosión general a largo plazo empleando distintas formulaciones y aproximaciones en tres dimensiones para obtener resultados más precisos y contrastarla con la profundidad de la cimentación de las pilas con la finalidad de emprender alguna protección de las mismas.

## REFERENCIAS

- Basile, P. A.** (2018). *Trasporte de sedimentos y morfodinámica de ríos aluviales*. Universidad Nacional de Rosario, Rosario Argentina, 455 pp.
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M. E., Dolz, J., y Coll, A.** (2014). “Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos.” *Revista Internacional de Métodos Numéricos para cálculo y diseño en Ingeniería*, 30(1), 1–10.
- Campa-Rodríguez, A. y Astorga-Bustillos, F. R.** (2015). “Métodos para el cálculo de la socavación local en pilas de puentes”. *Tecnociencia Chihuahua*, 9(1), 36–48.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., y Mays, L. W.** (1994). *Hidrología aplicada*. McGraw-Hill, Santafé de Bogotá, Colombia, 584 pp.
- FHWA** (1996). *Evaluating scour at bridges*. Federal Highway Administration, HEC No. 18, Publication No. FHWA-IP-90-017, 2nd edition, Washington, DC, USA.
- Hamil, L.** (2004). *Bridge Hydraulics*. E&F, SPON, USA.
- HEC-HMS** (2018). *HEC-HMS Hydrologic Modeling System. User’s Manual Version 4.3*. U. S. Army Corps Engineering, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center, Davis CA, USA, 624 pp.
- HEC-HMS** (2020). *HEC-HMS Hydrologic Modeling System. Technical Reference Manual*. U. S. Army Corps Engineering, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center, Davis CA, USA, 138 pp.
- HEC-RAS** (2016a). *HEC-RAS River Analysis Rivers. User’s Manual Version 5*. U. S. Army Corps Engineering, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center, Davis CA, USA.
- HEC-RAS** (2016b). *HEC-RAS River Analysis Rivers. Hydraulic Reference Manual Version 5*. U. S. Army Corps Engineering, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center, Davis CA, USA.
- Martín, J. P.** (2003). *Hidráulica fluvial*. Ediciones UPC, Barcelona, España, 199 pp.
- Maza, J. A.** (1996). *Manual de ingeniería de ríos. Erosión en ríos*. Comisión Nacional de la Agua, México.
- Raudkivi, A. J.** (1986). “Functional trends of scour at bridges piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*, 112(1), 1–13.
- Richardson, E. V., Simons, D. B. and Julien, P.** (1990). *Highways in the river environment*. FHWA-HI-90-016, Federal Highway Administration, U. S., Department of Transportation, Washington, DC, USA.
- Richardson, E. V.** (1999). *History of bridge scour research and evaluation in the United States. Stream stability and scour at highway bridges*. ASCE, USA, 15-40 pp.
- Froehlich, D. C.** (1989). “Local scour at bridge abutments”. *Proceedings of the 1989 National Conference on Hydraulics Engineering*, ASCE, New Orleans, LA, USA, pp. 13-18.
- SCS. Soil Conservation Service** (1986). *Urban Hydrologic for small watersheds*. Technical Release 55, USDA, Springfield, VA, USA.



## CONTRIBUIÇÃO DA PROTEÇÃO DA CIDADE DE BISKRA (ARGÉLIA) CONTRA INUNDAÇÕES PELA GABIONNAGE DE OUED SIDI ZERZOUR

NOUI Abderrahmane

Centro de Pesquisa Científica e Técnica em Regiões Áridas CRSTRA - Argelia nouihyd1979@yahoo.fr

### RESUMEN:

As áreas desérticas não são imunes a inundações. Os mais recentes afetados Adrar (outubro de 2004 e janeiro de 2009), Ghardaïa (outubro de 2008) e Doucen (setembro de 2009), El Bayadh (2010) Essas inundações são caracterizadas pela extensão dos danos humanos e/ou materiais. O estudo proposto refere-se a uma zona seca frequentemente inundada pelas cheias do vale que a atravessa. É a região de Biskra que está localizada no sudeste da Argélia.

A cidade de Biskra experimentou este tipo de fé de risco inumerável, recordemos os da década de 1960 (12 de setembro de 1963, 27 de janeiro de 1964, setembro de 1969) com consequências trágicas, após episódios chuvosos muito intensos, os da década de 1970 (27 /11/1971, 01/06/1975, 03/10/1976, 01/06/1977, 10/03/1978)

É certo que a cidade de Biskra está atualmente protegida de inundações pela barragem da Fonte de Ghazal, mas a erosão das margens do Oued Sidi Zarzour ainda representa uma ameaça para a cidade, especialmente com o grande desenvolvimento do urbanismo.

Este trabalho visa mostrar a vulnerabilidade da cidade de Biskra ao risco de novas inundações, um risco agravado por um lado pelas flutuações das chuvas atuais (devido às alterações climáticas) e agravado por outro lado pelo vale de Sidi Zarzour que o cruzando.

Este estudo mostrou que a única solução possível para proteger a cidade de Biskra das inundações e da erosão das margens do Oued Sidi Zarzour é a gabionagem completa do vale neste trecho que atravessa a cidade de Biskra.

### ABSTRACT:

Desert areas are not immune to flooding. The most recent affected Adrar (October 2004 and January 2009), Ghardaïa (October 2008) and Doucen (September 2009), El Bayadh (2010) These floods are characterized by the extent of human and/or material damage. The proposed study relates to a dry zone frequently flooded by the floods of the valley which crosses it. It is the region of Biskra which is located in the south-east of Algeria.

The city of Biskra has experienced this type of innumerable risk faith, let us recall those of the 1960s (September 12, 1963, January 27, 1964, September 1969) with tragic consequences, following very intense rainy episodes, those of the 1970s (27/11 /1971, 06/01/1975, 10/03/1976, 06/1/1977, 03/10/1978)

Admittedly, the city of Biskra is currently somewhat protected from flooding by the Fountain of Ghazal dam, but the erosion of the banks of the Oued Sidi Zarzour still poses a threat to the city, especially with the great development of the town planning.

This work aims to show the vulnerability of the city of Biskra to the risk of new flooding, a risk exacerbated on the one hand by fluctuations in current rainfall (due to climate change) and exacerbated on the other hand by the Sidi Zarzour valley which the crossing.

This study showed that the only possible solution to protect the city of Biskra from flooding and the erosion of the banks of the Oued Sidi Zarzour is the complete gabionage of the valley in this section which crosses the city of Biskra.

**PALABRAS CLAVES:** Biskra; inundar; expansão urbana; Wadi Sidi Zarzour; gabião

## ESTIMATIVA DE VAZÃO EM CANAL: COMPARAÇÃO ENTRE O MÉTODO DO FLUTUADOR E A EQUAÇÃO DE MANNING

Ana Carolina Godoy Albino<sup>1</sup>; Cíntia Regina Prestes Tesser<sup>2</sup>; Rafael Tozzi Rodrigues de Freitas<sup>3</sup>;  
Jorge Luis Rodrigues Pantoja Filho<sup>4</sup>

<sup>1</sup> e-mail: carolinagodoyalbino@gmail.com. Brasileira. Universidade Federal de São Carlos - UFSCar. Sorocaba - SP.

<sup>2</sup> e-mail: cintia.tesser@estudante.ufscar.br. Brasileira. Universidade Federal de São Carlos. Itapetinga - SP.

<sup>3</sup> e-mail: rafaelfreitas@estudante.ufscar.br. Brasileiro. Universidade Federal de São Carlos - UFSCar. São Paulo - SP.

<sup>4</sup> e-mail: pantojafilho@gmail.com. Brasileiro. Universidade Federal de São Carlos. Rio de Janeiro - RJ.

### RESUMO:

A medição de vazão é de extrema importância no estudo de bacias hidrográficas, principalmente as próximas de áreas urbanas, devido a crescente necessidade de utilização dos recursos hídricos pela população nos múltiplos usos da água. Existem diversos métodos de medição de vazão e a escolha de cada método deve ser realizada levando em consideração a característica do curso d'água, equipamentos necessários e recursos disponíveis, dos quais nem sempre estão a fácil acesso. Faz-se necessário estudos de técnicas alternativas para medição de vazão com uso de equipamentos com custos acessíveis e adaptáveis a diferentes realidades. O método flutuador é uma técnica alternativa para medição de vazão considerado de fácil manejo prático, com baixo custo de instalação e pode medir qualquer vazão em caráter de pré-avaliação, no entanto é pouco preciso. Em comparação ao método citado, pode-se apresentar a equação de Chézy-Manning, a qual é clássica utilizada em dimensionamento de canais, no entanto pressupõe que o fluido escoe em regime permanente e uniforme, o que, na prática, não se confirma. O objetivo deste artigo é a comparação do método do flutuador, levando em consideração seu coeficiente de correção com a equação de Chézy-Manning, utilizando os coeficientes de rugosidade de Forchheimer e Horton-Einstein, para a estimativa de vazões volumétricas de cursos d'água naturais.

### ABSTRACT:

Flow measurement is extremely important regarding the study of hydrographic basins, especially those close to urban areas, due to the growing need to use the available water resources. There are several flow measurement methods and the choice of each method must be carried out taking into account the characteristics of the open channel, all the necessary equipment as well as the available resources, which are not always easily accessible. It is necessary to study alternative techniques for flow measurement using equipment with accessible costs and adaptable to different realities. The float method is an alternative technique for flow measurement considered because of its easy practical handling, with low installation cost. It can measure any flow in a pre-assessment character, however it is not very accurate. In comparison to the mentioned method, the Chézy-Manning equation can be presented, which is a well-known formula used in channel design, however it assumes that the fluid is under steady-flow conditions, which, in practice, is not confirmed. The objective of this article is to compare the float method, taking into account its correction coefficient with the Chézy-Manning equation, using the roughness coefficients of Forchheimer and Horton-Einstein, for the estimation of volumetric flows of natural open channels.

**PALABRAS CHAVES:** Estimativa de vazão, Método do flutuador, Equação de Manning,

## INTRODUÇÃO

A medição de vazão é de extrema importância no estudo de bacias hidrográficas, principalmente as próximas de áreas urbanas, devido a crescente necessidade de utilização dos recursos hídricos pela população nos múltiplos usos da água (SANTOS; FERREIRA, 2019).

Atualmente, existem diversos métodos de medição de vazão, tais como: medição com vertedores, calha Parshall, molinetes, tecnologia acústica, flutuador, dentre outras. A escolha do método de medição de vazão deve ser realizada levando em consideração a característica do curso d'água, equipamentos necessários e recursos disponíveis, dos quais nem sempre estão a fácil acesso (MISSIAGGIA *et al.*, 2018).

Sendo assim, se faz necessário estudos de técnicas alternativas para medição de vazão com uso de equipamentos com custos acessíveis e adaptáveis a diferentes realidades que levam em consideração características físicas do rio, da disposição de equipamentos, da experiência do operador, da precisão desejada, entre outros (LUZ *et al.*, 2016).

O método flutuador é uma técnica alternativa para medição de vazão que consiste em medir o tempo em que o objeto flutuador irá demorar para percorrer um trecho pré-determinado, obtendo assim uma estimativa da velocidade média da água. Ele é considerado de fácil compreensão, com baixo custo de instalação e pode medir qualquer vazão em caráter de pré-avaliação, entretanto, é uma técnica consideravelmente imprecisa pelo fato de que o objeto flutuante pode sofrer interferência do vento. Ainda, quando do cômputo da vazão por este método, suas fórmulas apresentam um coeficiente para ajustar a velocidade média da seção, tornando o método impreciso e passível de questionamentos (SANTOS *et al.*, 2018).

Em comparação ao método citado, pode-se apresentar a equação de Chézy-Manning, a qual é um método de cálculo extensivamente empregado no contexto da hidráulica de canais, sendo utilizado em estudos e projetos hidráulicos envolvendo canais projetados e cursos d'água naturais (MANNING, 1891; SILVA, 2003).

Em ambos os casos, existe um valor adimensional que propõe estimar a rugosidade e, conseqüentemente, seu grau de influência no escoamento de fluidos. No método do flutuador, o ajuste a ser feito baseando-se no material de revestimento da estrutura. No caso do emprego da equação de Manning, há um refinamento matemático maior, com diversas propostas para a diminuição do erro nas estimativas dos coeficientes de rugosidade, a despeito de uma insistente imprecisão com relação à sua determinação (SILVA, 2003).

## OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é a comparação do método do flutuador, levando em consideração seu coeficiente de correção com a equação de Chézy-Manning, utilizando os coeficientes de rugosidade de Forchheimer e Horton-Einstein, para a estimativa de vazões volumétricas de cursos d'água naturais.

## MATERIAIS E MÉTODOS

O estudo foi realizado em um córrego localizado dentro do campus da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), localizado no município de Buri/SP, na região do Sudoeste Paulista, que encontra-se a 270 km da capital.

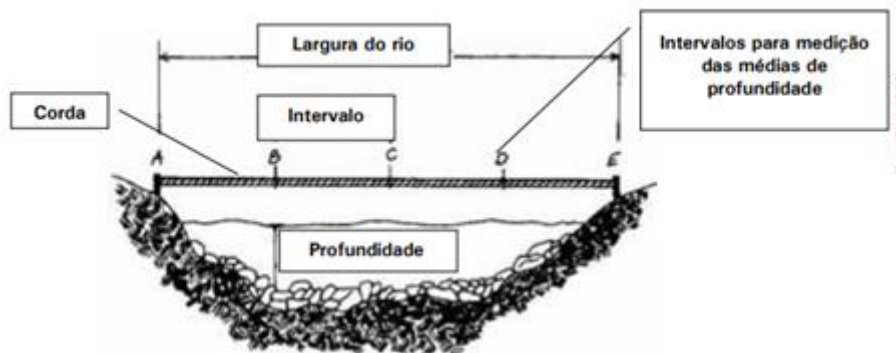
O município de Buri possui clima do tipo subtropical, com temperatura média anual de 24,15 °C e a pluviosidade média de 660 milímetros anuais, com um período chuvoso concentrado entre os meses de novembro e março e, outro mais seco entre maio e agosto (AGRITEMPO, 2021; WEATHER, 2021).



Deste modo, para a realização dos ensaios fez-se necessário determinar um trecho apropriado do córrego no qual fosse possível realizar todas as medições espaciais e temporais em segurança e sem maiores inconvenientes práticos.

O trecho do córrego em que ocorreram os ensaios está localizado em uma das áreas de mata da universidade próxima ao principal lago da universidade, e, é delineado por uma mata ciliar em ambas as margens.

Na seção em questão foram realizados os seguintes procedimentos práticos: a) medição da largura do canal em dois pontos da seção (montante e jusante), com auxílio de uma trena; b) subdivisão da largura do canal em seis pontos equidistantes; c) medição da profundidade em cada seção, com auxílio de uma estaca de um metro. (EPA, 1997; PALHARES 2007) (Figura 1).



**Figura 1.-** Medição da profundidade (PALHARES, 2007).

A determinação da velocidade média da água em cada trecho foi obtida pelo método do flutuador, utilizando como objeto flutuante uma laranja e um cronômetro para determinação do tempo em que o objeto levou para percorrer os seis metros do trecho analisado. Tal procedimento foi efetuado em triplicata no intuito de reduzir o erro da medição. Após a obtenção das variáveis, realizou-se a tabulação dos dados utilizando o software Microsoft Excel 2007 (PALHARES, 2007). Para melhor analisar os resultados, serão levadas em consideração as equações de cálculo de vazão de Chézy-Manning (Equação 1) e a do Comunicado Técnico 455 (Equação 2) da Embrapa (NETTO, 1998; PALHARES, 2007).

$$Q = \frac{1}{n} R h^{2/3} I^{1/2} \quad [1]$$

Em que: V: vazão (m<sup>3</sup>/s); n:

$$Q = \frac{A.L.C}{T} \quad [2]$$

Para os coeficientes de rugosidade utilizados na equação de Manning foi usado o método de Forchheimer (Equação 3) e Horton-Einstein (Equação 4), ambos consideram o perímetro total, o perímetro respectivo de cada revestimento e o coeficiente para cada tipo de revestimento (Chow, 1959).

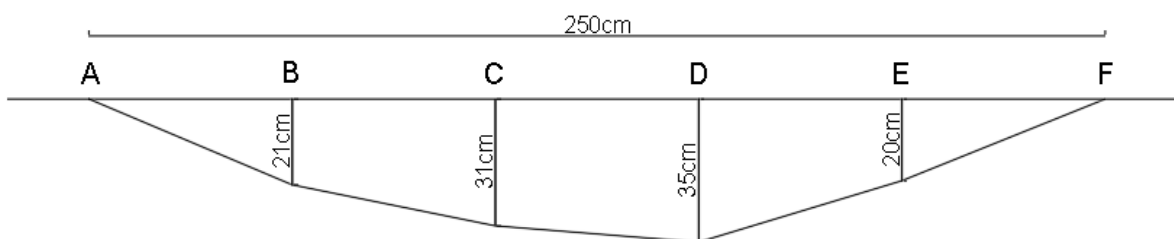
$$N = \sqrt{\frac{P_1 n_1^2 + P_2 n_2^2 + P_n n_n^2}{P_1 + P_2 + \dots + P_n}} \quad [3]$$

$$n_{eq} = \left( \frac{\sum P_i n_i^{3/2}}{P} \right)^{2/3} \quad [4]$$

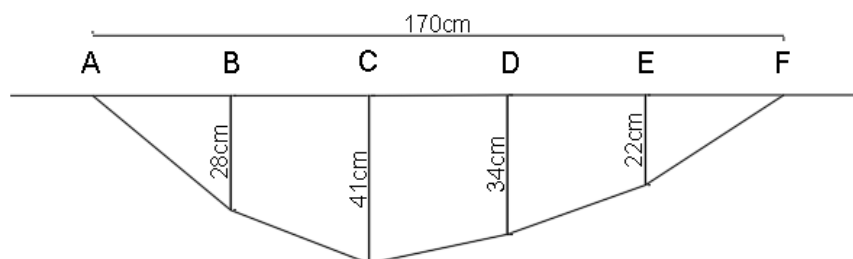
## RESULTADOS

O estudo foi realizado durante o período de estiagem da região, assim os valores obtidos referem-se à vazão momentânea do período analisado e variam durante o período chuvoso.

Seguindo os cinco procedimentos práticos apresentados na metodologia deste artigo foi possível obter os dados morfológicos do canal em que foi desenvolvido os ensaios (Figura 2 e 3).



**Figura 2.-** Seção transversal à montante



**Figura 3.-** Seção transversal à jusante

A partir destes dados foi possível obter a área média da montante e jusante do canal, sendo elas, respectivamente,  $0,535 \text{ m}^2$  e  $0,420 \text{ m}^2$ . Deste modo, o próximo passo foi obter os dados de tempo (s), velocidade (m/s), coeficiente de correção e por fim, vazão do canal ( $\text{m}^3/\text{s}$ ), estes dados estão dispostos na tabela 1.

**Tabela 1.-** Valores referentes a velocidade e vazão do canal pelo método do flutuador.

Medição	Tempo (s)	Largura (m)	Velocidade (m/s)	Coeficiente de correção	Vazão ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
1	37	6,0	0,162	0,9	-
2	34	6,0	0,176	0,9	-
3	38	6,0	0,158	0,9	-
Média	$36,3 \pm 2,1$		$0,165 \pm 0,01$		0,071

No entanto, cabem ser feitas algumas ressalvas principalmente no que tange ao coeficiente de correção, no trecho analisado o fundo foi caracterizado como barrento, no entanto suas margens são revestidas por grama. Os coeficientes fornecidos por Palhares (2007) abarcam somente o fundo do canal, desprezando o revestimento lateral, aumentando, assim, o grau de imprecisão do fator de correção.

Sendo assim, foram feitas estimativas de vazão de acordo com a equação de Chézy-Manning utilizando duas fórmulas que contemplem seções com múltiplas rugosidades, sendo eles Forchheimer

e Horton-Einstein, a fim de comparar com os valores obtidos pelo método de Palhares (2007), tais resultados estão dispostos na tabela 2.

**Tabela 2.-** Estimativa da vazão no trecho analisado. Equação de Chézy-Manning.

Área molhada (m <sup>2</sup> )	Perímetro molhado (m)	Raio Hidráulico (m)	Declividade (m/m)	Rugosidade	Vazão (m <sup>3</sup> /s)
0,44	4,65	0,09	0,001	0,018 (Forchheimer)	0,157
0,44	4,65	0,09	0,001	0,034 (Horton-Einstein)	0,084

Por fim, utilizando as equações 1 e 2 foi possível obter os resultados de vazão do córrego utilizando o método flutuador e o método de Chézy-Manning com o coeficiente de rugosidade de Forchheimer (Equação 3) e depois Horton-Einstein (Equação 4), sendo os valores, respectivamente, 0,071 m<sup>3</sup>/s, 0,157 m<sup>3</sup>/s e 0,084 m<sup>3</sup>/s.

## DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Através da caracterização morfológica ao longo do trecho do curso d'água (Figura 2 e 3), observou-se que existe uma diferença substantiva nos valores de largura do rio, sendo de 2,5 m para a seção de montante e 1,68 m para a jusante.

Segundo o Comunicado Técnico 455, no cálculo do comprimento médio deve-se utilizar o número de intervalos analisados mais um. Entretanto, a adição de um intervalo inexistente resulta em um erro na determinação real analisada. Desta forma, optou-se por excluir o intervalo adicional (PALHARES, 2007).

No estudo de Missiagia et al. (2018) a seção analisada apresentou fundo rochoso e presença de barro, assim depararam-se com um problema no Comunicado Técnico 455, o qual apresenta apenas dois coeficientes de correção referentes à rugosidade: fundo rochoso e fundo barrento. O comunicado não especifica o embasamento por trás dos valores e, simultaneamente, despreza características de rugosidade das paredes laterais (PALHARES, 2007).

Como forma de contornar o problema, Missiagia et al. (2018) optou por utilizar um valor de 0,85, intervalo entre os coeficientes disponibilizados pelo documento, entretanto esta solução parece carecer de embasamento matemático técnico pelo teor vago do Comunicado Técnico 455.

Ao calcular a área média do córrego através das coletas batimétricas (Figura 2 e 3), foi possível obter dois resultados distintos: 0,535 m<sup>2</sup> para a montante e 0,437 m<sup>2</sup> na jusante, este resultado possibilita afirmar que a montante e a jusante determinada no córrego possui características hidráulicas distintas.

O valor de vazão estimado para o método do flutuador, utilizando a equação 2 e o coeficiente de correção para fundo argiloso, foi de 0,072 m<sup>3</sup>/s. No cálculo da vazão estimada pelo modelo de Chézy-Manning, foram utilizados dois coeficientes de rugosidade distintos, os resultando em duas vazões distintas: 0,084 m<sup>3</sup>/s para Horton-Einstein e 0,157 m<sup>3</sup>/s para Forchheimer.

Comparando os resultados obtidos pelo modelo de Chézy-Manning é possível identificar que o valor obtido utilizando Forchheimer aproxima-se do dobro da vazão por Horton-Einstein. Esta



variação destaca-se pela diferença entre os métodos de obtenção do coeficiente de rugosidade, dada pela estimativa de rugosidade em sessões múltiplas (Chow, 1959).

As características do local de estudo são fatores que influenciam diretamente na vazão do corpo hídrico e a inadequada escolha do coeficiente de rugosidade pode resultar na distorção do resultado, distanciando-o do valor real.

## CONCLUSÃO

Uma das maiores dificuldades encontradas para se estimar as vazões volumétricas de cursos d'água naturais por meio de equações, consiste em conhecer valores de coeficientes de resistência ao escoamento que realmente retratam seu comportamento. Os resultados obtidos evidenciaram que as características do leito do canal influenciam no coeficiente de rugosidade de Manning, sendo que neste estudo a vegetação é um dos principais fatores de influência na rugosidade.

Os valores de vazão obtidos pelos dois métodos empregados apresentaram valores não convergentes. No entanto, deve-se ressaltar que foi realizada apenas uma única comparação entre as técnicas de medição.

Apesar de ser uma técnica simples e de baixo custo, o método do flutuador carrega consigo um elevado grau de incerteza, uma vez que os fatores de correção sugeridos levam em consideração apenas o fundo do canal e o revestimento simples. Por sua vez, quando aplicadas equações clássicas o coeficiente de rugosidade é, sem dúvida alguma, o elemento que introduz a incerteza nesses modelos. Enquanto no caso de revestimento múltiplo, a simples adoção de diferentes modelos para a determinação da rugosidade levará a diferenças consideráveis nos valores de vazão resultantes.

Sugere-se maiores comparações de vazão entre os métodos, com um maior número de repetições, contemplando diferentes períodos do ano hidrológico, permitindo, dessa maneira, uma análise estatística mais robusta.

Por fim, conclui-se que se faz necessário comparar os métodos hidrométricos descritos com outros não citados neste estudo, incluindo molinete e sonda acústica doppler, no intuito de verificar a convergência nos valores de vazão.

## REFERÊNCIAS

- Santos, C. O.; Ferreira, J. A.** (2019) Método do flutuador como ferramenta para o monitoramento do comportamento hidrológico de córrego urbano. *Holos Environment*, Dourados, v. 4, n. 19, p. 614-639, nov. 2019.
- Missiaggia, F. B., et al.** (2018) Validação do método do flutuador modificado quando comparado ao molinete hidrométrico e método acústico para uma microbacia localizada no município de Caxias do Sul - RS. In: 6º Congresso Internacional de Tecnologias para o Meio Ambiente: Bento Gonçalves – RS.6. p. 1-8.
- Luz, A. M. M. et al.** (2016) Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia. In: Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia, 73., 2016, Monte Carlos. Anais... . Foz do Iguaçu: SOEA, 2016. v. 5, p. 1 - 5.
- Chow, V. T.** (1959). *Open-channel hydraulics*: New York, McGraw-Hill, 680 p.
- EPA, Environmental Protection Agency.** *Stream flow*.(1997) In: Environmental Protection Agency. Volunteer stream monitoring: a methods manual. Washington: EPA 1997. Cap. 1, p. 134-138.
- Weather Spark.** (2021) Clima característico em Buri, Brasil durante o ano. Disponível em: <<https://pt.weatherspark.com/y/30060/Clima-caracter%C3%ADstico-em-Buri-Brasil-durante-o-ano>>. Acesso em: 21 abr. 2021.
- Agri tempo: Sistema de Monitoramento Agrometeorológico.** Disponível em: <<https://www.agritempo.gov.br/agritempo/index.jsp>>. Acesso em: 21 abr. 2021.

**Santos, T. O., et al.** (2018) A utilização dos métodos de medição acústico doppler e flutuador como ferramenta para medição de vazão e velocidade em corpos hídricos–notas de uma experiência de campo. *ActaGeográfica*, v. 12, n. 28, p. 170-177, 2018. <http://dx.doi.org/10.5654/acta.v12i28.4856>

**Silva, R.C.V.; Mascarenhas, F. C. B.; Miguez, M. G.** (2003) *Hidráulica fluvial*. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 304p, 2003.

**Manning, R.** (1891). On the flow of water in open channels and pipes. *Transactions of the Institution of Civil Engineers of Ireland*. 20: 161–207.

**Netto, A.** (1998). *Manual de hidráulica*. 8. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1998. 669 p.

**Palhares, J. C., et al.** (2021). Medição da vazão em rios pelo Método do Flutuador. Disponível em: <<https://www.infoteca.cnptia.embrapa.br/bitstream/doc/443939/1/CUsersPiazzonDocuments455.pdf>>.

Acesso em 10 abr. 2021.

# SIMULACIÓN HIDRÁULICA DE ESPIGONES PARA PROTECCIÓN DE MÁRGENES EN UN SEGMENTO DEL RÍO DULCE. SANTIAGO DEL ESTERO (ARGENTINA)

Juan Cruz Alvarez Padilla<sup>(1)</sup>, Hector Daniel Farias<sup>(1)</sup>, Jorge Prieto Villarroya<sup>(1)</sup>

(1) Instituto de Recursos Hídricos, FCEyT, Universidad Nacional de Santiago del Estero, Argentina.  
E-mail: irhi.fceyt.unse@gmail.com, Teléfono: (54) 385 6983520

## Introducción

El presente trabajo describe la evaluación del comportamiento de espigones de defensa fluvial emplazados en el tramo urbano del Río Dulce, en la ciudad de Santiago del Estero, Argentina. Para ello, se empleó el software de modelación numérica 2D HEC-RAS 6.2, en conjunto con herramientas GIS.

Además, se simularon los procesos de erosión y sedimentación generados por la influencia de la obra analizada en el tramo de estudio, mediante el módulo de transporte de sedimentos 2D disponible en la versión 6.2 del software HEC-RAS.

## Área de Estudio

La provincia de Santiago del Estero está ubicada en la zona Noroeste de la República Argentina. El Río Dulce es un cauce aluvial que escurre sobre una planicie formada por materiales sedimentarios aportados por el propio río, sobre cuyas márgenes se emplazan las dos ciudades más importantes de la provincia.

El segmento del Río Dulce comprendido aproximadamente entre secciones transversales donde se desarrollan las ciudades de Santiago del Estero Capital y La Banda, las cuales nuclean el 60% de la población provincial, en el contexto del siguiente trabajo, se define como "Tramo Urbano".



Figura 1.- Tramo urbano. Fuente: Google Earth.

En el segmento Sur del tramo urbano, se produjeron acentuados procesos de erosión de márgenes, que obligaron a adoptar medidas de control de erosión (en este caso espigones), con el fin de prevenir fallas estructurales en una importante vía de comunicación terrestre (Costanera San Esteban).

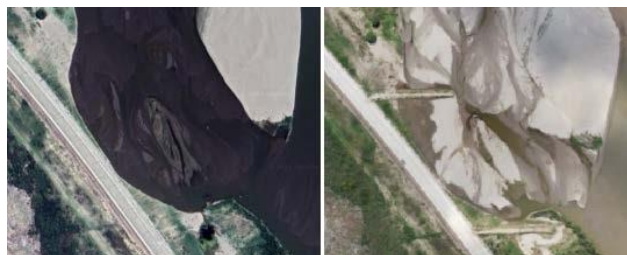


Figura 2.- Zona de emplazamiento de espigones; escenario previo a la construcción (izquierda); escenario actual (derecha).

## Materiales y Métodos

La información empleada para la confección de los modelos 2D incluye un modelo digital de elevación (DEM) y orto-fotos obtenidas a partir de vuelos de vehículos aéreos no tripulados (VANT), en conjunto con información batimétrica del tramo analizado. Como información hidrológica, se alimentó el modelo mediante el caudal dominante del río (300 m<sup>3</sup>/s).

Con respecto a las rugosidades, se emplearon los coeficientes de rugosidad de Manning típicos para estos casos (e.g., n=0.030 para cauce principal; n=0.090 para planicie) (Farias et al 2020).

Los espigones se diseñaron en suelo compactado reforzado con fragmentos de hormigón de descarte (solución de bajo costo), siguiendo los lineamientos de Maza (1996) y Rocha (2015).

Finalmente, para realizar la simulación de los procesos de erosión y sedimentación, se empleó información granulométrica del sedimento fluvial, con un valor de diámetro característico en el rango de arenas (d<sub>50</sub> = 0.41 mm).

## Análisis de Resultados

A partir de los resultados de las simulaciones, se pudo observar una disminución de la velocidad del flujo esperada en la zona de emplazamiento de los espigones, con un valor aproximadamente de 1.04 m/s fuera de la zona de influencia de los mismos, y 0.22 m/s entre ellos, para un caudal de 300 m<sup>3</sup>/s.

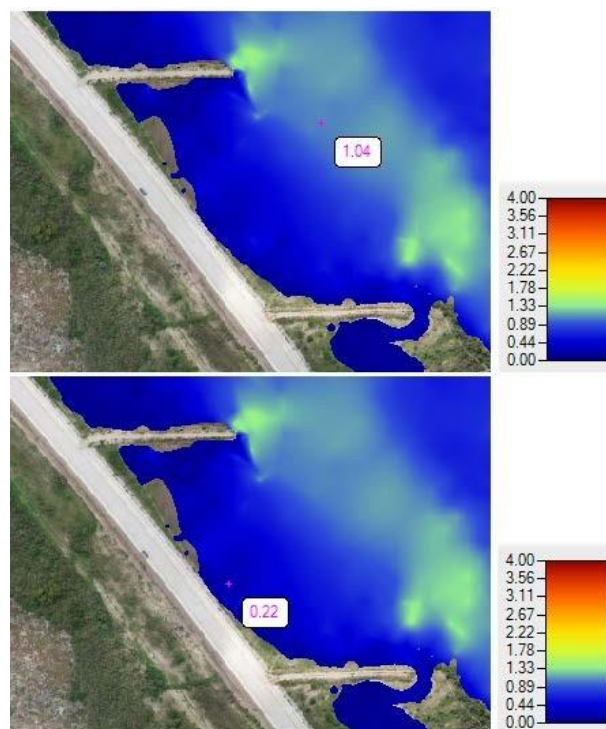


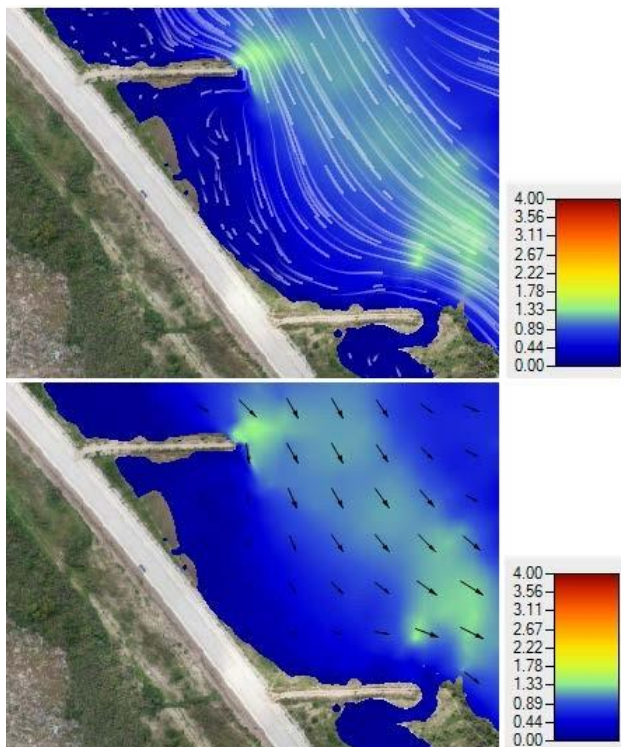
Figura 3.- Comparación de velocidades en la zona de influencia de los espigones y fuera de los mismos.

Por otro lado, se analizaron los patrones de flujo generados en el cauce debido a la implantación de estas estructuras. Mediante la



visualización de la animación de partículas de flujo y vectores de velocidad, se puede apreciar una marcada disminución de la velocidad del flujo inmediatamente aguas abajo del primer espigón, facilitando la deposición del sedimento fluvial.

Por otro lado, el modelo refleja una alta velocidad en la cabeza del espigón superior propiciando una zona de erosión local.



**Figura 4.-** Patrones de flujo generados simulados.

Los resultados de la simulación bidimensional del transporte de fondo proporcionan un mapa de erosión/sedimentación en la zona de implantación de los espigones.

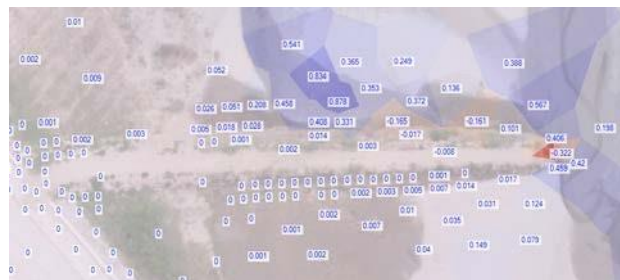
Se puede apreciar un marcado proceso de sedimentación entre los mismos con valores máximos de aproximadamente 0.20 m., lo cual facilita la formación de bancos de arena para la protección de la margen afectada por los fenómenos erosivos.



**Figura 5.-** Resultados de simulación. Sedimentación entre espigones.

Por su parte, se pueden visualizar erosiones en los extremos (cabezas) de las estructuras, del orden de 0.30 m para el espigón aguas arriba, mientras que 0.06 m para el de aguas abajo.

**Figura 6.-** Resultados de simulación. Erosión en extremo de espigón.



## Conclusiones

El modelo bidimensional HEC-RAS permitió simular de manera aceptable el comportamiento del flujo en la zona de emplazamiento de los espigones, capturando aspectos importantes como la disminución de las velocidades en el recinto entre los mismos, y otros patrones de flujo significativos.

El módulo de transporte de sedimentos 2D, disponible en la versión 6.2 de dicho software, fue empleado para analizar los procesos de erosión general producidos por dichas estructuras. En este aspecto, el modelo capturó los procesos de sedimentación generados entre los espigones, propiciando la formación de bancos de arena para la protección de la margen erosionada.

Además, el modelo fue capaz de determinar las zonas de erosión en los extremos (cabezas) de los espigones, respondiendo al comportamiento esperado por el flujo, y en el lecho, debido a estas estructuras.

Aunque el modelo de sedimentos generado por HEC-RAS es netamente bidimensional, los resultados indican erosiones locales en los extremos de los espigones que deben ser estudiadas con mayor detalle mediante modelos tridimensionales.

## Referencias Bibliográficas

- Farias, H.D.; Dominguez R., L.G. & Prieto V., J.** (2020). "Análisis hidro-sedimentológico 2d del comportamiento de un campo de espigones para la protección de márgenes en un río meandriforme". *Ribagua: Revista Iberoamericana del Agua*. Volume 7, 2020 - Issue 2. <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/23863781.2021.1911609>
- Maza-Alvarez, J. A., García-Flores, M., & Olvera-Salgado, R.** (1996). Estabilización y rectificación de ríos. Cap. 14. En: *Manual de ingeniería de ríos*. México, DF, México: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Rocha Felices, A.** (2015). *Defensas Fluviales con Espigones*. Introducción a la Hidráulica de Obras Viales. ICG, PT-44, Lima, Perú.

# ANÁLISE DA RUPTURA HIPOTÉTICA DE BARRAGENS DE ÁGUA COM PEQUENOS RESERVATÓRIOS

Kauê Augusto Marques Melo<sup>1</sup>, Vinícius Bryan de Souza Moreira<sup>2</sup>, Nilo de Oliveira Nascimento<sup>1</sup>, Francisco Eustáquio Oliveira e Silva<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, <sup>2</sup> Tetra Tech – Belo Horizonte, Brasil  
kaue@ufmg.br; vinicius.moreira@tetratech.com, niloon@ehr.ufmg.br, fsilva@ehr.ufmg.br

## Introdução e antecedentes

De acordo com a Portaria IGAM nº02, de 26 de fevereiro de 2019 (MINAS GERAIS, 2019), uma barragem de água de usos múltiplos pode ser classificada quanto ao seu dano potencial associado (DPA), levando em consideração seus possíveis riscos a estruturas, vidas humanas e reservas ambientais. Os níveis de DPA variam entre baixo, médio e alto.

Para a caracterização do DPA da barragem são avaliados quatro critérios: volume total do reservatório, potencial de perda de vidas humanas, impacto ambiental e impacto socioeconômico. Em conjunto com a análise da Categoria de Risco, do Plano de Segurança da Barragem (PSB) e do Plano de Ação Emergencial (PAE), pode-se caracterizar a segurança de uma barragem.

Há de se destacar que a legislação atual se aplica apenas a barragens que se enquadrem dentro dos seguintes critérios: altura do maciço, i.e., do ponto mais baixo da fundação à crista, maior ou igual a 15 metros; capacidade total do reservatório maior ou igual a 3 milhões de metros cúbicos; e DPA categorizado como médio ou alto (MINAS GERAIS, 2019).

Assim, a legislação e critérios vigentes para avaliação de barragens de água no Estado de Minas Gerais não contemplam um percentual expressivo das barragens sob fiscalização do Instituto Mineiro de Gestão das Águas (IGAM).

## Objetivo

O objetivo deste estudo foi analisar o comportamento de ondas de ruptura hipotética de barragens de água que não se enquadram na legislação e critérios vigentes para caracterização do dano potencial no Estado de Minas Gerais, sob o propósito de subsidiar a construção futura de uma proposta alternativa para análise dos riscos associados a esses barramentos.

## Relevância

Barragens desempenham importantes funções, que vão desde o abastecimento de água potável ao aproveitamento de energia potencial por usinas hidrelétricas. Apesar de seus benefícios, elas também trazem consigo um grande risco à população e ao meio ambiente em suas proximidades. Casos como o rompimento da Barragem do Fundão, em Mariana, e da Barragem da Mina do Córrego do Feijão, em Brumadinho (Figura 1), são apenas alguns exemplos. Em ambos os casos, houve números expressivos de vítimas fatais e incontáveis danos à fauna, flora e à bacia hidrográfica da região, além de impactos socioeconômicos em escala regional e federal.

A compreensão de fenômenos como o rompimento de uma barragem é de suma importância para a criação de planos de segurança e de planos de ação emergencial. Esses, por sua vez, são uma indispensável ferramenta para identificação de situações de emergência, como galgamentos e instabilidades, para indicação de possíveis reparos e também como um alerta à população sobre como proceder em caso de situações de risco.

Um modelo de classificação dos danos possível de uma barragem de água que contemple critérios aplicáveis a pequenos

reservatórios parece necessário, em especial, quando se considera a responsabilidade compartilhada entre empreendedores e o poder público no que tange à segurança desses empreendimentos. Admite-se que essa avaliação interesse não apenas ao IGAM, mas também aos demais órgãos responsáveis pelo gerenciamento de barragens em todo o Brasil.



Figura 1 – IBAMA: registro fotográfico do vale a jusante da barragem da Mina de Córrego do Feijão após o rompimento ocorrido em Jan/2019. Fonte: MENDONÇA, data desconhecida.

## Métodos empregados

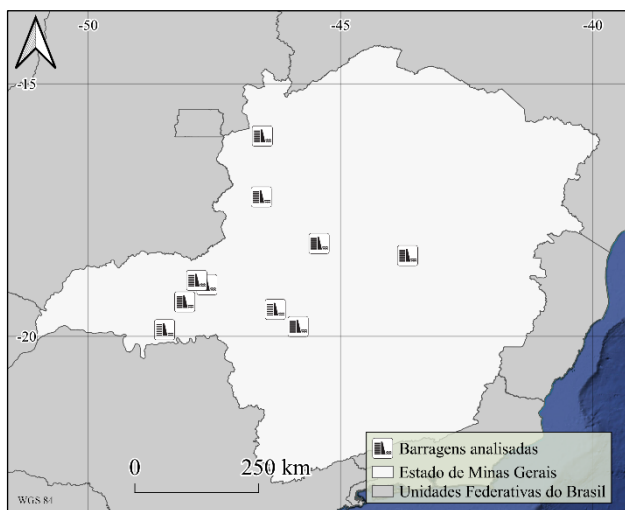
A construção da proposta foi organizada em etapas, sendo o presente estudo a primeira delas. Neste estágio buscou-se inferir a extensão e áreas inundadas pelo rompimento de barragens cujas características não se enquadram nos critérios da legislação vigente em Minas Gerais para a exigência de um estudo completo de ruptura hipotética de barragem e propagação de onda resultante da ruptura, por meio da modelagem e propagação da onda de ruptura hipotética. Admitiu-se a hipótese de que era possível estimá-las a partir das características do barramento. Para verificá-la, uma série de análises de regressão foi desenvolvida para construir modelos paramétricos que permitissem a inferência da extensão e áreas afetadas por um possível rompimento.

Ao início do estudo, o IGAM disponibilizou um cadastro contendo informações de cerca de 300 (trezentos) barramentos implantados no Estados de Minas Gerais. Essas informações foram fornecidas ao órgão pelos empreendedores durante as etapas do processo de licenciamento ambiental. Procedeu-se, então, à seleção de uma amostra representativa da morfologia dos vales localizados à jusante desses barramentos. A Tabela 1 e a Figura 2 sumarizam as principais características e localização dos casos analisados.

Tabela 1.- Características das barragens de água analisadas.

Número de Barragens	Altura (h) acima do solo [m]	Volume (v) do Reservatório [m <sup>3</sup> ]
5	$5 \leq h < 7$	$15.000 \leq v \leq 1.250.000$
4	$7 \leq h \leq 10$	
1	$10 < h \leq 15$	





**Figura 2** – Localização dos barramentos analisados.

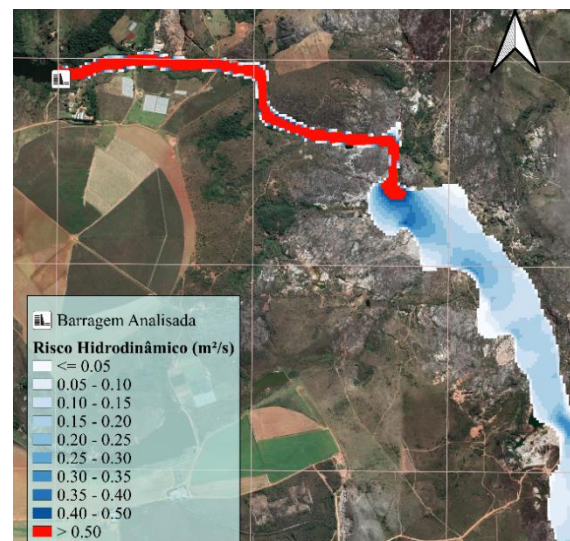
A topografia dos vales a jusantes dos barramentos foi representada a partir dos modelos digitais de elevação (MDE) ALOS PALSAR (ASF DAAC, data desconhecida), com resolução espacial de 12,5 m. Assumiu-se a premissa de que essa resolução espacial era suficientemente adequada para representar as principais feições dos vales. Destaca-se que depressões presentes nos MDEs originais foram corrigidas por meio dos softwares QGIS, SAGA e ArcGIS.

Para modelagem bidimensional (2D) da propagação das ondas de rupturas hipotéticas foi utilizado o software HEC-RAS em sua versão 6.1. As simulações consideraram um cenário de rompimento ocorrido em dia seco. Porém, admitiu-se que os reservatórios das barragens, no momento da ruptura, registravam suas máximas capacidades de armazenamento. A evolução da geometria da brecha induzida por *piping* foi modelada segundo Froehlich (2008). Como critério de parada admitiu-se que o risco hidrodinâmico (o produto da velocidade e da profundidade) deveria ser inferior a  $0,5 \text{ m}^2/\text{s}$  (HR WALLINGFORD, 2018). Por conseguinte, as extensões e áreas inundadas estimadas possuem, necessariamente, um risco hidrodinâmico superior a esse valor.

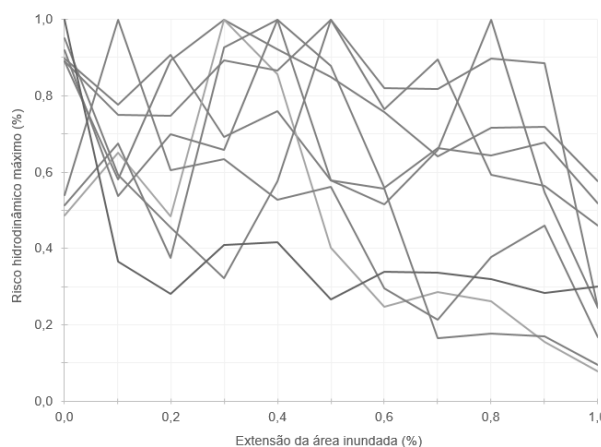
## Resultados e discussões

A Figura 3 ilustra um exemplo de mancha de inundação decorrente de um estudo de ruptura hipotética de uma barragem entre as da amostra de barramentos do presente estudo, classificada segundo o risco hidrodinâmico. Nota-se que logo a jusante da barragem o vale é estreito e de declividade elevada, o que combinado com as características da onda de ruptura resulta em uma mancha de pequena extensão territorial, porém gerando escoamentos de elevada profundidade e alta velocidade, o que explica o elevado risco hidrodinâmico. Esse trecho é seguido por outro em que o vale é mais aberto, em terrenos de menor declividade, resultando em um aumento da mancha de inundação, mas reduzindo o risco hidrodinâmico.

Quando se analisa o comportamento do risco hidrodinâmico ao longo do escoamento (Figura 4), para o conjunto das barragens da amostra, nota-se uma considerável variabilidade espacial, o que é condicionado pelas características topográficas do vale a jusante dos barramentos e pelas características da onda de ruptura e efeitos hidrodinâmicos de armazenamento e transferência, ou seja da propagação da onda de ruptura.



**Figura 3** – Extensão e área inundada estimada para riscos hidrodinâmicos inferiores (em azul) e superiores (em vermelho) à  $0,5 \text{ m}^2/\text{s}$  para uma das barragens avaliadas.



**Figura 4** – Risco hidrodinâmico máximo versus extensão percentual da área inundada.

A análise de regressão múltipla das variáveis concernidas resultou em valores de  $R^2$  mais elevados quando se correlacionam a extensão e a área inundada com o volume de armazenamento máximo do reservatório e a altura do maciço desde a fundação. Nas Figuras 5 e 6 os modelos obtidos são apresentados em função desse volume, uma vez que essa variável preditora é a que mais influenciou a variável dependente.

Esses resultados são promissores e indicam a possibilidade de uma estimativa preliminar da extensão e áreas inundadas afetadas a partir de características geométricas das barragens, o que abre perspectivas para que a caracterização dos danos potenciais possa ser desenvolvida a partir de sistemas inteligentes de identificação de imagens de satélite na área inundada estimada.

Deve-se considerar que as características topográficas do vale a jusante, a cobertura vegetal e construções aí presentes podem influenciar a propagação da onda de ruptura, as características da inundação e o risco hidrodinâmico. Parâmetros topográficos podem ser inseridos nas análises de regressão, o que fica condicionado pela resolução das imagens de satélite disponíveis e a eventual disponibilidade de imagens Lidar.



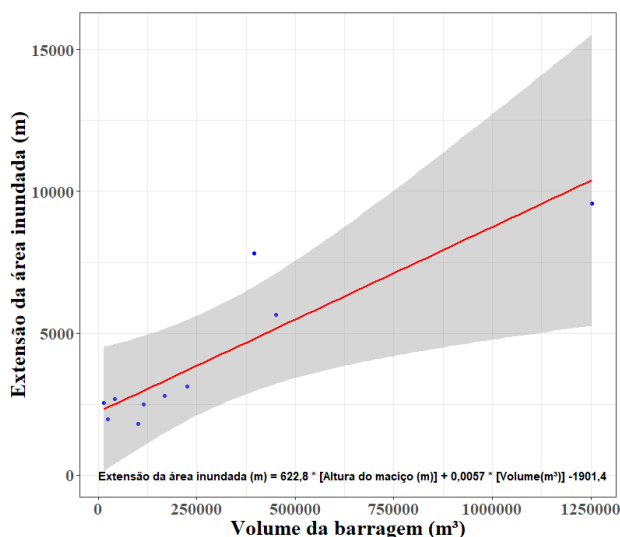


Figura 5 – Modelo paramétrico linear para estimativa da extensão da área inundada.

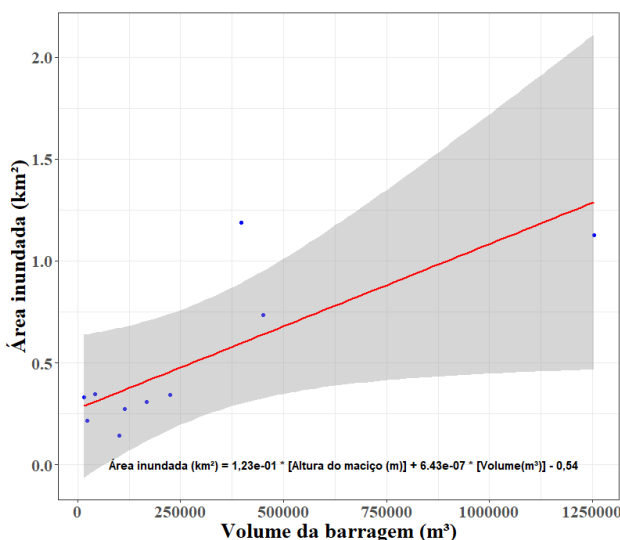


Figura 6 – Modelo paramétrico linear para estimativa da área inundada.

O presente trabalho descreve e discute resultados de uma proposta em construção. É adequado estender a amostra e considerar as incertezas presentes nas informações, métodos e resultados alcançados.

## Agradecimentos

Agradecemos ao Instituto Mineiro de Gestão das Águas, em especial ao Gerente de Segurança de Barragens e Sistemas Hídricos Walcrislei Vercelli Luz, pelas informações fornecidas, discussões técnicas e suporte prestado ao longo do desenvolvimento do presente estudo.

## Referências Bibliográficas

ASF DAAC. **Alaska Satellite Facility Distributed Active Archive Center**. Disponível em: <https://www.asf.alaska.edu/sar-data/palsar/about-palsar>. Acesso em: 31 de maio de 2022.

Froehlich, D. **Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties**. Journal of Hydraulic Engineering, v. 134, n. 12, p. 1708-1720, May, 2008.

HR WALLINGFORD. **Small reservoirs simplified risk assessment methodology - Guidance report. Flood and Coastal Erosion Risk Management Research and Development Programme**. Environment Agency, United Kingdom. Jan, 2014.

MENDONÇA, V. **IBAMA: registro fotográfico do vale a jusante da barragem da Mina de Córrego do Feijão após o rompimento ocorrido em Jan/2019**. 1 fotografia: Jornal ((o)) Eco, data desconhecida. Disponível em <https://oeco.org.br/noticias/justica-condena-vale-pela-primeira-vez-pelo-rompimento-da-barragem-de-brumadinho>. Acesso em: 31 de maio de 2022.

MINAS GERAIS. **Portaria IGAM nº 02, de 26 de fevereiro de 2019**. Dispõe sobre a regulamentação dos artigos 8º, 9º, 10, 11 e 12 da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens – PNSB. Diário do Executivo do Estado de Minas Gerais. Belo Horizonte, MG, Caderno 1. Fev, 2019.

# LATERAL SORTING IN A SUSPENDED SEDIMENT DOMINATED MEANDERING RIVER

Kattia Rubi ARNEZ FERREL, Daisuke HARADA and Shinji EGASHIRA

International Centre for Water Hazard and Risk Management (ICHARM), Public Works Research Institute, Japan  
rubi@icharm.org, harada@icharm.org, s-egashira77@pwri.go.jp

## Introduction

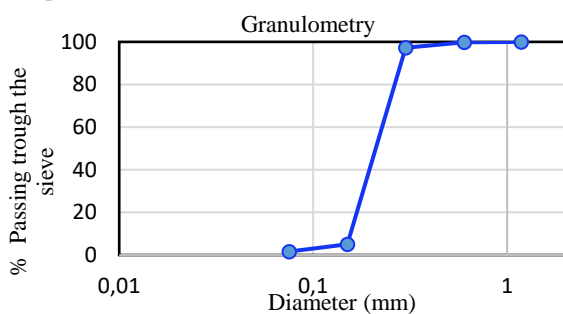
Sediment from the Andes travels thousands of kilometers through the river network of the Amazon basin eventually reaching the Atlantic Ocean. Along its path, sediment is entrained and deposited in river channels and floodplains, reshaping the Amazonian landscape. During the sediment transportation, the sediment is sorted spatially and temporally.

Most of the rivers that originate in the Andes range have high suspended sediment load (Quintana Cobo, 2015). In rivers where the suspended load is high, the treatment of erosion and deposition is key to evaluate the bed elevation changes in the river channel. These processes are influenced by sediment size distributions showing the importance of sediment sorting.

We evaluate the lateral sorting of sediments under steady and unsteady discharge in a meandering river where suspended sediment is dominant using 2D numerical simulations.

## Methodology

We study the Ichilo River, a meandering river located in the southern part of the Amazon basin, near the city of Puerto Villarroel in Cochabamba, Bolivia. We decided to perform numerical simulations to investigate the sediment sorting under steady and unsteady discharge. The simulations start at 6 (km) upstream from the confluence of the Ichilo river with its tributary the Sajta. The initial topography and the grain size distribution (Figure 1) used for the simulations were obtained from field surveys performed in the year 2019 by (Arnez Ferrel et al., 2021; Kinzel et al., 2019). Three numerical simulations were performed to investigate the lateral sorting of sediment: Case 1 which neglects the effect of suspended sediment (bed load only), and cases 2 and 3 that include both bed load and suspended sediment transport.



**Figure 1.-** Particle size distribution in the Ichilo River Source: Arnez et al (2020).

For this purpose, we use the Nays2DH solver from the iRIC interface (<https://i-ric.org/en/>), which was partially modified by the authors to evaluate sediment transport.

## Governing equations

In order to consider non-uniform sediment we used the exchange layer model proposed by (Harada et al., 2018), which divides the grain size distribution into sediment classes- $i$ , and into three layers: bed load layer, transition layer and deposition layer.

The mass conservation equation of the bed:

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \sum_i \left[ \frac{\partial q_{bix}}{\partial x} + \frac{\partial q_{biy}}{\partial y} + E_i - D_i \right] = 0 \quad [1]$$

where  $z_b$  is the riverbed elevation,  $q_{bix}$  and  $q_{biy}$  are bed load transport rates for the sediment class- $i$  in the  $x$  and  $y$  directions, respectively,  $E_i$  and  $D_i$  are the erosion and deposition rates of suspended sediment for sediment class- $i$  and  $\lambda$  is the porosity of bed material. The dimensionless bed load rate for sediment class- $i$  ( $q_{b*i}$ ) is calculated using the equation of (Egashira et al., 1997):

$$q_{b*i} = \frac{4}{15} \frac{K_1^2 K_2}{\sqrt{f_d + f_f}} \tau_{*i}^{5/2} p_i \quad [2]$$

where,  $\tau_{*i}$  is the non-dimensional tractive force of the  $i$ -class material, and  $p_i$  is the fraction of sediment size class- $i$ ;  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $f_d$  and  $f_f$  are defined as in Egashira et al. (1997). The mass conservation equation for the suspended sediment for grain size  $d_i$ :

$$\frac{\partial c_i h}{\partial t} + \frac{\partial u c_i h}{\partial x} + \frac{\partial v c_i h}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} (\varepsilon_x h \frac{\partial c_i}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (\varepsilon_y h \frac{\partial c_i}{\partial y}) + E_i - D_i \quad [3]$$

where  $c_i$  is the depth-averaged suspended sediment concentration in the water for a sediment class- $i$ ,  $h$  is the thickness of the upper flow layer where the suspension takes place,  $u$  and  $v$  are the depth-averaged velocities in the  $x$  and  $y$  directions,  $\varepsilon_x$  and  $\varepsilon_y$  are the  $x$  and  $y$  components of the dispersion coefficient, respectively.

The erosion rate  $E_i$  is evaluated using the entrainment velocity  $W_e$  for density stratified flow as proposed by (Harada et al., 2022; Harada & Egashira, 2020):

$$E_i = W_e P_i c_s, \quad \frac{W_e}{u} = \frac{K}{R_{i*}}, \quad R_{i*} = \frac{\Delta \rho}{\rho} g h / u^2 \quad [4]$$

where  $R_{i*}$  is the overall Richardson number,  $\Delta \rho$  is the density difference between the water layer and the bed surface layer and  $K=1.5 \times 10^{-3}$ ,  $u$  is the cross sectional averaged flow velocity and  $c_s$  is the average sediment concentration within the bedload layer. The deposition is described as  $D_i = w_{oi} c_i$ , where  $w_{oi}$  is the settling velocity for a sediment size class- $i$ .

The mass conservation for each grain size in the bed load layer and transition layer are described as follows:

$$c_s h_s \frac{d(p_i)}{dt} + (1-\lambda) f_i \frac{\partial z_b}{\partial t} + \left( \frac{\partial q_{bxi}}{\partial x} + \frac{\partial q_{byi}}{\partial y} + E_i - D_i \right) = 0 \quad [5]$$

$$\frac{\partial (\delta p_{ti})}{\partial t} - f_i \frac{\partial \delta t}{\partial t} = 0 \quad [6]$$

where  $f_i$  is equal to  $p_i$  or  $p_{ti}$  depending on if the river is under aggradation or deposition,  $p_{ti}$  is the fraction of sediment size class- $i$  in the transition layer and  $\delta t$  is the transition layer thickness underneath of bed load layer. The thickness of the bed load layer  $h_s$  is evaluated as proposed by Egashira et al. (1997):

$$\frac{h_s}{h} = \frac{1}{\left(\frac{\rho}{\rho_s} - 1\right) c_s} \frac{\tan \theta}{\tan \theta - \theta} \quad [7]$$

where,  $\theta$  is inclination (local energy slope) and  $\theta$  is the inter particle friction. More details about the model can be find in (Biswas et al., 2020; Harada et al., 2018).

## Results

The results of the numerical simulations are presented in Figures 2, 3 and 4. Figure 2 illustrates the spatial distribution of the mean diameter for Cases 1 and 2, and Figure 3 for Case 4.

For case of steady flow and neglecting the effect of suspended sediment (Case 1, Figure 2), the results showed that the mean diameter was coarser downstream the 2nd bend and along the

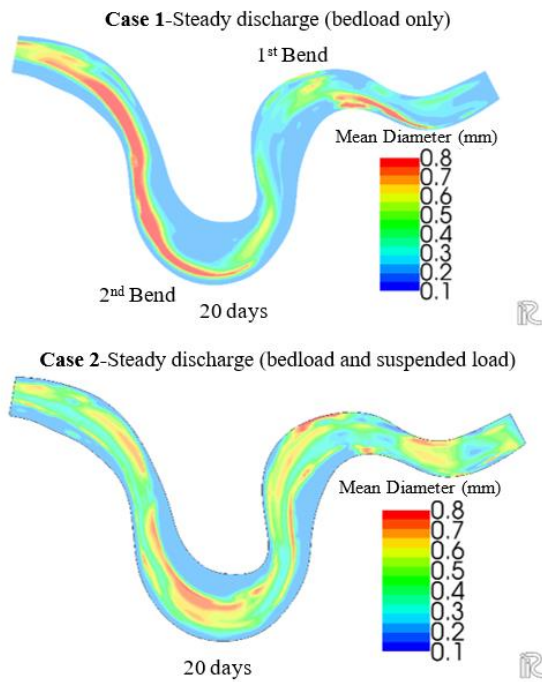


Figure 2.- Spatial distribution of mean diameter for Cases 1 and 2

main channel. In this case, the sediment sorting depends on the formula of sediment transport used in the simulations. In these simulations, bedload was calculated using the Egashira et al. (1997) formula in where the bedload transport rate is proportional to the  $\tau^{2.5}$  (non-dimensional bed shear stress). On the other hand, when considering suspended sediment, coarser sediment deposited in the downstream part of the point bar of the second

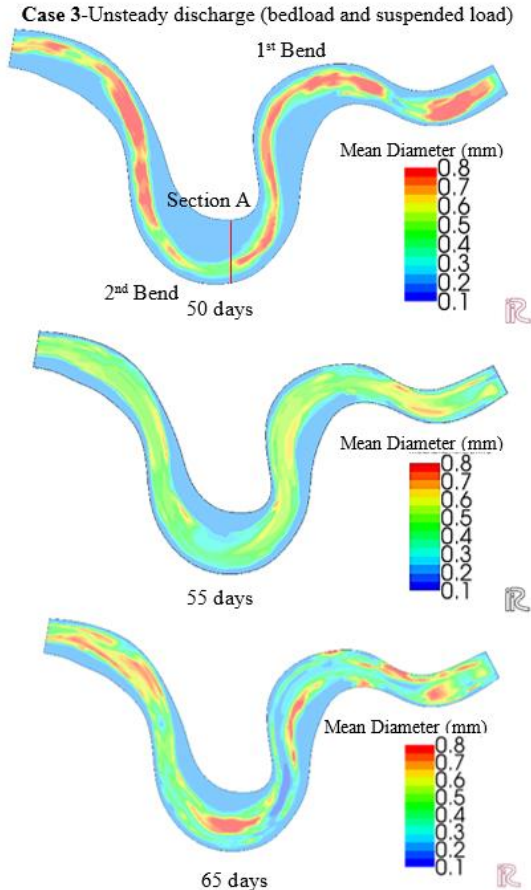


Figure 3.- Spatial distribution of mean diameter for Case 3

bend. For the case of unsteady flow, including suspended sediment calculations (Case 3, Figure 3), before the peak (50 days) where the river discharge was low the sediment that we observed in the main channel was coarser, except in the 2nd bend where the mean diameter was finer, because during low flow only fine particles can be transported. During the peak (55 days), finer mean diameter was observed in the whole channel especially in the downstream part of the point bar of the 2nd bend. After the peak (65 days), coarse material was deposited in the point bar of the second bend.

In order to investigate the lateral sorting around the bend we plotted the mean diameter at cross section A against time (Figure 4). The results showed that the bed coarsened as the discharge reached the peak. After the peak, the mean diameter decreased but eventually increased again.

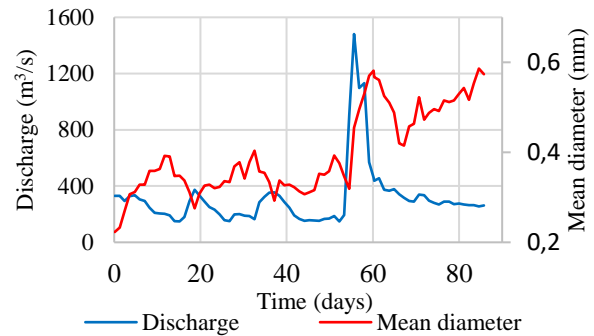


Figure 4.- Mean diameter calculated in the meander bend (section A - Case 3) and discharge used in the simulations

## Conclusions

The lateral sorting in a meandering river was investigated under steady and non-steady conditions. For the unsteady case, the general tendency in the river was that during low flows, up to 50 days, the mean size diameter was coarser along the main channel except along the second bend. In the bend, the mean size diameter was finer during low flows and then, after the peak discharge, the mean sediment sized increased. These results imply that suspended sediment may affect the sediment sorting of the sediment particles, when suspended sediment load is dominant.

## References

- Arnez Ferrel, K. R., Nelson, J. M., Shimizu, Y., & Kyuka, T. (2021). "Past, present and future of a meandering river in the Bolivian Amazon basin". *Earth Surface Processes and Landforms*, 46(4), 715–727. <https://doi.org/10.1002/esp.5058>
- Biswas, R. K., Egashira, S., & Harada, D. (2020). "Riverbed evolution and sediment sorting during flood". April. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.33180.03206>
- Egashira, S., Miyamoto, K., & Itoh, T. (1997). "Constitutive equations of debris flow and their applicability". January 2016. <https://doi.org/10.13140/2.1.4623.7122>
- Harada, D., & Egashira, S. (2020). "Method to analyze suspended sediment by means of entrainment velocity". *JSCE Ser B1 Hydraulic Engineering*, 76(2), 1111–1116.
- Harada, D., Egashira, S., Ahmed, T. S., & Ito, H. (2022). "Entrainment of bed sediment composed of very fine material". May 2020, 1–11. <https://doi.org/10.1002/esp.5442>
- Harada, D., Egashira, S., & Yorozyua, A. (2018). "A method to evaluate longitudinal sediment sorting processes". *Proceedings of the 9th International Conference on Scour and Erosion (ICSE 2018)*. Taipei, Taiwan.
- Kinzel, P., Nelson, J. M., & Arnez Ferrel, K. R. (2019). "Bathymetric Survey of the Ichilo and Sajta Rivers, near Puerto Villarroel, Bolivia, May 23-24, 2019". *U.S. Geological Survey data release*. <https://doi.org/https://doi.org/10.5066/P9FW6E8K>
- Quintana Cobo, I. (2015). Dinámica de meandros del Alto Amazonas (Ucayali Basin). Universidad de Cantabria (España).



# ESTUDO DE CASO DA PEGADA HÍDRICA DA ESCOLA ESTADUAL ENSINO PÚBLICO DOM WALFRIDO TEIXEIRA VIEIRA NO MUNICÍPIO DE SOBRAL - CE

Adriana Alves de Lima<sup>1</sup>, Sebastião Carlos Derick<sup>2</sup> e Rener Luciano de Souza Ferraz<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Programa de Pós-Graduação em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos (Prof.Água), Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), Centro de Desenvolvimento Sustentável do Semiárido (CDSA), Rua Luiz Grande, s/nº, Frei Damião, Sumé-PB, CEP 58.540-000, Brasil  
adriana.lima@estudante.ufcg.edu.br; sebastião.carlos@estudante.ufcg.edu.br; ferragroestat@gmail.com

## Introdução

A gestão integrada dos recursos hídricos, atualmente, é uma temática relevante tendo em vista a possível escassez na disponibilidades desse recurso insubstituível para a vida, tanto para as futuras gerações, como também para as que já sofrem com essa problemática. Patrício et al. (2013) destaca que os dados estatísticos apontam que o consumo mundial de água no século passado aumentou quase seis vezes e a quantidade de uso por captação de água diminuiu, com prováveis chances de continuar a diminuir.

A água é considerada um recurso renovável devido à sua capacidade de se recompor em quantidade, principalmente pelas chuvas, e por sua capacidade de absorver poluentes. Porém, é um recurso limitado pelo uso no que diz respeito a sua quantidade disponível e a sua qualidade. Uma análise completa de uma água natural indicaria a presença de mais de cinquenta constituintes nela dissolvidos ou em suspensão. Ela é utilizada de diferentes formas, podemos citar: para a produção de alimentos, de energia elétrica, para higiene pessoal, entre diversas outras atividades. Porém, somente uma mínima fração de aproximadamente 3%, do total de água existente na Terra está disponível para consumo.

A estimativa da pegada hídrica (PH) é uma ferramenta que pode auxiliar na concepção sobre como atividades e produtos interagem com a carência e com a poluição de água e seus impactos relacionados, bem como o que pode ser feito para certificar as atividades e produtos colaborem para o uso sustentável dos recursos hídricos. O estudo do consumo hídrico e os índices que compõem esse consumo pode ser realizado para orientar as ações no estabelecimento de planos estratégicos para reduzir o consumo.

A pegada hídrica é definida como um importante indicador do consumo de água humano, e diz respeito ao volume total de água utilizada durante a produção e consumo de bens e serviços, bem como o consumo direto de água pelos seres humanos. Nesse aspecto, a pegada hídrica tem sido usada como indicador do consumo de água de pessoas e produtos em diversas partes do mundo (Van Oel y otros, 2009; Zhao y otros, 2009; Romaguera y otros, 2010; Feng y otros, 2011).

Este trabalho objetivou verificar a Pegada Hídrica dos estudantes do ensino médio de tempo integral da Escola Estadual Ensino Público Dom Walfrido Teixeira Vieira – Sobral - CE. Para determinação e avaliação da pegada hídrica a escolha dos entrevistados foi aleatória com o intuito de mesclar os alunos de toda as turmas de 1º, 2º e 3º ano, estilo de vida diferente, faixas etárias variada e situação financeira.

## Material e Métodos

O estudo foi realizado na Escola Estadual Ensino Público Dom Walfrido Teixeira Vieira, localizada na Av. Paulo Sanford, s/n – Bairro Parque Silvana II, no município de Sobral - CE.

Para coleta dos dados foi implementado em duas fases, inicialmente os alunos receberam informações sobre o tema explicando: de que se tratava, qual seria a finalidade do questionário dos dados obtidos, resultado do questionário. Com

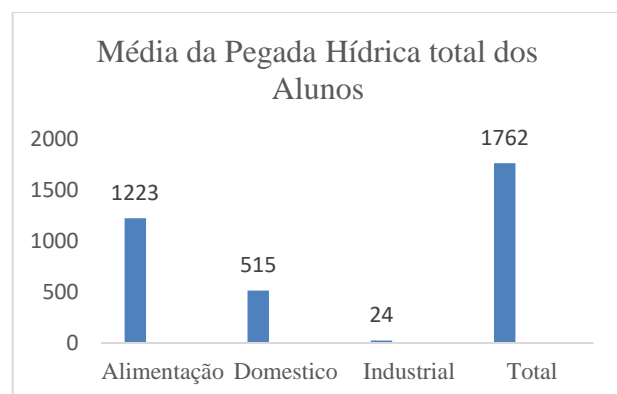
o objetivo de investigar o pensar dos estudantes a respeito da percepção que têm sobre os recursos hídricos e a aplicação do questionário.

A pesquisa mencionada foi realizada no período de 20 a 24 de junho de 2022, consistiu na aplicação do questionário com as informações sobre pegada hídrica formado por 35 questões objetivas, organizado pelos autores deste trabalho, as questões objetivas descreve sobre o consumo e quantidade de alimentos, uso doméstico da água e consumo de produtos industrializados, que é consumido por cada aluno, com o propósito de avaliar o nível de conscientização dos mesmos em relação ao consumo e utilização da água.

A pegada hídrica da água consumida leva em consideração o consumo de vários tipos de alimentos e as quantidades consumidas por cada pessoa. São questionados os hábitos de uso direto, que integra o uso doméstico em geral, higiene pessoal, limpeza da casa e de bens.

## Resultados e Discussão

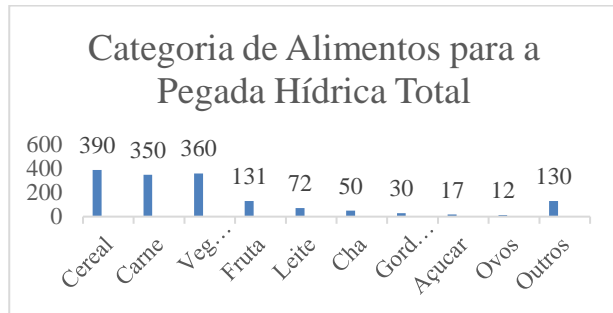
Após análises dos dados, constatou-se que 65% dos estudantes são do sexo feminino e 35% do sexo masculino, tendo uma renda média anual bruta em torno 650,00. A pegada hídrica total dos alunos 1.762 m<sup>3</sup>. De acordo com os questionários investigativos, figura 1 representa o cálculo da pegada hídrica é separada por três categorias distintas de gastos, citando: de consumo doméstico (higiene pessoal, limpeza da casa e automóvel), dos alimentos (cereais, carnes, vegetais, frutas, laticínios, gordura, açúcar e ovos) e do consumo industrial. Para cada categoria de alunos entrevistados essas dimensões variaram o que pode ser atribuído a estilo de consumo, nível de conscientização e renda. O perfil de cada categoria pode influenciar diretamente nos gastos hídricos.



Os valores da categoria industrial da Pegada Hídrica são menores quando observados a categoria alimentar. Este resultado era esperado, pois o público estudantil a maioria tem uma renda mínima de um salário mínimo.

A figura 2 apresenta os principais resultados e está dividida em três categorias. O primeiro é a Pegada Hídrica relacionada ao consumo de alimentos (cereais, carnes, vegetais, frutas,

laticínios, estimulantes, gordura, açúcar e ovos), o segundo ao consumo doméstico (higiene pessoal, limpeza da casa e automóvel) e o último relacionado ao consumo de bens industrializados que é calculado com base na renda média anual.



Observa-se que a pegada hídrica de produto de origem animal é maior do que a pegada hídrica de um produto agrícola. De acordo com Silva et al. (2012), no caso da carne vermelha, onde sistema industrial de produção leva três anos em média para se abater um animal, para cada quilograma (kg) de carne desossada, são utilizados em média 15.500 l de água, dependendo da região e modo de criação deste animal. Isto justifica o fato da pegada hídrica da carne apresentar o 2º lugar de valores mais elevados dentro da categoria alimentação.

## Conclusão

A Pedaga Hídrica é um informativo do uso da água, que considera o impacto das ações sobre o meio ambiente, assim orientando o uso consciente do consumo da água potável. Portanto, esse indicador pode auxiliar para operacionalizar a gestão correta dos recursos hídricos. Neste sentido, foi possível observar que entrevistados apresentou o maior índice de gasto na categoria de alimentação com 1223 m<sup>3</sup>, valor superior às demais categorias. Na alimentação foi observado o maior consumo na parte do cereal com 390 m<sup>3</sup>. Na categoria do industrializado apresentaram um baixo índice de consumo, podemos associar ao baixo poder aquisitivo.

## Agradecimentos

“O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001, agradeço também ao Programa de Mestrado Profissional em Rede Nacional em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos - ProfÁgua, Projeto CAPES/ANA AUXPE Nº. 2717/2015, pelo apoio técnico científico aportado até o momento”.

## Referências

- Vale, D.; Dantas, N. M.; Sousa, C. V. S. de; Hatjiathanassiadou, M.; Seabra, L. M. J. (2021). “Pegada hídrica da alimentação de adolescentes do Brasil: relações com o consumo de fast food e o local de moradia.” Research, Society And Development, [S.L.], v. 10, n. 12, p. 1-12.
- BRASIL. Política Nacional dos Recursos Hídricos – Lei 9.433/97. Disponível em: [http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/Leis/19433.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/Leis/19433.htm) Acesso: 20/04/2022.
- Portal Saneamento Básico [Internet]. Desperdício de água no planeta – Causas e Consequências; c2017 [citado 2020 Abr 20]. Disponível em: <https://www.saneamentobasico.com.br/desperdicio-de-agua-no-planeta/>.
- Sapkota, AR. Water Reuse, Food Production and Public Health: Adopting Transdisciplinary, Systems-Based Approaches to Achieve Water and Food Security in a Changing Climate. Environmental Research 171. 2019: 576–80.

Hoekstra, A. Y.; Chapagain, A. K.; Mekonnen, M. M. (2005). “Personalcalculator-extended.”Disponível em:<<http://waterfootprint.org/en/resources/interactive-tools/personal-water-footprint-calculator/personal-calculator-extended/>>. Acesso em 19 de mai. 2022.

Silva, M. C. O.; Silva, M. M.; Santos, S. M.; Bezerra, S. T. M.; Silva, G. L.; Gonçalves, E. A. P. (2022) Estudo da Pegada Hídrica Populacional em Região Semiárida. Revista Brasileira de Geografia Física, Pernambuco, v. 15, n. 1, p. 297-311

# MODELAGEM HIDRODINÂMICA 2D PARA AVALIAÇÃO ESPACIAL DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EM RIO DE LEITO DE CASCALHO

1° Felipe Bernardi, 2° Alexandre Augusto Schlesner, 3° Alice Prates Bisso Dambroz, 4° Fabio José Andres Schneider, 5° Gabriel Sulzbach Pereira, 6° Larissa Werle, 7° Eno Darci Saatkamp, 8° Daniel Gustavo Allasia, 9° Jean Paulo Gomes Minella.

1°, 2°, 3°, 4°, 5°, 6°, 7°, 8° e 9° Universidade Federal de Santa Maria, 1°, 2°, 3°, 4°, 5°, 6°, 7°, 8° e 9° Brasil.

1°felipekbernardi@gmail.com, 2°arroz.ale@gmail.com, 3°alice\_pbd@outlook.com, 4°fjas.schneider@gmail.com, 5°gabrielpereirars@gmail.com, 6°larissawerle@hotmail.com, 7°enosaat@hotmail.com, 8°dallasia@gmail.com, 9°jminella@gmail.com

## Introdução

Rios de leito de cascalho são ambientes de alta complexidade na interpretação de fenômenos de transporte devido à alta variabilidade espacial de propriedades hidráulicas (REDOLFI et al., 2018). A localização de grandes partículas do leito é responsável por influenciar na direção do escoamento e na distribuição espacial de variáveis hidráulicas importantes no transporte de sedimentos (ANCEY; HEYMAN, 2014). Para uma análise espacial da simulação de transporte de sedimentos nesses ambientes é necessário compreender a iteração discretizada no espaço entre os múltiplos processos que ocorrem simultaneamente (CHURCH, FERGUSON, 2015). Nesse sentido, a modelagem da erosão fluvial deve ser realizada com a representação iterativa da capacidade de transporte, do fornecimento de sedimentos e de propriedades de resistência do leito ao escoamento atentando à alta variabilidade espacial do ambiente natural.

A interpretação espacialmente distribuída com o uso de modelos hidrodinâmicos 2D apresenta melhorias na representação de variáveis hidráulicas (GLOCK et al., 2019). O uso de uma alta discretização espacial em modelos fornece informações aprimoradas do transporte de sedimentos em canal. Além do mapa altimétrico detalhado para a caracterização hidráulica, o detalhamento da disponibilidade espacial do material para transporte pode apresentar aspectos determinantes dos processos erosivos fluviais. Ainda que os modelos representem ferramentas robustas de análise, a verificação da funcionalidade desses necessita de informações locais oriundas de monitoramento hidro e sedimentológico.

Dessa forma, para garantir a compreensão do fenômeno por meio de modelos hidrodinâmicos 2D com a dinamicidade de processo erosivo fluvial e integridade na representação física, estratégias de monitoramento e descrição espacial são etapas substanciais nos projetos de regiões complexas.

## Objetivos

O objetivo desse trabalho é avaliar os aspectos espaciais da simulação de transporte de sedimentos em canal de leito de cascalho por meio de um modelo hidrodinâmico 2D.

## Materiais e métodos

O estudo foi conduzido em um canal fluvial natural de uma sub-bacia do rio Guarda Mor, afluente do rio Soturno (sub-bacia do rio Jacuíf) no estado do Rio Grande do Sul, Brasil. O trecho de canal fluvial está inserido em uma bacia hidrográfica monitorada (Figura 1) pertencente a uma região de transição entre as regiões geomorfológicas Planalto Meridional e Depressão Central.

Para a simulação de transporte de sedimentos foi utilizado o modelo hidrodinâmico HEC-RAS 6.2 com o módulo de simulação em ambiente 2D. Com diversos tipos de condições de contorno para escoamento e sedimentos, a implementação da

equação de águas rasas (Shallow Water Equation ou SWE) e representação de tamanho de partículas para diferentes tipos de superfícies, o modelo possui os pré-requisitos para a representação do transporte de sedimentos no local de estudo. A malha de simulação 2D foi construída com um Modelo Digital de Elevação (MDE) de alta resolução e a DTP foi atribuída a unidades de mapeamento do mapa de materiais. Foram coletados um total de 3176 pontos em um trecho de aproximadamente 135 metros (Figura 1) com o uso de uma estação total para transferir coordenadas de posicionamento por ponto preciso estático fornecidas com uso de RTK.

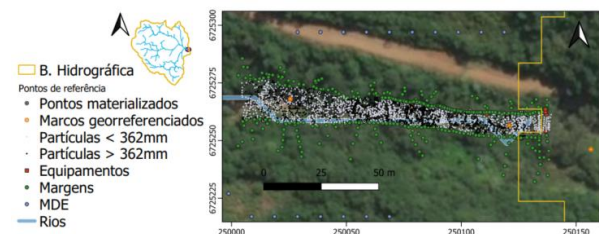


Figura 1: localização de trecho de rio na bacia hidrográfica e pontos coletados com estação total.

O leito do rio pode ser classificado como um sistema *step-pool* onde grandes blocos ancoram materiais menores mais suscetíveis a erosão (Figura 2-A). No processo de alocação dos pontos, foram identificados visualmente regiões que continham partículas mais suscetíveis ao transporte (diâmetro < 362mm) e locais constituídos por grandes blocos (diâmetro > 362mm) ou rocha fixa). Também foi discretizado locais de equipamentos, como régua linimétrica, e margens. Pontos mais distantes do canal fluvial foram determinados com altitude derivada de MDE de satélites. O MDE para a malha de simulação foi criado por meio de interpolação linear dos valores pontuais em uma grade regular com tamanho de pixel de 0.3m (FIGURA 2-B) o mapa de partículas pela técnica de interpolação de vizinho mais próximo (Figura 2-C). A espacialização dessas variáveis permitiu a criação de uma malha de simulação no HEC-RAS com 3290 células de área aproximada de 1.5 m<sup>2</sup>.

A DTP foi informada para o modelo para as duas classes de materiais disponíveis. A DTP de partículas maiores a 362 mm foi de uma classe única contendo 100% do material com diâmetro maior a 362mm. Para a unidade de mapeamento designada a materiais suscetíveis ao transporte (<362 mm) foram determinadas as DTP para duas camadas horizontais do leito (Superficial e Subsuperficial). A determinação de DTP para as camadas sub e superficiais foram determinadas pela coleta manual de partículas em uma amostragem por área (Buntle e Abt, 2001) e classificados com o uso de um ábaco e peneiras. As DTPs para a camada sub e superficial são apresentadas na Figura 2-D.

A curva chave de vazão foi determinada pelo método da velocidade-área no exutório da bacia hidrográfica. A calibração de n de Manning foi realizada para ajustar a cota máxima simulada ao observado na régua. Já a curva chave de sedimentos foi elaborada com a amostragem de sedimentos em arraste com o amostrador Helley-Smith no exutório da bacia hidrográfica



para o uso em condições de contorno. Sedimentos coletados em arraste foram peneirados, secados em estufa e mensurados sua massa em cada classe de tamanho de partícula para determinar a DTP do sedimento transportado para a inserção de DTP em transporte na condição de contorno.

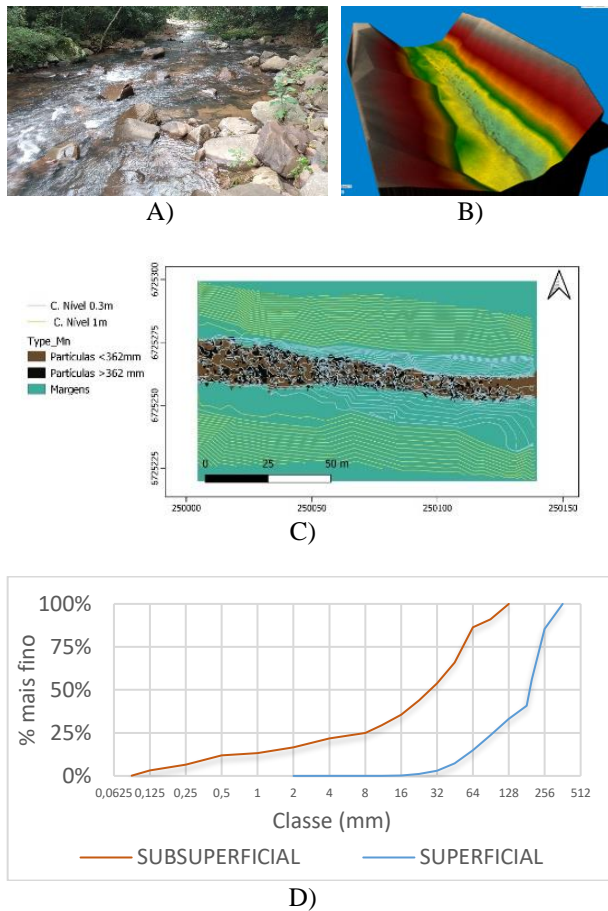


Figura 2: A) leito de cascalho e grandes partículas, B) representação em 3D do MDE, C) mapa de partículas e D) DTP das camadas do leito.

## Resultados

As informações de DTP resultam em informações discretizadas de porosidade, da espessura e da gradação gravimétrica do material de leito. Dessa forma, as equações de transporte de sedimentos atuam iterativamente sobre classes de partículas seguindo a DTP superficial até uma profundidade efetiva da camada superficial (determinada pelo dobro do valor de D90). A partir dessa profundidade, a granulometria de material disponível segue a DTP subsuperficial.

A curva chave de vazão construída permitiu estabelecer a relação entre cota medida e simulada. O ajuste do fator de atrito  $n$  de Manning permitiu simular com precisão a cota máxima, entretanto o modelo apresentou erros relativos grandes (próximo a 50% em relação ao observado) em simular as cotas menores. O valor constante de  $n$  de Manning determinado para uma simulação insere dificuldades de predição do modelo para toda a amplitude de hidrograma observado.

A representação do escoamento permitiu verificar a variabilidade espacial de velocidade, indicando a influência de grandes partículas e de rochas protuberantes na distribuição do escoamento e magnitude dessa variável (Figura 4-A). Além disso, a tensão de cisalhamento também se apresenta variável sobre o leito (Figura 4-B). Uma análise espacial indica que a tensão de cisalhamento é em média 13% maior sobre partículas grandes e rocha fixa em comparação às partículas suscetíveis a erosão.

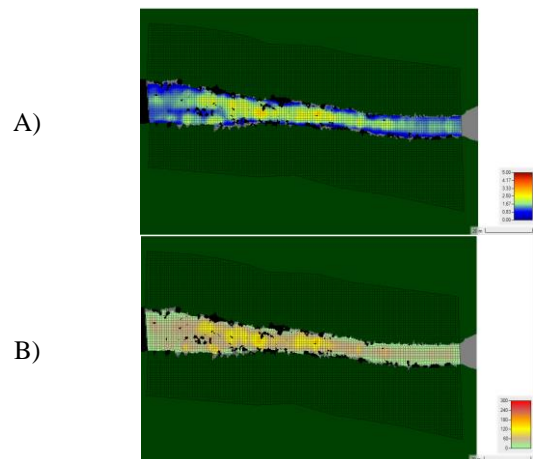


Figura 4: Distribuição espacial da A) Velocidade e B) tensão de cisalhamento simulados.

As equações de transporte de sedimentos aplicadas e verificadas pela curva chave de sedimentos resultaram em uma variabilidade espacial da sedimentação e desagregação do leito que permite verificar tendências de evolução morfológica do trecho (Figura 5).

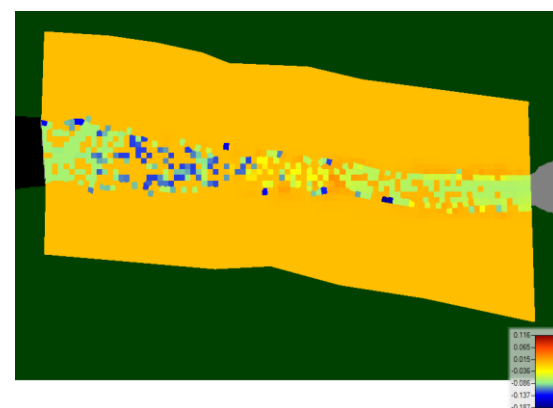


Figura 5: Desagregação (valores negativos) e sedimentação (valores positivos) do leito determinados pela simulação de transporte de sedimentos.

## Agradecimentos

Os autores agradecem a CAPES pelo fomento em bolsa de pesquisa, e ao CNPq pelo apoio financeiro ao projeto 437523/2018-7.

## Referencias

- Ancey, C., e Heyman, J. (2014). A microstructural approach to bed load transport: Mean behaviour and fluctuations of particle transport rates. *Journal of Fluid Mechanics*, 744, 129–168. <https://doi.org/10.1017/jfm.2014.74>
- Bunte, K., e Abt, S. R. (2001). Sampling surface and subsurface particle-size distributions in wadable gravel-and cobble-bed streams for analyses in sediment transport, hydraulics, and streambed monitoring. US Department of Agriculture, Forest Service, Rocky Mountain Research Station.
- Church, M., e Ferguson, R. I. (2015). Morphodynamics: Rivers beyond steady state. *Water Resources Research*, 51(4), 1883–1897. <https://doi.org/10.1002/2014WR016862>
- Glock, K., Tritthart, M., Habersack, H., & Hauer, C. (2019). Comparison of hydrodynamics simulated by 1D, 2D and 3D models focusing on bed shear stresses. *Water*, 11(2), 226.
- Redolfi, M., Bertoldi, W., Tubino, M., e Welber, M. (2018). Bed Load Variability and Morphology of Gravel Bed Rivers Subject to Unsteady Flow: A Laboratory Investigation. *Water Resources Research*, 54(2), 842–862. <https://doi.org/10.1002/2017WR021143>

## IMPORTÂNCIA DA QUALIDADE DAS MEDIÇÕES DE VAZÃO DOPPLER PARA UMA ANÁLISE DE CURVA-CHAVE

Suelen Ruiz Lisboa, Luiz Henrique Maldonado e Clarice Buarque de Macedo Lira

ITAIPU Binacional, Brasil

suelenrl@ITAIPU.gov.br, lhmaldo@ITAIPU.gov.br, cbmlira@ITAIPU.gov.br

### RESUMO:

Com o surgimento dos equipamentos acústicos *Doppler* de vazão, novas possibilidades foram criadas em diversos setores da Hidrometria, como estudos de direção das correntes d'água, avaliação do comportamento do sedimento de fundo, melhorias na logística, segurança e tempo para as medições de vazão, entre outros. Uma medição de vazão pode apresentar diversas incertezas, e, desta forma, torna-se essencial identificar e quantificar os parâmetros que mais interferem na qualidade para otimizar a coleta de dados em campo. Na ITAIPU Binacional, a avaliação da qualidade das medições *Doppler* de vazão foi iniciada em 2000, e desde 2020 passou a ser realizada em conjunto com o software QRev, software desenvolvido pelo Serviço Geológico Americano (USGS). Em escritório, a avaliação da qualidade é feita por meio de planilha automatizada, onde a classificação final da qualidade da medição (ótima, boa, razoável, ruim e inválida) é resultado de dez variáveis estatísticas e a vazão média final é comparada à vazão processada pelo QRev. O objetivo deste trabalho é acrescentar a etapa de análise de qualidade das medições de vazão para a atualização da curva-chave de uma estação oficial da ITAIPU Binacional, baseando-se no reprocessamento de 63 medições de vazão, entre os anos 2001 e 2021, realizadas com equipamentos acústicos *Doppler* de dois fabricantes, sendo seis equipamentos diferentes. Para tanto, foram estabelecidas fases prévias para atualização da curva, que estava apresentando desvios positivos consideráveis nos níveis mais baixos. Com a avaliação da qualidade foi possível filtrar as medições com parâmetros inferiores às demais, revê-las e atualizar a curva-chave levando em consideração a análise quantitativa dos desvios e a análise qualitativa das medições de vazão.

### ABSTRACT:

With the emergence of acoustic Doppler equipment, new possibilities were created in several sectors of hydrometry, such as studies of the velocity direction, evaluation of the behavior of the bedload, evaluation of the operation of the acoustic meter, among others. The analysis of the quality of discharge measurements began to be performed by the American Geological Survey (USGS) in 2016 with the development of QRev software. A measurement can present several uncertainties, in this way, it becomes essential to identify and quantify, as far as possible, the parameters that interfere more in the quality to optimize the data collection in the field. At ITAIPU Binacional, the quality assessment of discharge measurements started at 2000, and since 2020 it has been carried out in conjunction with the QRev software. In the office, the quality assessment is done through an automated spreadsheet, where the final measurement quality classification (optimal, good, reasonable, bad and invalid) is the result of ten statistical variables and the final average discharge is compared to the processed discharge by QRev. The objective of this work was to update the rating curve of an official station based on the reprocessing of 63 discharge measurements performed with acoustic doppler equipment from two manufacturers, six of which were different. For that, previous phases were established to update the rating curve, which was showing considerable positive deviations at the lowest levels. With the quality assessment, it was possible to filter the measurements with parameters lower than the others, review them and update the rating curve.

**PALAVRAS CHAVES:** estação; curva-chave; medidor acústico.

## INTRODUÇÃO

Com o surgimento dos equipamentos acústico *Doppler* de vazão (ADCP), novas possibilidades foram criadas em diversos setores da Hidrometria, como: melhorias na logística, segurança e tempo para as medições de vazão, estudos de direção e sentido das correntes d'água (vetores velocidade), perfis de velocidade, comportamento hidráulico das seções de medição, calibração de modelos hidrodinâmicos, avaliação do comportamento e deslocamento do sedimento de fundo, avaliação da qualidade da operação do medidor acústico, entre outros.

Uma medição de vazão pode apresentar diversas incertezas, dentre elas: aleatórias devido a baixas velocidades ou a alta turbulência (Maldonado *et al.*, 2015), sistemáticas, de extrapolação e de fundo móvel (Maldonado *et al.*, 2018). Desta forma, torna-se essencial identificar e quantificar, na medida do possível, os parâmetros que interferem mais na qualidade para otimizar a coleta de dados em campo.

A avaliação da qualidade permite entender os principais problemas enfrentados durante a operação do medidor acústico em conjunto com demais equipamentos (antena GNSS, motor de popa e embarcação) nos serviços de medição de vazão em diferentes estações fluviométricas.

Com o objetivo de evoluir na padronização da avaliação da qualidade das medições de vazão acústica realizadas por diferentes equipamentos com softwares e algoritmos diferentes, o Serviço Geológico Americano (USGS) desenvolveu, em 2016, o software QRev, capaz de processar e analisar a qualidade das medições realizadas por todos os equipamentos ADCPs da SonTek e Teledyne RD. Além disso, o software possui filtros automáticos para análise de qualidade dos dados e *feedback* para o usuário, com indicação dos possíveis problemas envolvidos na qualidade da medição (USGS, 2016), sendo possível visualizar a qualidade de cada uma das travessias, tratando-se de uma avaliação mais detalhada dos dados coletados em campo.

Ao garantir a qualidade das medições é possível desenvolver curvas-chave mais confiáveis. A decisão de escolher a melhor curva comparada a outra existente (ou a uma tabela de calibragem) normalmente é baseada nos desvios de vazão estimados pela curva comparada à vazão medida. A melhor equação que descreve o comportamento hidráulico da seção é aquela que apresenta os menores desvios de vazão ao longo do período. Porém, além de garantir desvios menores (parte quantitativa), a ITAIPU passou a considerar a qualidade da operação dos medidores acústicos durante as medições de vazão (parte qualitativa).

O objetivo deste trabalho é apresentar a importância da qualidade das medições de vazão *Doppler* para a análise de uma curva-chave, baseando-se na aplicação de metodologia implementada pela ITAIPU em uma de suas estações fluviométricas oficiais.

## AValiação da Qualidade das Medições de Vazão

Desde o ano 2000 a Hidrologia de Campo da ITAIPU Binacional avalia qualitativamente as medições de vazão pelo método acústico e desde 2020 utiliza paralelamente o software QRev.

Em relação ao primeiro método de avaliação, a planilha automatizada da ITAIPU, a qualidade da medição de vazão é o resultado da análise de variáveis diretamente relacionadas à operação do medidor acústico, sendo elas: movimentação do barco (*pitch* e *roll*), velocidade do barco em relação à velocidade da água (VB/VA), direção do vetor velocidade em relação ao alinhamento da seção transversal, desvio padrão da direção média ( $DP_{Dir}$ ), relação entre vazão medida e vazão total (vazão medida somada à vazão extrapolada – do fundo, da superfície e das margens), vazão das margens em relação à vazão total, *bad ensembles* (verticais ruins) e *bad bins* (células de velocidade d'água ruins), coeficiente de variação da vazão ( $CV_Q$ ).

A planilha automatizada foi desenvolvida em linguagem de programação própria do excel - *Visual Basic for Applications* (VBA) – e tem como objetivo final classificar as medições de vazão em Ótima,



Boa, Razoável, Ruim e Inválida, com base na média ponderada de 10 variáveis estatísticas definidas empiricamente. São atribuídos pesos às variáveis, cujo somatório define a classificação final da qualidade.

ITAIPU Binacional		PLANILHA DE MEDIÇÃO DE VAZÃO COM ADCP															Rev.: 05/2020										
Estação: 26/IV/2020		Rio: Motor de Popa		Código: M9 (818)		Seção: Offset: 0.15		Screening: WM: SmartPulse		N. da medição: 60		Declinação Magnética: -16.73		zímite Seção e Água (Nveed): 286.41 176.41		Temp. ADCP/Manual (C):											
Data: 26/IV/2020		Posicionamento: Motor de Popa		NA inicial: 0.74 metros		Operador Barco:		Declinação Magnética: -16.73		zímite Seção e Água (Nveed): 286.41 176.41		Temp. ADCP/Manual (C):		Temp. ADCP/Manual (C):		Temp. ADCP/Manual (C):											
Hora inicial: 10:15		NA final: 0.75 metros		NA STH: 0.74 metros		Operator Equipamento:		Temp. ADCP/Manual (C):		Temp. ADCP/Manual (C):		Temp. ADCP/Manual (C):		Temp. ADCP/Manual (C):		Temp. ADCP/Manual (C):											
Hora final: 11:32		NA STH: 0.74 metros		NA STH: 0.74 metros		Operator Equipamento:		Temp. ADCP/Manual (C):		Temp. ADCP/Manual (C):		Temp. ADCP/Manual (C):		Temp. ADCP/Manual (C):		Temp. ADCP/Manual (C):											
Hora STH: 10:20		NA STH: 0.74 metros		NA STH: 0.74 metros		Operator Equipamento:		Temp. ADCP/Manual (C):		Temp. ADCP/Manual (C):		Temp. ADCP/Manual (C):		Temp. ADCP/Manual (C):		Temp. ADCP/Manual (C):											
Nr.	Nome do Arquivo	Margem	Distância	Início	Início	Final	NA	D <sub>01</sub>	D <sub>02</sub>	Q <sub>M</sub>	Q <sub>T</sub>	S <sub>V</sub>	V <sub>M</sub>	Estatística													
														Q <sub>M</sub> /Q <sub>T</sub>	Q <sub>01</sub> /Q <sub>T</sub>	Q <sub>02</sub> /Q <sub>T</sub>	Q <sub>03</sub> /Q <sub>T</sub>	Q <sub>04</sub> /Q <sub>T</sub>	Q <sub>05</sub> /Q <sub>T</sub>	Q <sub>06</sub> /Q <sub>T</sub>	Q <sub>07</sub> /Q <sub>T</sub>	Q <sub>08</sub> /Q <sub>T</sub>	Q <sub>09</sub> /Q <sub>T</sub>	Q <sub>10</sub> /Q <sub>T</sub>	Bad Bins	Pitch	Roll
1	20201126103602	MD	6.0	13.0	0.74	0.2	0.1	232	313	3011	0.10	74.3	0.1	-4.1	0.8	0.0	-0.5	0.9	5.7	34.1							
2	20201126105747	ME	11.0	15	0.75	0.1	0.0	251	338	3156	0.11	74.2	0.0	3.8	0.8	0.0	-0.6	0.1	4.6	31.4							
Método de Fundo Móvel (FM): Não realizado		DMG (m):		Tempo (s):		Win (m/s):		Relevância (L):		Erro de BT (L):		Q <sub>M</sub> (Q <sub>T</sub> ) (m <sup>3</sup> /s): 325.54		Q <sub>01</sub> (Q <sub>T</sub> ) (m <sup>3</sup> /s): 345.67		Q <sub>02</sub> (Q <sub>T</sub> ) (m <sup>3</sup> /s): 344.00		Q <sub>M</sub> Qrev (m <sup>3</sup> /s): 312.19		Trajetos Compostos Desativado		Extrapolação Sup/Inf: 0.1667 0.1667		SPNmin: 5dB		Erro Cal. Bússola: 0.28	
OBSERVAÇÕES: MUITAS PEDRAS A MONTANTE E À JUSANTE DA SEÇÃO		Resumo da medição de descarga líquida:		Nível médio: 0.75 m		Largura 859.57 m		Vazão Válida: 325.54 m <sup>3</sup> /s		DP <sub>95</sub> (°): 1.9		Qualidade: Razoável		Incerteza Qrev (L): 13.4		Área média: 3083.50 m <sup>2</sup>		Velocidade: 0.11 m/s		CV <sub>95</sub> : 5.62%		DP <sub>95</sub> (°): 1.9		Qualidade: Razoável		Incerteza Qrev (L): 13.4	

Figura 1. Planilha Automatizada apresentando a última medição de vazão na estação oficial estudada.

Alguns limites foram definidos empiricamente em função do erro envolvido nas medições. Foi constatado por exemplo que, quando a direção do vetor velocidade fosse superior a 20°, em função do cosseno do vetor, ocasionava erros superiores a 5% na velocidade e vazão final. Além disso, o desvio padrão da direção média dos vetores de velocidade, ponderada pela vazão, entre as travessias deveria ser zero, pois o sentido da travessia do barco não deveria impactar no comportamento da corrente d'água e no resultado da medição (exceção em caso de grandes turbulências).

Na planilha, o ideal é um limite de *pitch* e *roll* de  $\pm 5^\circ$  e da velocidade da embarcação em relação a velocidade da água ( $V_B/V_A$ ) de até duas vezes a da água. Além disso, foi adotado, como uma boa medição, que a vazão medida em relação a extrapolada ( $Q_M/Q_T$ ) esteja acima de 70%, a vazão das margens em relação a vazão extrapolada esteja abaixo de 10%, verticais ruins (*bad ensembles*) abaixo de 10% e células de velocidade ruins (*bad bins*) abaixo de 25% (1/4 da vazão medida na seção transversal).

Já em relação ao segundo método da avaliação, o software Qrev, a USGS o desenvolveu em linguagem de programação Matlab. Já a partir da versão n°4, o software passou a ser desenvolvido em Python, cujo código está disponível gratuitamente na rede para toda a comunidade científica.

O software QRev possibilita a aplicação de filtros e diversas análises gráficas de uma medição de vazão, além de atribuir uma incerteza geral para a medição (Figura 2), em função das condições de operação, e respectiva classificação baseada nessa incerteza (Tabela 1).

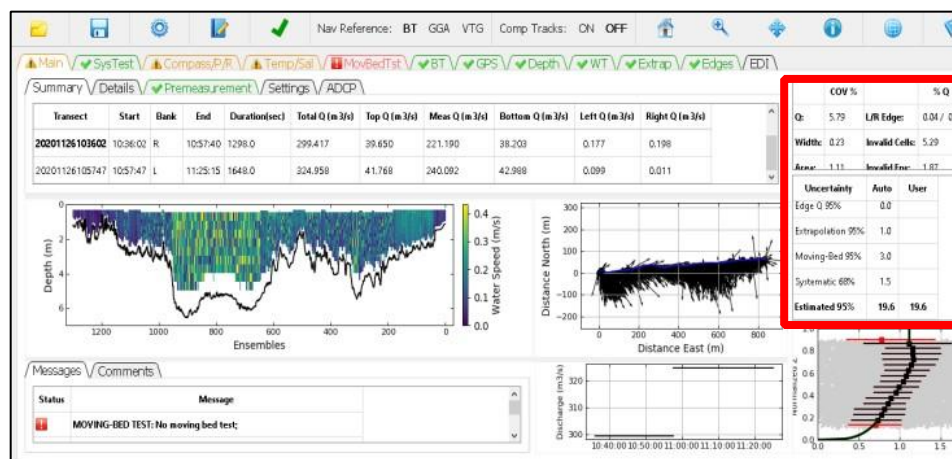


Figura 2. Software QRev 4.23 apresentando a última medição de vazão na estação oficial estudada.

No QRev, a Incerteza Geral da Medição (*Estimated 95%*) é baseada nas categorias *Random* (calculada a partir do coeficiente de variação da vazão média entre as travessias), *Invalid Data* (calculada a partir das células de velocidade e verticais ruins), *Edge Q* (leva em consideração o formato das margens, a distância, a profundidade, as vazões nulas), *Extrapolation* (diferença média entre a extrapolação definida pelo software/usuário e as demais), *Moving-bed* (acurácia dos testes de fundo móvel) e *Systematic* (refere-se à 1,5% do desvio padrão da medição).

Os manuais técnico e do usuário possuem todas as informações necessárias para o uso do software. A incerteza da medição de vazão calculada pela USGS é dividida em quatro classes (excelente, boa, razoável e ruim), já a planilha automatizada da ITAIPU divide em cinco (ótima, boa, razoável, ruim e inválida).

Na ITAIPU, o QRev é utilizado tanto em campo quanto em escritório, desde 2020. Em campo, após cada medição de vazão é possível visualizar as mensagens de erro ou de alerta na janela principal, o que garante melhor eficiência dos dados coletados, como exemplos: realizar mais travessias a fim de diminuir a incerteza da medição, repetir travessias com o objetivo de aproximar mais a embarcação das margens para melhorar a extrapolação, entre outros. Isso otimiza o tempo e qualidade do serviço, evita o descarte dos dados em escritório devido à má qualidade da coleta, e ainda evita o dispêndio de tempo para refazer o serviço/viagem.

Em escritório são realizados dois processamentos paralelos (planilha e QRev) a fim de obter a diferença no cálculo da vazão final média.

É importante ressaltar que a qualidade do processamento do sinal acústico (pulso incoerente ou *narrowband*, pulso a pulso coerente e *broadband*) dos equipamentos *Doppler* não é avaliada pelos fabricantes, pelo software QRev e nem pela planilha automatizada da ITAIPU.

## FASES PRÉVIAS PARA ATUALIZAÇÃO OU GERAÇÃO DE CURVA-CHAVE

Em 2021 foi aplicada a metodologia de análise da qualidade das medições de vazão à uma estação oficial que é monitorada pela ITAIPU Binacional desde 2001. Nesta estação foram realizadas 63 medições de vazão usando equipamentos acústicos doppler de vazão ou também denominados ADCP.

A curva-chave da estação oficial estudada estava apresentando desvios positivos consideráveis nos níveis mais baixos, ou seja, a curva estava superestimando os valores de vazão. Desta forma, as 63 medições foram analisadas qualitativamente previamente à atualização da curvachave.

As principais etapas estabelecidas para análise de curva-chave são: inventário dos dados (medições de vazão, níveis d'água, batimetrias, nivelamentos, telemetria), análise da qualidade das medições (vazão e nível d'água) e definição da equação potencial da curva-chave (coeficientes, quantidade de seguimentos/tramos e extrapolações).

O inventário consiste em ordenar cronologicamente as medições de vazão, levantar as curvaschave existentes da estação fluviométrica estudada, levantar série histórica de nível d'água lido pelos leituristas e medido pelo sensor de nível d'água do Sistema Telemétrico Hidrometeorológico (STH), buscar a batimetria mais atual da seção e respectivos elementos geométricos, e elaborar planilha contendo os resultados de todas as medições de vazão.

A definição da equação da curva-chave (etapa quantitativa) passa a ser realizada posteriormente à análise da qualidade das medições (etapa qualitativa), foco deste trabalho. É importante ressaltar que a análise qualitativa é pioneira no Brasil.

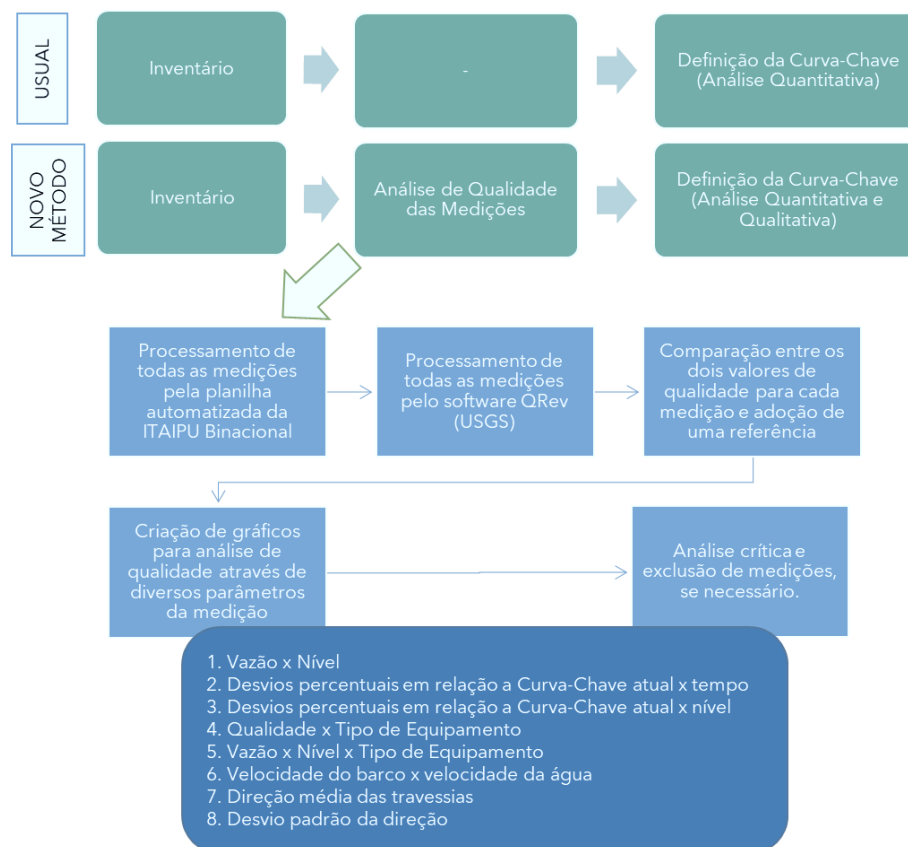
Para essa análise é necessário processar todas as medições existentes utilizando a planilha automatizada da ITAIPU Binacional e o software do QRev, gerando as classificações de qualidade para todas as medições. Assim, esses resultados dos dois métodos são comparados e escolhido um método como referência.

A ITAIPU utiliza a planilha automatizada como o procedimento padrão e em casos específicos utiliza-se o resultado do QRev ao invés da metodologia própria, por exemplo nos casos de perda de *bottom tracking* e problema em um dos feixes do equipamento acústico, visto que o QRev invalida os dados ruins e aplica a interpolação linear.

Após o inventário, diversos gráficos são elaborados, colocando em destaque diversos parâmetros de medição sempre em conjunto com a qualidade, sendo eles: desvios da vazão medida em relação a curva-chave atual ao longo do tempo e ao longo dos níveis d'água, “vazão x nível”, qualidade em relação aos equipamentos utilizados, “vazão x nível x tipo de equipamento utilizado”, “velocidade do barco x velocidade da água”, direção médias das travessias, desvio padrão da direção.

Com esses gráficos é possível realizar uma análise crítica de todas as medições do histórico e excluir as que o analista julgar necessário (medições com erros nos dados inseridos e/ou inválidas). Além disso, essa análise de qualidade também é levada para a última etapa de construção da curvachave da estação, sendo considerado tanto as análises estatísticas quanto a visual.

A Figura 3 apresenta um fluxograma resumo de todas as etapas desse processo de definição de uma nova curva-chave ou atualização de uma pré-existente para a estação, incluindo a nova etapa de análise de qualidade.



**Figura 3.** Fluxograma das etapas de definição de uma nova curva-chave.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após a organização de todos os dados (inventário) da estação, diversos gráficos foram criados para a análise da qualidade das medições. Os resultados são mostrados nessa seção.

Analisando a qualidade das medições, das 63 medições, sete foram classificadas como “inválidas” (faixa de 0,5 m a 1,15 m), duas “ruins” (níveis 1,27 m e 2,26 m), cinco “razoáveis” (0,75 m a 2,51 m), 28 “boas” e 12 “ótimas”, conforme apresenta a Tabela 1.

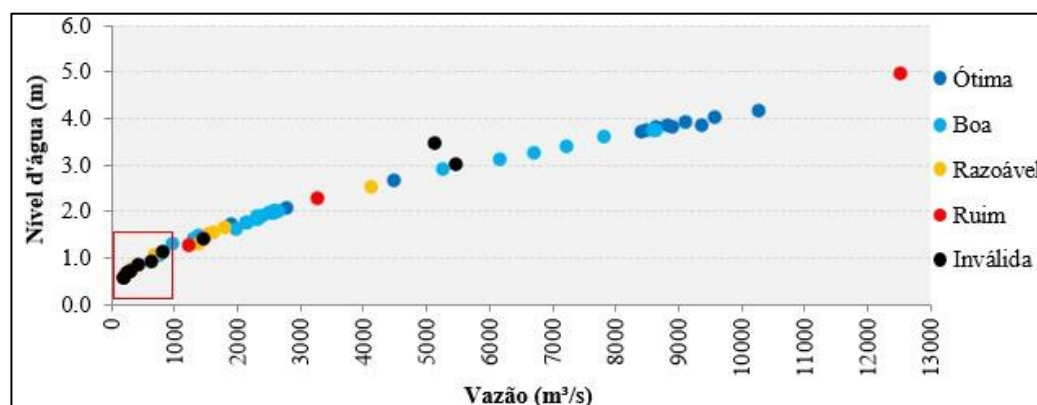


**Tabela 1.** Classificação final da qualidade das medições de vazão.

Qualidade	Inválida	Ruim	Razoável	Boa	Ótima	Total
Medições de Vazão	10	4	9	28	12	63
Percentual	16%	6%	14%	44%	19%	100%

Para uma medição ser considerada “ótima” nenhuma variável estatística pode estar acima do limite imposto pela planilha de processamento, o *pitch* e o *roll* devem estar abaixo de  $\pm 5^\circ$  e a variável  $Q_M/Q_T$  (vazão da travessia medida pelo equipamento dividida pela vazão total da travessia – soma da vazão medida com a extrapolada) deve estar acima de 70%, ou seja, o medidor acústico deve ter medido pelo menos 70% do fluxo d’água passante na seção. De acordo com a Tabela 1 apresentada anteriormente, 19% das medições obtiveram tais características.

Na Figura 4 é possível visualizar a classificação das medições de vazão de acordo com o nível e vazão medidos. No tramo mais alto, quase todas as medições são classificadas como “ótima” e “boa”, já no tramo mais baixo estão concentradas as medições inválidas. Buscou-se então investigar as medições inválidas para entender a razão dos parâmetros apresentarem-se acima dos limites estabelecidos para algumas das dez variáveis estatísticas analisadas na planilha automatizada.



**Figura 4.** Análise das medições considerando a qualidade, o nível d’água e a vazão medida.

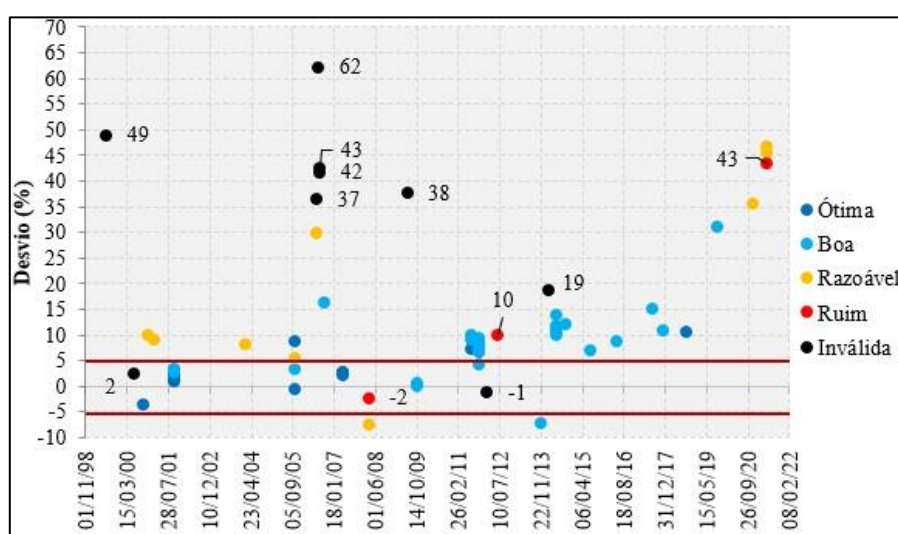
Ao analisar as medições inválidas da estação oficial estudada foi constatado que tal classificação deu-se, principalmente, ao somatório das seguintes situações: variáveis velocidade da embarcação em relação à velocidade da água ( $V_B/V_A$ ) acima do limite de três vezes a da água, a direção dos vetores velocidade da água estarem acima de  $20^\circ$  do alinhamento da seção transversal nos níveis mais baixos e principalmente o desvio padrão da direção média das travessias acima de  $4^\circ$ . Tal constatação não indica que as medições inválidas de outras estações fluviométricas se devem também a estas variáveis. A análise deve ser realizada cuidadosamente para cada uma das estações.

As duas medições inválidas e a medição ruim presentes acima do nível d’água de 3 m compreendem as primeiras medições realizadas com medidores acústicos. Duas medições que foram invalidadas pela planilha de processamento automatizada da ITAIPU seriam classificadas como “boa” segundo o software QRev (medições nº 31 e nº 47), devido às incertezas resultantes de 5,1% e 6%. Nesse caso, o fator que invalidou a medição foi o alto desvio padrão da direção dos vetores velocidades entre as travessias. Essa situação indica uma grande incerteza das velocidades/vazões medidas pelo ADCP, em função da condição hidrológica, tipo/profundidade da seção e modelo/configuração do medidor acústico.

Uma outra forma de visualizar as dez medições inválidas é apresentá-las através de seus desvios em relação a curva-chave atual em série temporal, conforme Figura 5. Seis medições inválidas possuem mais de 35% de desvio da vazão da curva-chave, até então vigente, e foram realizadas antes de 2010. Após 2010 há duas inválidas (-1% e 19%), três razoáveis acima de 35% e uma ruim com 43% de desvio.

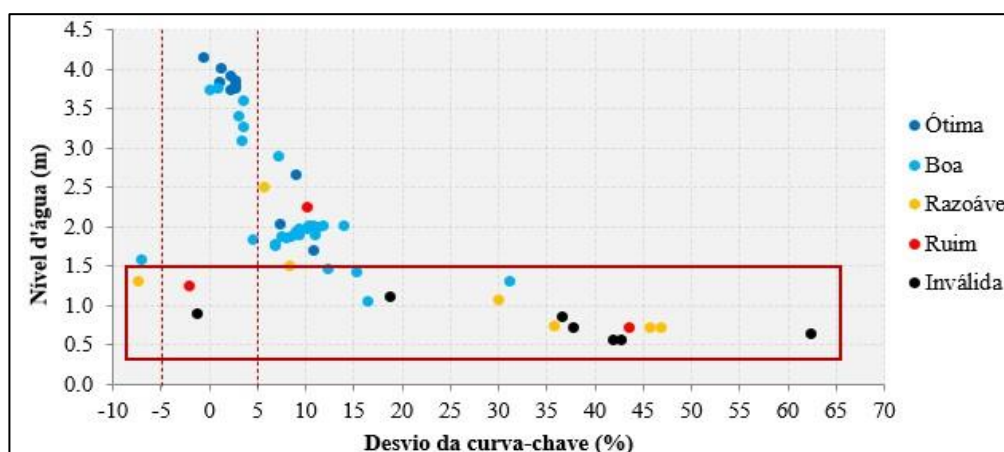
Segundo as normas de medição da USGS, o desvio percentual da vazão medida em relação à vazão da curva-chave deve ser no máximo 5% positivo ou negativo. Caso o desvio seja maior e permaneça por várias medições, a hidráulica da seção pode estar se alterando (erosão e/ou assoreamento), por exemplo, ou a curva-chave precisa ser modificada em algum tramo que ainda não possuía medições, sendo um indicativo da necessidade de atualização da relação cota-vazão. De forma geral, os desvios em relação a curva-chave atual foram positivos, mostrando que a curva-chave está superestimando as vazões medidas.

É interessante notar (Figura 5) que algumas medições inválidas e ruins estão dentro do desvio aceitável de  $\pm 5\%$  da vazão média proveniente da curva-chave, causando uma falsa conclusão que possivelmente não seria notada caso não houvesse a classificação das medições. Ou seja, mesmo as medições estando no limiar de mais ou menos 5% da relação cota-vazão, ainda assim não podem ser consideradas como medições de boa qualidade ou qualidade aceitável.



**Figura 5.** Desvios percentuais de vazão ao longo do tempo e de acordo com a qualidade das medições.

Outra forma de analisar a qualidade das medições de vazão é através da análise dos desvios percentuais com o nível d'água na seção de medição (Figura 6). Para os níveis abaixo de 1,51 m, sete medições foram classificadas como “inválidas”, seis como “razoáveis”, duas “ruins” e quatro “boas”, com variações de -8% a 62% de desvio. As demais medições, acima de 1,51 m, obtiveram desvios que variaram de -7% a 14%.



**Figura 6.** Desvios percentuais da curva-chave em relação ao nível d'água de acordo com a qualidade das medições.

Outra análise da qualidade é em relação aos equipamentos utilizados. Para a realização das medições de vazão da estação foram utilizados seis equipamentos diferentes, tanto da fabricante SonTek (dois ADP M9 de séries 818 e 2879 e um ADP S5 série 490) quanto da Teledyne RDI (ADCP modelo *WorkHorse RioGrande* com frequências de 300 kHz, 600 kHz e 1200 kHz). Além disso, foi considerado o modo de operação de cada ADCP em conjunto com o equipamento acústico (Figura 7), exemplo: 600/5 é o ADCP de 600 kHz e modo de operação (WM) da água nº 5.

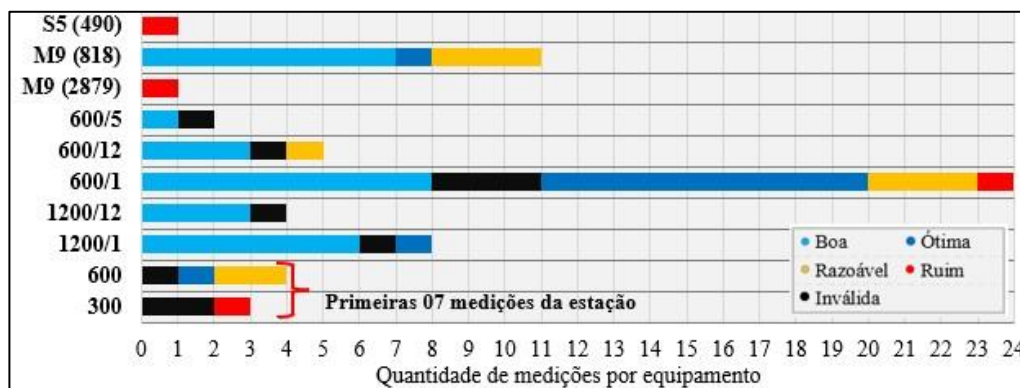


Figura 7. Análise das medições considerando os equipamentos acústicos e modos de operação utilizados.

Nas primeiras sete medições da estação foram usados os equipamentos da Teledyne RDI ADCP 300 kHz e 600 kHz. Na época (1998 a 2001) foram as primeiras medições do histórico as quais referiram-se à transição de tecnologias: do medidor convencional, molinete hidrométrico, para os medidores acústicos Doppler.

Os equipamentos mais utilizados na série histórica foram o ADCP 600kHz (24 medições) e o ADP M9 série 818 (11 medições). O ADCP S5 série 490 foi utilizado na última medição de vazão da estação, cujo nível d'água estava 0,73 m, resultando em qualidade "ruim".

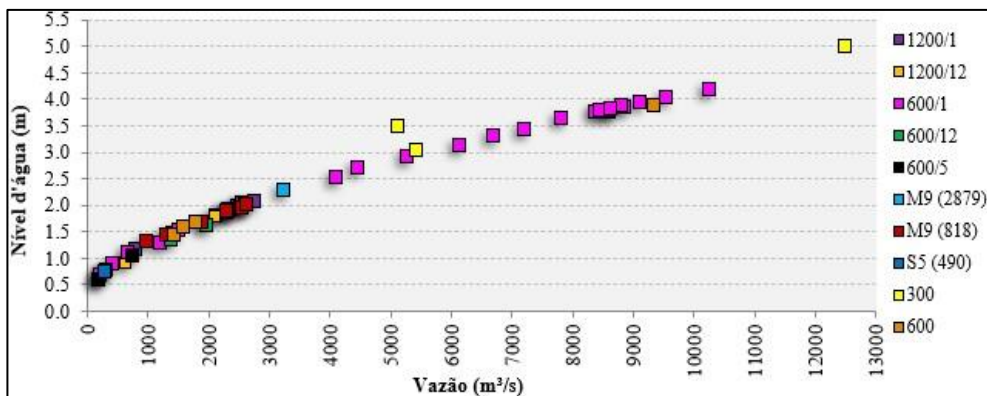
Os equipamentos da Teledyne RDI possuem modos de operação diferentes. O modo 1 dos equipamentos da Teledyne RDI abrange a maior parte das aplicações, sendo recomendado para locais com turbulência, altas velocidades, maiores profundidades e mudanças de profundidade bruscas. Já os modos 5, 11 e 12 medem em ambientes mais rasos, em função do tipo de processamento acústico e resultam em desvios padrão muito menores que os outros modos. No entanto, são os modos mais frágeis e mais sensíveis, por isso requerem ambientes menos turbulentos para medir, leitos com pouca rugosidade e velocidade e profundidade limitadas (Gamaro, 2012).

O equipamento ADP M9, da SonTek, não possui modos de operação selecionáveis, funcionando de forma automática. Possui nove transdutores: 4 feixes são utilizados para profundidades baixas (3 MHz), 4 feixes para profundidades altas (1 MHz) e um feixe vertical (0,5 MHz).

É importante ressaltar que a qualidade do processamento do sinal acústico não é avaliada pelos fabricantes e nem pela USGS e a planilha automatizada da ITAIPU classifica a qualidade da medição de vazão com base no resultado da análise de variáveis diretamente relacionadas à operação do medidor acústico, conforme mencionado nas seções anteriores.

A Figura 8 mostra a análise das medições (vazão x nível) de acordo com o medidor acústico utilizado no serviço de medição de vazão.



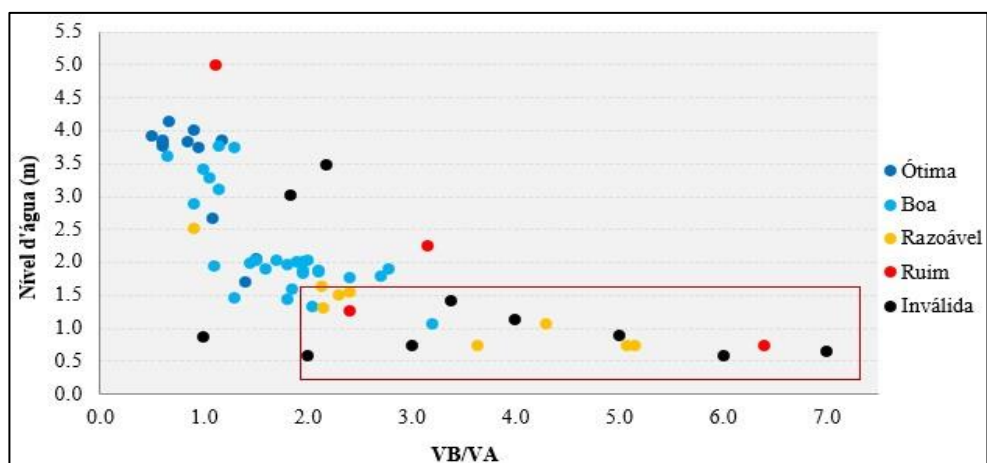


**Figura 8.** Medidores acústicos utilizados nas medições de vazão.

Ao comparar as Figuras 8 e 4, nota-se que em níveis acima de 2,5 m foi utilizado o equipamento 600 kHz, modo 1 (WM1), em que as classificações da qualidade foram “boas” e “ótimas”. Do nível 0,5 m ao 2,26 m foram utilizados os demais equipamentos: ADCP 1200 kHz, ADP M9 (séries 818 e 2879), além do próprio ADCP 600 kHz, porém nos modos de operação 5 e 12 (WM5 e WM12). As medições inválidas ficaram concentradas nos níveis mais baixos. Nenhuma das inválidas foram realizadas com o equipamento ADP M9 (das duas séries).

De forma geral, as medições tornaram-se inválidas devido ao somatório das variáveis direção média e desvio padrão da direção entre as travessias, além da velocidade do barco que foi no mínimo duas a sete vezes maior que a velocidade da água em níveis d’água inferiores a 1,5 m. No QRev não existe a avaliação da variável VB/VA, porém, o software fornece a velocidade da embarcação nas abas “BT” e “GPS”, de forma gráfica, e na aba “Main” e então “Details” de forma numérica (média por travessia).

As medições de vazão também foram plotadas em função da razão entre a velocidade do barco e a velocidade da água (VB/VA) e o nível d’água na seção de medição (Figura 9).

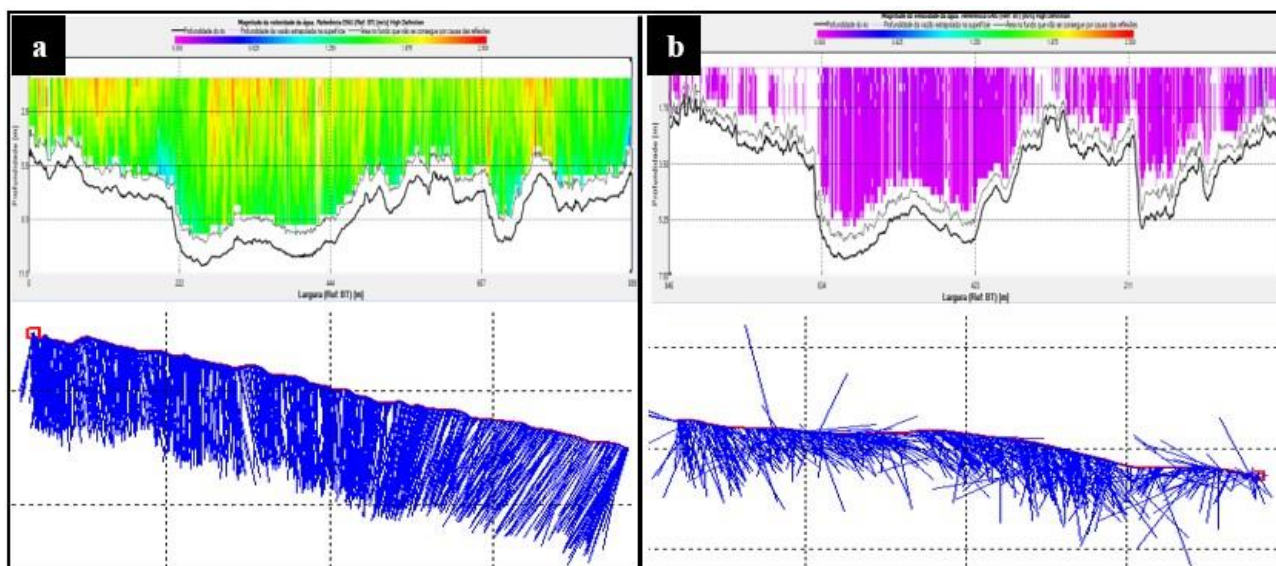


**Figura 9.** Velocidade do barco em relação à velocidade da água de acordo com a qualidade das medições.

O comportamento acima é característico de seções que possuem leito pedregoso, onde os vetores velocidade nos níveis baixos se comportam de forma mais irregular/aleatória. Nesse regime hidráulico há dificuldade do piloto manter a velocidade da embarcação inferior à velocidade da água. Velocidades muito baixas se equiparam à incerteza associada ao medidor acústico Doppler, como evidenciado por Maldonado *et. al.* (2015).

Abaixo é possível comparar os gráficos de contorno gerados no software WinRiver II referentes à duas medições de vazão, uma realizada em 2022 (cheia) e outra em 2006 (seca). A

primeira com nível d'água médio (N.A.) de 4,05 m, velocidade média de  $1,6 \text{ m.s}^{-1}$ , direção média das travessias de  $12^\circ$ , desvio padrão da direção da água entre as travessias de  $0,3^\circ$  e qualidade "ótima" (incerteza de 3.4% no QRev). Já a segunda medição com N.A. de 0,58 m, velocidade média de  $0,07 \text{ m.s}^{-1}$ , direção média de  $42^\circ$  (3,5 vezes maior que da cheia), desvio padrão de  $1,2^\circ$  e qualidade "Inválida" (incerteza de 24% no QRev). Nas duas foi utilizado o mesmo equipamento ADCP 600kHz. Observa-se uma maior dispersão dos vetores velocidade na medição em época de seca.



**Figura 10.** Magnitude da velocidade d'água e direção dos vetores velocidade: a) 2022 (N.A.=4.05m e  $Q=10550 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ). b) 2013 (N.A.=1.6m e  $Q=1983 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ). A escala das velocidades vai de 0 a  $2,5 \text{ m.s}^{-1}$ . Já os vetores não estão na mesma escala.

Em condições de baixas velocidades deve-se aumentar o número de travessias, para minimizar as incertezas. Em 2022 foram realizadas duas travessias, já em 2006 foram quatro travessias. Quando o escoamento apresenta baixas velocidades, os valores das velocidades medidas pelos ADCPs podem ficar próximos ou até mesmo na mesma ordem de grandeza que o próprio erro do equipamento, resultando, entre as travessias, em altos valores de desvio padrão de vazões (Maldonado, 2015).

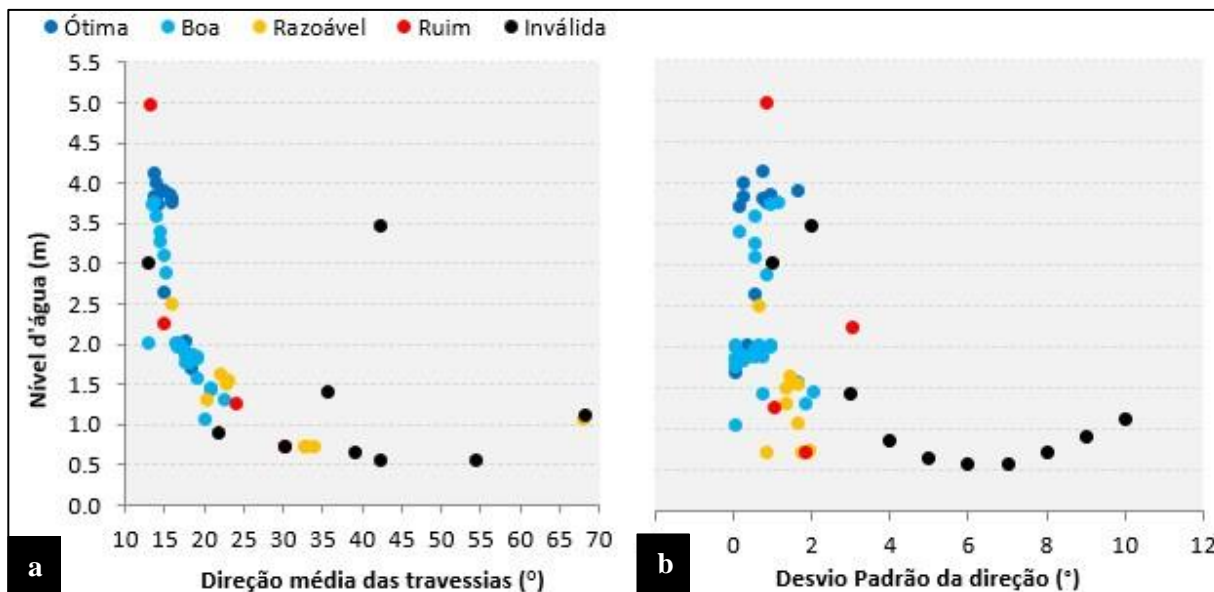
Em velocidades baixas, o sentido e intensidade dos vetores velocidade se alteram. No caso desta estação, devido ao leito ser pedregoso, os níveis acarretam desvios da água pelos obstáculos (rochas), ocorrendo ainda maiores variações na direção média dos vetores velocidade. Em regiões onde há maiores turbulências, esses sentidos não tendem a se alterar significativamente.

Por haver uma seção de controle a jusante da seção em estudo (curva seguida de queda brusca d'água), o fluxo d'água já tende a não ter vetores normais (direção de  $90^\circ$  da seção de medição). A variável direção média do vetor de velocidade d'água contribui com a definição do alinhamento de uma seção de medição e é avaliada na planilha automatizada do setor de Hidrologia de Campo.

Se a direção média for acima de  $20^\circ$ , ocorrerão erros superiores a 5% na vazão média final. Na teoria, o desvio padrão das direções médias das travessias deveria ser zero, pois não importa de qual margem se inicia a medição, a direção média do vetor velocidade não deve mudar (exceção em caso de grandes turbulências). Então, em função do histórico avaliado, foi estabelecido que se o desvio padrão entre a direção média de cada travessia for superior a  $4^\circ$ , a medição é considerada "ruim", e somando a outros fatores citados acima, a medição pode se tornar inválida.

A Figura 10 mostra a direção média do vetor velocidade para as travessias realizadas de medição de vazão e o desvio padrão da direção em função do nível d'água na seção de medição.





**Figura 11.** a) Direção média das travessias e b) Desvio padrão da direção.

A menor direção média ( $12,9^\circ$ ) refere-se à medição realizada em 28/05/2014. Já os maiores valores ocorreram em 2006 ( $67,8^\circ$ ) e 2014 ( $68,1^\circ$ ).

Segundo os gráficos acima, a direção começa a diminuir em níveis superiores a 1,5 m. Níveis baixos (entre 0,58 m e 1,51 m) apresentam direções variando de  $20^\circ$  a  $70^\circ$ . Das 63 medições, dez (16%) possuem direção média acima de  $30^\circ$ , das quais sete foram classificadas como “inválidas” e três como “razoáveis”.

Dessas três variáveis citadas, no campo é possível se atentar a velocidade do barco, porém, em muitos casos, mesmo com a baixa velocidade da embarcação, ainda excede a velocidade da água, como nos casos de vazões e níveis baixos. Além disso, é possível realizar a substituição da configuração do medidor acústico e/ou a substituição do modelo/frequência. Em último caso, é possível realizar a medição em outro local (mais a jusante ou mais a montante), onde seja possível realizar uma medição de vazão de forma mais confiável.

No software QRev não há avaliação da direção do fluxo na incerteza geral, diferentemente da planilha automatizada da Itaipu. Segundo a USGS, nesse software a incerteza aleatória da medição (*Random*) não inclui a análise da direção do vetor velocidade. A incerteza aleatória é calculada a partir do coeficiente de variação da descarga total para cada uma das travessias. A direção média do vetor velocidade pode ser visualizada na aba de detalhes do QRev, em que os gráficos evidenciam a localização, sentido e direção do vetor velocidade, por travessia. A planilha automatizada de processamento apresenta a variável ângulo de direção em relação ao vetor normal, já o QRev apresenta a variável ângulo de direção em relação ao alinhamento da seção de medição.

Assim, com base nas considerações provenientes da análise da qualidade das 63 medições de vazão da estação oficial estudada, a curva-chave foi atualizada. Para tanto, duas medições de vazão inválidas foram desconsideradas. Em ordem cronológica equivalem às medições realizadas em 1999 (terceira) e 2006 (vigésima).

Essa atualização da curva-chave é resultado da análise estatística em conjunto com a análise visual da qualidade das medições, sendo possível escolher a melhor curva atribuindo menor peso nos desvios das medições com uma qualidade ruim ou inválida.



## CONCLUSÃO

Na ITAIPU a qualidade das medições de vazão é verificada tanto em campo quanto em escritório. Para o processamento é utilizada uma planilha que classifica as medições em ótima, boa, razoável, ruim e inválida a partir de alguns parâmetros e respectivos limites. E paralelamente, a qualidade das medições de vazão é avaliada utilizando o software QRev, da USGS.

A análise da qualidade da operação dos medidores acústicos possibilita estabelecer pesos menores para as medições classificadas como ruins/inválidas, se necessário eliminar medições inválidas para elaboração da curva-chave e avaliar melhor cada dado coletado em campo. Também é possível verificar a qualidade das medições considerando diferentes medidores acústicos e avaliando-se separadamente variáveis como velocidade da embarcação em relação à da água, direção dos vetores velocidade e respectivo desvio padrão, vazão medida em relação a vazão total considerando as extrapolações, movimentação da embarcação, entre outras. No caso da estação oficial estudada no presente trabalho, foram desconsideradas duas medições do total de 63 realizadas.

A avaliação da qualidade das medições de vazão é um trabalho pioneiro no Brasil e essa metodologia será aplicada também nas demais estações oficiais da ITAIPU Binacional.

Um banco de dados interno está em processo de desenvolvimento com o objetivo de otimizar o processo de análise da qualidade das medições de vazão de todas as estações fluviométricas oficiais. Com isso, para toda atualização de curva-chave será realizada previamente a avaliação da qualidade, sendo mais um critério de decisão.

## AGRADECIMENTOS

Agradecemos à ITAIPU Binacional, principalmente à Divisão de Estudos Hidrológicos e Hidroenergéticos, por possibilitar a coleta dos dados a campo, análise e discussão dos dados e pelos constantes processos de melhoria na área de Hidrometria.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Collischonn, W.; Dornelles, F.** (2015). Hidrologia para engenharia e ciências ambientais. 2ª impressão revisada. Associação Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH). Porto Alegre/RS.
- Jaccon, G.; Cudo, K.J.** (1999). Hidrologia – Curva-Chave Análise e Traçado. Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica (DNAEE). Brasília/DF.
- Gamaro, P. E. M.** (2012). Medidores Acústicos Doppler de Vazão. ITAIPU Binacional, 1ª edição. Foz do Iguaçu/PR.
- Maldonado, L.H., Gamaro, P.E.M., Ribeiro, S.N.** (2015). Desempenho de Medidores Acústicos de Vazão em Situações de Baixas Velocidades e Alta Turbulência. XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Brasília/DF.
- Maldonado, L.H., Gamaro, P.E.M., Santos, J.M.** (2015). Avaliação das modificações hidrológicas ocorridas na Estação de Porto São José, situada em um trecho do rio Paraná regulado por Usinas Hidrelétricas. Porto Alegre/RS.
- Maldonado, L.H., Martins, F.A., Romero, E.E.** (2018). Análise da interferência do fundo móvel nas medições acústica de vazão. Estudo de caso no rio Amambay-MS. 1º Encontro Técnico de Recursos Hídricos das Empresas Eletrobras. Brasília/DF.
- Mueller, D.** (2016). QRev—*Software for computation and quality assurance of acoustic doppler current profiler moving-boat streamflow measurements—User’s manual for version 2.8.*