

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA**

**Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales**

*Tesis Doctoral*



**Optimización del diseño hidrológico e hidráulico  
utilizando LSPIV**

Autor: Mag. Ing. Nicolás Federico Guillén

Director: Dr. Ing. Carlos Marcelo García

Junio de 2019

# **Optimización del diseño hidrológico e hidráulico utilizando LSPIV**

Por

Mag. Ing. Nicolás Federico Guillén

Dr. Ing. Carlos Marcelo García  
Director

COMISIÓN ASESORA:

Dr. Ing. Carlos Marcelo García  
FCEFYN – UNC

Dr. Ing. Ricardo Szupiany  
FICH - UNL

Dr. Ing. Fabián López  
FCEFYN - UNC

Esta tesis fue enviada a la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba para cumplimentar los requerimientos de obtención del grado académico de Doctor en Ciencias de la Ingeniería.

Córdoba, Argentina

Junio de 2019

## Agradecimientos

En primer lugar a la mujer de mi vida, Karen, esa pampeana que Dios puso en mi camino y quien desde hace muchos años acompaña mis días y comparte todos mis momentos.

A mi hermosa familia: mis padres, hermanas y abuelos; quienes me formaron como persona desde chiquito en mi querida ciudad de Salta. Gracias a su enorme esfuerzo y apoyo pude venir a estudiar a la ciudad de Córdoba y hoy logro terminar mis estudios de posgrado. En especial a mi Abuelo Caco, quien desde el 2013 me acompaña en el corazón y estoy convencido que me está esperando en algún lugar para que volvamos a estar juntos.

A Carlos Marcelo García: director de esta tesis, colega y amigo. Empezamos a caminar juntos cuando era su alumno en 3º Año de Ingeniería Civil en el 2010; él me contagió la “locura de la hidráulica” y me enseñó mucho más que lo estrictamente académico. Seguramente seguiremos trabajando juntos mucho tiempo en el futuro.

A mi queridísimo “LH Joven”: Pipa, Anita, Tomás, Javi, Fede, Magui, Yari, Mati, etc.; quienes me acompañaron estos últimos años en mi formación de posgrado y que más que colegas yo los siento como amigos. Gran parte de esta tesis es gracias a su esfuerzo, su paciencia y su tiempo; espero que en el futuro Dios nos dé la posibilidad de trabajar todos juntos como el gran equipo que somos.

A mi “Familia Capuchina”: Carlos, Sauro, Gustavo, Cori, Vir, Santi, Ale, Fer, Nany, Peni; esos amigos que Dios puso en mi camino y me acompañan diariamente en el camino de la Fe.

A Eduardo Nieva, ese amigo del alma que me acompaña desde el secundario y siempre está para darme una mano.

A toda la gente del Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Nacional de Córdoba, quienes me dieron un lugar de trabajo, con quienes compartimos tantos momentos, me acompañaron y enseñaron estos últimos años.

Al CONICET, institución que me otorgó la beca, sin la cual no hubiera sido posible realizar mis estudios de posgrado.

A los colegas del Laboratorio de Hidromecánica de la Universidad Nacional de La Plata, principalmente al Ing. Mariano de Dios, con quienes interactuamos bastante a lo largo del desarrollo de este doctorado y es un orgullo trabajar junto a ellos.

A Kevin Oberg, quien junto a Marcelo hicieron posible que se cumpliera mi sueño de poder realizar una estadía de investigación en los Estados Unidos.

Finalmente a Dios, quien junto a la Virgen María iluminan mis pasos y me guían diariamente...

# **Optimización del diseño hidrológico e hidráulico utilizando LSPIV**

## **Palabras Clave**

Diseño Hidrológico. Diseño Hidráulico. LSPIV.

## **Resumen**

En esta tesis se trabaja en primera instancia en el diseño hidrológico de medidas estructurales y no estructurales requeridas para mitigar el riesgo hídrico. Para ello estima en primer lugar la incertidumbre relacionada a la predicción de valores extremos de caudal sobre la base de la extrapolación en curvas altura de superficie libre y caudal en cauces y se propone reducir esa incertidumbre a partir de la implementación de técnicas de velocimetría no intrusivas (en particular la técnica de velocimetría por imágenes de partículas implementada a gran escala – LSPIV) durante crecidas. Para optimizar la implementación de LSPIV para estimar caudales en ríos y canales, en esta tesis se desarrolla un modelo numérico que simula el flujo a superficie libre con el fin de estimar la relación entre la velocidad superficial (determinada con LSPIV) y la velocidad media del flujo requerida para calcular caudales escurridos en una sección transversal. Con la técnica LSPIV optimizada se muestran los beneficios de la calibración de modelos hidráulicos y sus respectivos coeficientes de rugosidad durante eventos hidrológicos extremos y la estimación de velocidades de flujos densos.

En lo que se refiere al diseño hidráulico de medidas estructurales y no estructurales, en la segunda parte de esta tesis se evalúan medidas no estructurales para mitigar el riesgo hídrico, estimando la vulnerabilidad de personas y vehículos durante inundaciones urbanas repentinas a partir de la aplicación de LSPIV. En esta tesis se proponen optimizaciones de la técnica LSPIV para esta aplicación en particular. Finalmente se presentan estudios realizados para mejorar el diseño hidráulico de medidas estructurales y no estructurales aplicando LSPIV: por un lado se cuantifica y caracteriza hidrodinámicamente flujos que no pueden ser evaluados con otras técnicas de velocimetría como por ejemplo el flujo escurrido en sistemas de esclusas con gran presencia de aire; y por otro lado se caracterizan los flujos en estructuras de descarga de presas tanto en modelo físico como en prototipo.

# Optimization of Hydrologic and Hydraulic Design using LSPIV

## Keywords

Hydrologic design. Hydraulic design. LSPIV.

## Abstract

In this thesis, advances in hydrological design of structural and non-structural management measures required to mitigate the flood risk are presented. In this framework, this thesis estimates the uncertainty related to the prediction of extreme flow values based on the extrapolation of river rating curves and it is proposed to apply, during floods, non-intrusive flow velocimetry technique (specifically the Large Scale Particle Image Velocimetry technique - LSPIV) in order to reduce the uncertainty. In this thesis, the LSPIV technique is optimized developing a numerical model that simulates free-surface flow in order to estimate the relationship between surface velocity (determined with LSPIV) and the average flow velocity required to calculate flow discharge in a river cross section. With the optimized LSPIV technique the benefits of the calibration of hydraulic models and their respective roughness coefficients during extreme hydrological events and the estimation of debris flow velocities are presented.

Regarding the hydraulic design of structural and non-structural management measures, the second part of this thesis evaluates non-structural management measures to mitigate the water risk, estimating the vulnerability of people and vehicles during urban flash floods applying LSPIV. In this thesis, optimizations of the LSPIV technique are proposed for this particular application. Finally, studies are presented to improve the hydraulic design of hydraulic infrastructure by applying LSPIV in flows where other techniques can't be used as in flows in lock systems with great air concentration and flows in dam discharge structures in both physical and prototype models.

# Otimização de projetos hidrológicos e hidráulicos usando LSPIV

## Palavras chave

Desenho hidrológico. Projeto hidráulico. LSPIV.

## Resumo

Nesta tese, trabalhamos, em primeiro lugar, no projeto hidrológico de medidas estruturais e não estruturais necessárias para mitigar o risco hídrico. Para esta primeira considera a incerteza associada com a previsão de valores de fluxo extremas extrapolação com base em curvas de altura da superfície livre e fluir em rios e tem a intenção de reduzir a incerteza da aplicação de técnicas de velocimetria nonintrusive (particularmente a técnica de velocimetria de imagem de partículas em grande escala - LSPIV) durante as inundações. Para otimizar a implantação de LSPIV para estimar flui em rios e canais, nesta tese um modelo numérico que simula a superfície livre do fluxo, a fim de estimar a relação entre a velocidade superficial (determinada com LSPIV) e a velocidade média é desenvolvido fluxo necessário para calcular as vazões drenadas em uma seção transversal. A técnica LSPIV otimizada mostra os benefícios da calibração de modelos hidráulicos e seus respectivos coeficientes de rugosidade durante eventos hidrológicos extremos e a estimativa de velocidades de fluxo densas.

Quanto ao projeto hidráulico de estrutural e não estrutural, na segunda parte desta tese medidas não estruturais são avaliados para mitigar o risco de água, estimando a vulnerabilidade de pessoas e veículos durante a inundação urbana súbita da aplicação do LSPIV. Nesta tese, otimizações da técnica LSPIV são propostas para esta aplicação particular. Finalmente estudos para melhorar o desenho hidráulico de LSPIV estrutural e n estrutural aplicação são apresentados: um é quantificado e caracterizado hidrodinamicamente fluxos que não pode ser avaliada com outras técnicas tais como velocimetria fluxo drenado nos sistemas de fechadura com grande presença de ar; e, por outro lado, os fluxos nas estruturas de descarga de barragens são caracterizados nos modelos físico e protótipo.

# ÍNDICE

LISTA DE SÍMBOLOS .....	13
<b>1. Marco Referencial .....</b>	<b>15</b>
1.1. Introducción y problemática.....	15
1.1.1. Diseño hidrológico .....	15
1.1.2. Diseño hidráulico .....	21
1.2. Técnicas experimentales no intrusivas de velocimetría por imágenes.....	24
1.2.1. Introducción.....	24
1.2.2. Descripción de técnicas de velocimetría por imágenes clásicas (PIV y PTV).....	25
1.2.3. Implementación de PIV a Gran Escala (LSPIV) .....	28
1.3. Áreas de vacancia .....	31
1.4. Objetivo general y específicos .....	33
1.4.1. Objetivos generales.....	33
1.4.2. Objetivos específicos.....	33
1.5. Metodología.....	34
<b>2. Optimización de diseño hidrológico de medidas estructurales y no estructurales utilizando LSPIV.....</b>	<b>37</b>
2.1. Introducción.....	37
2.2. Importancia de la cuantificación de caudales durante crecidas extraordinarias para la predicción precisa de caudales de diseño.....	38
2.3. Optimización de la técnica LSPIV para la determinación de caudales: Desarrollo de un modelo numérico para la estimación del coeficiente que relaciona la velocidades media superficial y la velocidad media del flujo a partir de datos obtenidos de mediciones in situ.....	50
2.4. Uso de LSPIV para cuantificar un evento hidrológico extremo con videos generados por colaboración abierta distribuida .....	63
2.5. Usos de LSPIV para la caracterización experimental de flujos densos .....	71

2.5.1. Evaluación de la velocidad del flujo denso en un modelo físico .....	71
2.5.2. Evaluación de la velocidad y la concentración del flujo denso en el Río Chuscha, Provincia de Salta .....	76
<b>3. Optimización de diseño hidráulico de medidas estructurales y no estructurales utilizando LSPIV .....</b>	<b>81</b>
3.1. Introducción.....	81
3.2. Uso de LSPIV para optimizar el diseño de medidas no estructurales en inundaciones urbanas: Estimación de vulnerabilidad de personas y vehículos durante inundaciones urbanas repentinas.....	82
3.2.1. Uso de LSPIV en la evaluación de la vulnerabilidad de personas y vehículos durante una inundación urbana repentina.....	82
3.2.2. Optimización en el uso de LSPIV para determinar la vulnerabilidad de vehículos utilizando videos de colaboración abierta distribuida .....	92
3.3. Uso de LSPIV para optimizar el funcionamiento de infraestructura hídrica en sistemas de esclusas. Brandon Road, Joliet, USA. ....	99
3.4. Uso de LSPIV para optimizar el funcionamiento de infraestructura hídrica en estructuras de descarga de presas .....	108
3.4.1. Medición en Prototipo y Modelo Físico de Campos de Velocidad De Flujo en Estructuras de Descarga del Dique Los Molinos, Jujuy .....	108
3.4.2. Relevamiento in situ de campos de velocidades con técnicas de velocimetría por imágenes de partículas en estructuras de descarga de presas de la Provincia de Córdoba .....	115
3.4.3. Transferencia tecnológica de los desarrollos de esta tesis: Relevamiento in situ de campos de velocidades con técnicas de velocimetría por imágenes de partículas en estructuras de descarga de presa Yacretá, Provincia de Corrientes. Universidad Nacional de La Plata.....	122
<b>4. Conclusiones, recomendaciones y trabajos futuros .....</b>	<b>126</b>
<b>5. Referencias.....</b>	<b>131</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema del conjunto de elementos para la aplicación de PIV/PTV clásico.....	26
Figura 2 - Esquema del conjunto de elementos para la aplicación de PIV clásico. ....	28
Figura 3 - Localización de las secciones de aforo analizadas. ....	39
Figura 4 – Interfaz de FACETA.....	41
Figura 5 - Aforos y curvas H-Q ajustadas para cada caso – El Soberbio.....	43
Figura 6 - Caudales de diseño asociados a diferentes períodos de retorno obtenidos de los diferentes análisis de frecuencia – El Soberbio.....	43
Figura 7 - Diferencia porcentual entre los caudales respecto al valor estimado para el mismo tiempo de retorno a partir de la serie de QMI en relación con el tiempo de retorno del máximo evento aforado en la H-Q. ....	45
Figura 8 - Arriba: Localizaciones donde se cuenta con sensores de nivel a tiempo real en los Ríos Cosquín y San Antonio. Curvas H-Q en Villa Caieiro, Río Cosquín (medio) y en Barrio Canal, Río San Antonio (abajo). ....	47
Figura 9 - Precipitaciones medias areales registradas hasta las 12:21 hs. del 8/5/18 en la cuenca del Dique San Roque. ....	48
Figura 10 - Hidrogramas ingresado y erogado del embalse (arriba) y niveles simulados y medidos durante la crecida registrada en mayo de 2018 (abajo) aplicando el modelo de propagación de caudales de la cuenca. ....	49
Figura 11 - Secciones de aforo en el sistema de riego de Villa Dolores .....	55
Figura 12 - Sección 5, Canal Maestro Sur – Villa Dolores.....	55
Figura 13 - Campo de Velocidad media en la dirección del flujo [m/s] medido con ADCP - Canal Maestro Sur – Villa Dolores. ....	56
Figura 14 - Campo de Velocidad media en la dirección del flujo [m/s] simulado con modelo numérico - Canal Maestro Sur – Villa Dolores. ....	56
Figura 15 - Campo de diferencias porcentuales entre las Velocidades en la dirección del flujo respecto a la media [%] encontradas entre la medición con ADCP y el modelo numérico - Canal Maestro Sur – Villa Dolores. ....	57
Figura 16 - Perfiles de Velocidad media superficial en la dirección del flujo [m/s] estimado con ADCP y con modelo numérico - Canal Maestro Sur – Villa Dolores. ....	57
Figura 17 - Campo de Velocidad media en la dirección del flujo [m/s] medido con ADCP – Río Mississippi. ....	58
Figura 18 - Campo de Velocidad media en la dirección del flujo [m/s] estimado con modelo numérico - Río Mississippi. ....	58
Figura 19 - Campo de diferencias entre las Velocidades en la dirección del flujo [m/s] encontradas entre la medición con ADCP y el modelo numérico - Río Mississippi.....	59
Figura 20 - Comparación entre caudales estimados con ADCP y los calculados con el modelo numérico en diferentes cursos fluviales aforados. En línea punteada se muestra la curva a 45° de igualdad entre los valores de caudales. ....	60
Figura 21 – Imagen registrada durante la crecida del Río San Antonio el 25 de febrero de 2014. ....	61
Figura 22 - Campo de velocidad superficial obtenidos al aplicar la técnica LSPIV.....	61
Figura 23 - Campo de Velocidad media en la dirección del flujo [m/s] estimado con modelo numérico - Río San Antonio – 6/4/2014.....	62
Figura 24 - Geometría del terreno modelada. Se observan tanto las secciones como los puntos relevados al realizar la topografía de detalle y de fondo se muestra la ubicación de la zona de estudio.....	64

Figura 25 - Imagen del video registrado por un vecino donde se especifica la Zona donde se determina el campo de velocidad superficial y el campo resultante (rectificado) en la margen derecha de la sección de control. ....	66
Figura 26 - Punto de referencia para determinar la altura de la superficie libre alcanzada al momento de la estimación de la velocidad superficial del flujo. ....	66
Figura 27 - Sección de control para la calibración del n de Manning. ....	66
Figura 28 - Áreas inundadas obtenidas a partir de la simulación numérica realizada para un caudal de 225 m <sup>3</sup> /s.....	67
Figura 29 - Alturas máximas de superficie libre alcanzadas por el evento de crecida. ....	68
Figura 30 - Áreas inundadas obtenidas a partir de la simulación numérica realizada para un caudal de 290 m <sup>3</sup> /s.....	68
Figura 31 – Principales resultados de la calibración de modelo hidráulico en la desembocadura del Río Saldán en el Río Suquía. ....	69
Figura 32 – Principales resultados de la calibración de modelo hidráulico en el cruce de la Ruta Nacional 50 y el Río Colorado, Orán, Salta.....	70
Figura 33 - Zona de estudio. La numeración indica las barreras decantadoras y las flechas la dirección del flujo. La flecha segmentada indica el desvío de parte del flujo hacia la hondonada.....	72
Figura 34 - Alternativas obras de desvío. ....	73
Figura 35 - (a) Vista frontal instalación experimental. (b) Esquema instalación experimental. ....	73
Figura 36 – Evolución del flujo denso para la Alternativa 1 ensayada, Instituto Nacional de Hidráulica de Chile. ....	74
Figura 37 – Evolución de vectores de velocidad para la Alternativa 1 ensayada, Instituto Nacional de Hidráulica de Chile. ....	74
Figura 38 – Evolución de magnitudes de velocidad para la Alternativa 1 ensayada, Instituto Nacional de Hidráulica de Chile. ....	75
Figura 39 –evolución de la velocidad longitudinal del flujo en el centro del canal con la localización del punto analizado para la Alternativa 1 ensayada, Instituto Nacional de Hidráulica de Chile. ....	75
Figura 40 - Lugar de estudio en la intersección del río Chuscha con la ruta nacional N°40, Cafayate, Salta, Argentina. ....	76
Figura 41 - Campo de vectores desplazamiento medio al aplicar LSPIV.....	77
Figura 42 – Hietograma registrado durante el evento de inundación repentina del 29/11/2012 (intervalo de tiempo igual a 5 min). ....	83
Figura 43 – Imagen del video digital registrado por un vecino en la calle Amancio González (captado al inicio del registro del mismo).....	84
Figura 44 – Parte del video analizado en el cual autos son arrastrados por el flujo (captado a los 240 segundos desde el inicio del video registrado). ....	84
Figura 45 – Campo medio de vectores desplazamiento no rectificadas obtenidos de la implementación de LSPIV. Las flechas representan los vectores velocidad superficial del agua. ....	85
Figura 46 – Perfiles transversales de velocidad media superficial extraídos en 3 secciones diferentes con su correspondiente ubicación en el video. ....	85
Figura 47 – Estimación de la profundidad del agua en la zona analizada.....	86
Figura 48 – Sección de la calle utilizada para caracterizar el flujo en CS1. ....	87
Figura 49 – Regiones de estabilidad definidas por Milanesi et al. (2015) para adultos (línea delgada) y niños (línea gruesa): (A) ahogamiento, (B) derrumbe y (C) deslizamiento. Aquí, $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ y hay pendiente nula (terreno horizontal). Los símbolos representan los resultados obtenidos de las mediciones de velocidad de flujo en las tres secciones transversales del video analizado (● CS1, ◆ CS2, ■ CS3, □ CS1 Secuencia a, ○ CS1 Secuencia b). ....	88

Figura 50 – Secuencia del video analizado cuando hay personas paradas en la vereda derecha (captado al inicio del registro del video).....	89
Figura 51 – Parte del video analizado en el cual un hombre (marcado con un circulo blanco) fue arrastrado por el flujo cuando intentaba entrar a un vehículo (captado a los 50 segundos desde el inicio del video registrado). .....	90
Figura 52 – Umbrales de estabilidad definidos por Xia et al. (2011) para dos tipos de vehículos y para diferentes ángulos de orientación. Las condiciones del flujo en las secciones transversales CS2 y CS3 del video analizado (ver Tabla 6) están representadas por $\blacklozenge$ y $\blacksquare$ , respectivamente.....	91
Figura 53 – Ejemplos de videos con movimiento de vehículos – (a) fuente: <a href="https://www.youtube.com/watch?v=uqwuruy17wl">https://www.youtube.com/watch?v=uqwuruy17wl</a> - (b) registrado por un vecino en C. Rivadavia – (c) fuente: <a href="https://www.youtube.com/watch?v=kE0H0qVJmK">https://www.youtube.com/watch?v=kE0H0qVJmK</a> - (d) fuente: <a href="https://www.youtube.com/watch?v=kYUpkPTcqPY">https://www.youtube.com/watch?v=kYUpkPTcqPY</a> - (e) fuente: <a href="https://www.youtube.com/watch?v=pUYRjWqSePs">https://www.youtube.com/watch?v=pUYRjWqSePs</a> y sin movimiento de vehículos – (f) <a href="https://www.youtube.com/watch?v=hut-r1TVyho&amp;t=22s">https://www.youtube.com/watch?v=hut-r1TVyho&amp;t=22s</a> .....	94
Figura 54 – Ejemplos de distancias medidas entre los cuatro puntos de control para rectificar el desplazamiento y procesar el campo de velocidad real [m/s] conociendo los pasos de tiempo entre las imágenes extraídas (fuente: <a href="https://www.youtube.com/watch?v=TI_Hhh2igBE">https://www.youtube.com/watch?v=TI_Hhh2igBE</a> ).....	95
Figura 55 – (a) Puntos de control fijos relevados luego del evento de inundación. (b) Puntos de control móviles estimados teniendo en cuenta las dimensiones del vehículo.....	96
Figura 56 – Campo medio de vectores desplazamiento no rectificadas obtenidos de la implementación de LSPIV del video de la Figura 48. Las flechas representan los vectores velocidad superficial del agua.....	96
Figura 57 – Sección transversal donde se extrajo un perfil de velocidad media superficial con su correspondiente ubicación en el video analizado. ....	97
Figura 58 – Campo medio de vectores desplazamiento no rectificadas obtenidos de la implementación de LSPIV del Video 3 de la Tabla 7 para analizar la iniciación de movimiento del vehículo. Las flechas representan los vectores velocidad superficial del agua. ....	97
Figura 59 – Umbrales de estabilidad definidos por Xia et al. (2011) para dos tipos de vehículos y para diferentes ángulos de orientación. Las condiciones del flujo en los casos de vehículos sin y con movimiento en los videos analizados (ver Tabla 7) están representadas por diferentes símbolos. ....	98
Figura 60 - Área de Estudio (USACE, 2015). ....	100
Figura 61 - Ubicación de la presa y esclusa de Brandon Road respecto a las demás estructuras hidráulicas presentes en la CAWS (USACE, 2015).....	100
Figura 62 - Componentes de la obra hidráulica de Brandon Road.....	101
Figura 63 - Campo de Velocidad detectado con LSPIV y perfiles de velocidad media superficial [m/s] en descargador de fondo de la presa de Brandon Road. ....	103
Figura 64 – Arriba: líneas de corriente aguas arriba de la esclusa a medida que el nivel de agua se va elevando. Abajo: Campos de velocidad superficial rectificadas estimadas con LSPIV [m/s]. Los tiempos para los cuales se muestran los campos de velocidad desde el inicio del llenado de la esclusa son 30, 60, 90, 120, 150 y 180 segundos respectivamente. ....	104
Figura 65 - Campo de velocidad media superficial estimado con LSPIV [m/s] georreferenciado. El video analizado fue captado por el vehículo aéreo no tripulado (UAV).....	104
Figura 66 - Campo de velocidad media superficial estimado con LSPIV [m/s] georreferenciado. El video analizado fue captado por el vehículo aéreo no tripulado (UAV).....	105

Figura 67 - Campo de velocidad media superficial estimado con LSPIV [m/s] superpuesto con algunas líneas de corriente. El video analizado fue captado por el vehículo aéreo no tripulado (UAV). .....	105
Figura 68 - Líneas de corriente, Campo de Velocidades medias superficiales [m/s] y Campo de Vorticidades medias superficiales [1/s] en la zona aguas abajo de la esclusa como promedio del análisis con LSPIV entre los 60 y los 90 segundos del video. ....	106
Figura 69 - Líneas de corriente, Campo de Velocidades medias superficiales [m/s] y Campo de Vorticidades medias superficiales [1/s] en la zona aguas abajo de la esclusa como promedio del análisis con LSPIV entre los 300 y los 330 segundos del video. ....	106
Figura 70 - Ubicación de la presa Los Molinos. ....	108
Figura 71 - Esquema de los órganos de evacuación de la presa Los Molinos. CM, DM, y DF se denominan a órganos de evacuación del canal moderador, dique móvil y dique fijo, respectivamente. ....	109
Figura 72 - Vista del DM en la combinación 1. ....	110
Figura 73 - Vista del DM en la combinación 3. ....	111
Figura 74 - Campo de Velocidades medias superficiales [m/s] y perfiles de velocidad media superficial [m/s] en CM2 bajo la combinación 3. ....	112
Figura 75 - Velocidades medidas en el salto esquí del CM para un caudal de 90 m <sup>3</sup> /s utilizando LSPIV. ....	113
Figura 76 - Campo de Velocidades medias superficiales [m/s] y perfiles de velocidad media superficial [m/s] aguas arriba de CM obtenidos en prototipo bajo la combinación 3. ....	114
Figura 77 - Campo de Velocidades medias superficiales [m/s] y perfiles de velocidad media superficial [m/s] en DM1 obtenidos en prototipo bajo la combinación 2. ....	114
Figura 78 - Vertedero de descarga de la presa Arroyo Corto. ....	115
Figura 79 - Localización de la presa Arroyo Corto y detalle de la ubicación del vertedero a caracterizar. ....	116
Figura 80 - Imagen capturada del video digital registrado el día 10 de marzo de 2014 a las 18:30 hs. ....	117
Figura 81 - Plano en planta del vertedero de descarga conforme a obra con la respectiva escala del mismo. ....	117
Figura 82 - Campo medio de vectores desplazamiento no rectificadas obtenidos de la implementación de LSPIV del video del vertedero de Arroyo Corto. Las flechas representan los vectores velocidad superficial del agua. ....	118
Figura 83 - Campo de velocidad media superficial [m/s] rectificado. ....	118
Figura 84 - Perfil de velocidad media superficial extraído inmediatamente aguas abajo de la pila. ....	119
Figura 85 - Perfil de velocidad media superficial en la sección de estudio. ....	119
Figura 86 - Corte longitudinal de la sección del vertedero y de la rápida. ....	120
Figura 87 - Perfil de velocidad media superficial extraído para la estimación del tirante del flujo. ....	121
Figura 88 - Resultados de la implementación de LSPIV utilizando video registrado por dron, Presa Yacyretá – Escenario con todas las compuertas abiertas. ....	123
Figura 89 - Resultados de la implementación de LSPIV utilizando videos registrados por dron, Presa Yacyretá – Escenarios con distintas combinaciones de apertura de compuertas. ....	123
Figura 90 - Comparación entre campos de velocidad obtenidos en modelo y en prototipo, Presa Yacyretá – Escenario con compuertas cerradas sobre margen izquierda. ....	124

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 - Valores de los parámetros de las curvas H-Q ajustados en cada caso – El Soberbio. ....	42
Tabla 2 - Velocidades medias, velocidades medias superficiales y relación entre ambas (coeficiente $\alpha$ ) obtenidas a partir de la medición experimental con ADCP y aplicando el modelo numérico - Canal Maestro Sur – Villa Dolores. ....	57
Tabla 3 - Velocidades medias, velocidades medias superficiales y relación entre ambas (coeficiente $\alpha$ ) obtenidas a partir de la medición experimental con ADCP y aplicando el modelo numérico - Río Mississippi. ....	59
Tabla 4 - Velocidades medias, velocidades medias superficiales, relación entre ambas (coeficiente $\alpha$ ) y caudal obtenidos a partir de la implementación del modelo numérico – Río San Antonio – 6/4/2014. ....	62
Tabla 5 - Velocidades de frente del flujo denso al aplicar los modelos propuestos por Takahashi (1981) al utilizar una concentración volumétrica del sedimento de 10%. ....	78
Tabla 6 – Parámetros característicos de las condiciones del flujo en las 3 secciones transversales analizadas. ....	87
Tabla 7 – Videos analizados que permiten una cuantificación apropiada de la profundidad local y la velocidad del flujo de agua. ....	93
Tabla 8 – Resumen con los principales avances de la tesis. ....	129

## LISTA DE SÍMBOLOS

$g$  = aceleración de la gravedad.

$Q$  = caudal escurrido.

$QMI$  = caudal máximo instantáneo aforado en un cauce fluvial determinado.

$QMD$  = caudal medio diario en un cauce fluvial determinado.

$U$  = componente de la velocidad local promediada en el tiempo en la dirección  $x$  (longitudinal).

$A$  = constante de integración de la ley logarítmica de variación de las velocidades en la vertical.

$\kappa$  = constante de proporcionalidad de von Karman.

$x, y, z$  = dirección longitudinal, lateral y vertical del flujo.

$D$  = distancia de despegue del salto esquí del canal moderador.

$b$  = distancia horizontal del eje de simetría al contorno rígido del canal.

$z^+$  = distancia vertical adimensional.

$H$  = nivel de superficie libre en un cauce fluvial determinado.

$C$  = parámetro de ajuste de las curvas altura – caudal (H-Q) en un cauce fluvial determinado.

$H_0$  = parámetro de ajuste de las curvas altura – caudal (H-Q) en un cauce fluvial determinado (nivel de superficie libre para caudal igual a cero).

$S_f$  = pendiente de energía del cauce.

$S_0$  = pendiente del fondo del cauce.

$T$  = período de retorno o recurrencia en años de un determinado evento hidrológico

$h$  = profundidad de flujo en una sección.

$R$  = radio hidráulico de una sección.

$\alpha$  = relación existente entre la velocidad media y la velocidad media superficial de flujo en una sección transversal de un cauce.

$t$  = tiempo.

$v$  = velocidad del agua estimada en una sección transversal de flujo para la estimación de la vulnerabilidad.

$U_c$  = velocidad corte media en una sección.

$\varepsilon$  = viscosidad turbulenta.

$\bar{U}$  = velocidad de frente del flujo denso.

$d$  = el diámetro característico del sedimento del flujo denso (o  $d_{50}$ )

$a$  = constante empírica para la estimación de velocidad de frente de flujos densos (e igual a 0.042)

$\phi$  = ángulo de fricción interna del sedimento

$c_d$  = concentración de equilibrio del sedimento

$\rho$  = densidad del fluido

$\sigma$  = densidad del sedimento

$c_*$  = concentración volumétrica del sedimento

$\theta$  = pendiente del canal donde se desplaza el flujo denso.

# **CAPÍTULO 1**

## **Marco Referencial**

# 1. Marco Referencial

## 1.1. Introducción y problemática

Desde el punto de vista humano, el agua tiene un impacto positivo si se la considera como un recurso natural que puede ser aprovechado con fines domésticos, industriales, agrícolas, mineros, recreativos, entre otros. Mientras que el agua, también puede tener un impacto negativo si se habla de los fenómenos naturales que pueden convertirse en amenazas hídricas (por ejemplo inundaciones) para seres vivos, suelos, infraestructura, etc.

Para el aprovechamiento sustentable del recurso hídrico (problema de regulación de aportes continuos a largo plazo) y para mitigar los efectos de amenazas hídricas (problema de control de eventos extremos) se recomiendan diseñar medidas estructurales (infraestructura) y medidas no estructurales (medidas de gestión, disposiciones legales y reglamentarias, normas de operación, etc.).

El diseño sustentable de estas medidas estructurales y no estructurales se define como el diseño consistente con los principios del desarrollo global sustentable, el cual prevé un desarrollo que satisface las necesidades presentes sin comprometer la capacidad de futuras generaciones de satisfacer sus propias necesidades (World Commission on Environment and Development, 1987). En este marco, el diseño sustentable de las medidas estructurales y no estructurales requiere de un estudio integral que complemente los siguientes aspectos: (a) Diseño hidrológico que permite predecir las variables hidrológicas de diseño (por ejemplo: caudal) (b) Diseño hidráulico óptimo que contemple la compleja interacción de los flujos turbulentos con el lecho, márgenes, vegetación, infraestructura hídrica existente y/o nueva, etc.

### 1.1.1. Diseño hidrológico

El diseño hidrológico se define como la evaluación del impacto de los procesos hidrológicos y la estimación de valores de las variables relevantes para modificarlo (Caamaño y Dasso, 2003). La predicción de eventos extremos para diseño constituye un tópico de creciente interés, puesto que su objeto es la prevención de desastres para su mitigación. El término desastre hace referencia a un evento o suceso que ocurre, en la mayoría de los casos, en forma repentina e inesperada, causando



perjuicios severos a una colectividad, una región o un país, sea por muerte o enfermedad en la población, destrucción o pérdida de sus bienes, desorganización de la estructura socioeconómica y/o daños marcados sobre el ambiente. Sin embargo, no siempre ocurre de manera inesperada; ya que existen ejemplos, tales como la crecida de 1982-83 del Río Paraná, donde si bien este evento no fue ni repentino ni inesperado, sin embargo sus daños y efectos perduraron por años en la región.

La mención de desastres lleva a considerar la idea de riesgo, que admite diferentes acepciones. Para los ingenieros se refiere a una función matemática, dependiente de la probabilidad de ocurrencia de fenómenos peligrosos. En cambio, quienes se dedican a las ciencias naturales (geomorfólogos, por ejemplo) le asignan un significado más amplio, al interpretarlo como el resultado de relacionar la amenaza que entraña el fenómeno (equivalente al riesgo ingenieril) con la vulnerabilidad de los elementos expuestos (sensibilidad intrínseca a los efectos) (Caamaño y Dasso, 2003). Al margen de la cuestión semántica, y aun cuando el interés se reduzca a la evaluación de la amenaza, se utilizará aquí esta última concepción, ya que permite identificar las medidas de mitigación más adecuadas, tanto estructurales (obras de protección e intervención sobre la vulnerabilidad) como no estructurales (planificación, difusión, mapas de riesgo, sistemas de alerta, regulación de uso del suelo, costos preventivos en presupuestos de inversión, entrenamiento para emergencias).

Evaluar la amenaza consiste en pronosticar o predecir la ocurrencia y magnitud del fenómeno, con base en el estudio de su mecanismo generador, el monitoreo del sistema perturbador y/o el registro de la evolución del fenómeno en el tiempo. Se pronostica si se asigna al suceso una magnitud y un tiempo de ocurrencia (o un lapso breve, a causa de la incertidumbre del proceso y/o de su estimación). El pronóstico es un anticipo a corto plazo (basado en interpretación de señales o eventos premonitorios), cuyo objetivo es informar a la población amenazada acerca del acontecimiento o inminencia de un fenómeno peligroso real. Por otra parte una predicción (generalmente utilizada en diseño hidrológico) no especifica cuándo se producirá, sino que indica cuál será la magnitud de un evento hipotético crítico, dada su duración y su recurrencia (según la información probabilística de parámetros indicadores), o bien, en el más largo plazo, cuál será el evento máximo probable.

La magnitud de las medidas estructurales y no estructurales diseñadas para el aprovechamiento sustentable del recurso hídrico y para mitigar los efectos de amenazas hídricas guarda relación directa con el valor predicho del caudal o el nivel a que estarán expuestas en el futuro, los cuales, por su carácter aleatorio, solo se

pueden estimar en forma probabilística. Las principales pautas para predecir un valor de caudal de diseño (en diseño hidrológico) son el costo y la seguridad.

A continuación se presentan algunas problemáticas existentes en la actualidad en relación a diseño hidrológico sobre las cuales se trabaja en esta tesis para cubrir sus áreas de vacancia.

### Caracterización y cuantificación de flujos en cauces fluviales durante crecidas repentinas extraordinarias en las regiones áridas y semiáridas.

En las regiones áridas y semiáridas los cursos fluviales que escurren en estas regiones presentan características significativas como por ejemplo: a) marcada variabilidad de volúmenes escurridos y profundidades de flujo en las épocas de aguas altas (crecidas) y aguas bajas (estiaje) que impide la adopción de una única tecnología experimental de cuantificación óptima del recurso para ambos periodos; b) características torrenciales en sus hidrogramas de crecidas (crecidas repentinas) con tiempos al pico pequeños y grandes volúmenes escurridos en cortos intervalos de tiempo (lo que implica que el proceso no podrá asumirse como estacionario durante la actividad experimental; c) Importante tasa de transporte de sedimentos (incluyendo sedimentos de gran tamaño) y otros elementos (por ejemplo troncos de árboles) durante los eventos de crecidas que impiden el uso de técnicas de medición intrusivas; y d) Elevados niveles de turbulencia con fluctuaciones importantes de la superficie libre y velocidades de flujo (Patalano et al., 2014).

La complejidad de la caracterización de los flujos en cursos fluviales con las características mencionadas presenta un desafío tecnológico importante. Los molinetes convencionales y recientemente los perfiladores de corriente acústico Doppler (ADCP) desarrollados específicamente para aguas poco profundas están siendo utilizados para la determinación del caudal en ríos de montaña durante condiciones de aguas medias y bajas en régimen estacionario. La implementación de estas tecnologías en flujos torrenciales no estacionarios, con tiempos característicos de crecidas de unos pocos minutos no es factible ya que el tiempo de medición requerido para estimar un valor de caudal es del orden o mayor que el tiempo característico de la crecida. Además las tecnologías mencionadas son intrusivas y durante las crecidas repentinas, mantener el instrumento sumergido es muy difícil, y se corre el riesgo de dañarlo con troncos u otros materiales en suspensión que pueda llevar el río y las condiciones presentan una amenaza para la seguridad del personal. Por estos condicionantes no es habitual la disponibilidad de datos de caudales registrados durante crecidas repentinas en ríos de montaña de la Argentina.

En esta tesis, se abordarán las siguientes problemáticas básicas relacionadas al diseño hidrológico y en particular a la caracterización de flujos en cauces fluviales durante crecidas extraordinarias en las regiones semiáridas y áridas:

a) Por un lado, si bien para la caracterización de los flujos en cursos fluviales en regiones áridas y semiáridas es fundamental la estimación de los caudales escurridos, generalmente existe insuficiencia estadística de los registros históricos de caudales (Caamaño Nelli y Dasso, 2003) y/o incertidumbre de los valores extremos de caudales observados. Es habitual que se midan los niveles alcanzados por el agua (incluso durante las crecidas) y que no se realicen mediciones de caudal por la complejidad de caracterizar estos flujos; y a partir de esos niveles se estimen los caudales escurridos a partir de la extrapolación de valores aforados para condiciones de aguas bajas y medias mediante la aplicación de curvas que relacionan nivel de la superficie libre-caudal (H-Q). Esto genera incertidumbre en la estimación de esos caudales escurridos durante las crecidas y puede acarrear significativas diferencias respecto al valor de caudal real escurrido en un tramo del cauce. Las curvas H-Q se han utilizado durante más de un siglo y muchos autores han informado los resultados de las investigaciones de diferentes cuestiones relacionadas con el desarrollo y la aplicación de las mismas. Las curvas H-Q generalmente se desarrollan en las regiones áridas y semiáridas a partir de mediciones periódicas de los niveles y caudales escurridos medidos durante condiciones medias o bajas del río. Los caudales se calculan a partir de mediciones de velocidad y se grafican contra los niveles para obtener la curva H-Q. Durante inundaciones o condiciones de aguas altas, las condiciones de medición ofrecen serias dificultades prácticas y, por lo tanto, a menudo es necesario extrapolar la curva H-Q más allá de los caudales medidos más altos (Fenton, 2001).

Las curvas que relacionan altura-caudal (H-Q) en secciones de cauces fluviales se definen ajustando los valores de una serie de aforos (Sivapragasam y Muttil, 2005) y requieren, para una adecuada definición, una serie de mediciones de caudal que abarquen distintos niveles alcanzados por el agua en una sección y que los mismos estén bien distribuidos entre los períodos de estiaje y también capten las crecidas. Cuanto mayor sea el número de aforos y el rango de condiciones aforadas, mejores serán los resultados que puede a futuro estimar la curva. La importancia de contar con la curva H-Q es que, una vez construida, con el dato de altura se obtiene el caudal en forma directa. La sección de aforo donde se realiza una curva H-Q debe cumplir ciertos requerimientos: debe ser constante, no tener erosiones o sedimentaciones, no estar afectada por remanso y presentar un régimen del río

establecido. En nuestro país, a pesar de algunos esfuerzos realizados, son escasos los monitoreos para lograr una correcta cuantificación del recurso hídrico. A la fecha si bien se ha estimado la incertidumbre que surge de extrapolar estas H-Q (Domeneghetti et al. (2012)); no se ha cuantificado la importancia de aforar crecidas extraordinarias para posteriormente lograr un adecuado diseño de medidas estructurales y no estructurales para mitigar el riesgo hídrico. Domeneghetti et al. (2012) cuantificó la incertidumbre asociada a las estimaciones de caudal a partir de relaciones H-Q y analizó sus efectos. Los resultados allí alcanzados resaltan la importancia de los errores de extrapolación y cómo la incertidumbre en la H-Q puede ser responsable de estimar coeficientes de rugosidad de cauces fluviales poco realistas.

- b) Además, si se pretende conocer no solo los caudales escurridos sino también la superficie inundada y la distribución espacial de velocidades medias de un evento hidrológico extremo en un tramo de un cauce fluvial, muchas veces es de fundamental importancia la implementación de un modelo numérico hidrodinámico en dicho tramo del cauce. Todos los modelos numéricos hidrodinámicos se centran en la calibración del parámetro de rugosidad que, junto con la geometría, se considera que tienen el impacto más importante en la predicción de la extensión de inundación y las características del flujo (Aronica et al., 1998, Bates et al., 1996, Schmidt, 2002). Es por ello que, cuando se realiza un modelo numérico hidrodinámico de un tramo de cauce, es fundamental definir adecuadamente los coeficientes de rugosidad para que la calibración de dicho modelo resulte adecuada y el mismo pueda representar de manera correcta tanto los caudales como la superficie de inundación ocurrida durante el evento hidrológico extremo que se pretende simular. Para poder estimar correctamente dichos coeficientes es fundamental contar con datos medidos en campo durante el evento; más precisamente es necesario conocer al mismo tiempo las alturas alcanzadas por la superficie libre flujo y las velocidades del escurrimiento en una localización dada; y en la mayoría de los casos es muy complicado poder recopilar dicha información (más aun durante crecidas extraordinarias). La evaluación de técnicas de medición no intrusivas para caracterizar los flujos escurridos en un evento hidrológico extremo en un tramo de un cauce fluvial y la participación ciudadana en el registro de esta información es fundamental y será abordada en esta tesis. La ciencia ciudadana posee un gran potencial para mejorar la evaluación del riesgo de inundación, ya que datos hidráulicos valiosos se pueden calcular utilizando

mensajes, fotografías y películas producidas por los ciudadanos. Hoy en día, las nuevas tecnologías de comunicación e imágenes digitales han permitido al público producir grandes cantidades de observaciones de inundaciones y compartirlas a través de las redes sociales.

- c) También es importante tener en cuenta que en zonas montañosas de regiones áridas y semiáridas, muchas veces durante los eventos de crecidas repentinas existe una importante tasa de transporte de sedimentos; con características de flujos densos, uno de los fenómenos naturales más amenazantes en algunas regiones del mundo (inclusive en la Argentina). A excepción de descripciones especulativas basadas en pruebas circunstanciales limitadas, se han realizado muy pocos progresos en el análisis del mecanismo de generación y evolución de estos flujos así como las medidas estructurales y no estructurales para su mitigación. Una de las razones de esta situación es la dificultad de observar y cuantificar estos fenómenos en la naturaleza: ya que son eventos poco frecuentes; se producen en muy poco tiempo, y se generan particularmente con precipitaciones muy fuertes en áreas aisladas.

El fenómeno del flujo denso, como agente formador de conos aluviales en los pies de montañas, ha atraído la atención de fisiógrafos durante más de un siglo. Los flujos densos también son motivo de preocupación para los ingenieros que son responsables de las medidas estructurales y no estructurales requeridas para proteger la vida humana y la propiedad. Aunque se han diseñado diversos tipos de medidas, los flujos densos siguen siendo uno de los fenómenos naturales más amenazantes en algunas regiones del mundo. El estudio analítico del mecanismo del flujo denso no se había llevado a cabo antes de 1954, cuando Bagnold publicó su concepto de estrés dispersivo. Desde entonces, a excepción de descripciones especulativas basadas en pruebas circunstanciales limitadas, se han realizado muy pocos progresos en el análisis del mecanismo de los flujos densos.

Por las características de este tipo de flujos las tecnologías intrusivas de velocimetría (tales como molinetes convencionales o perfiladores de corriente acústico Doppler - ADCP) habituales para medir caudales en cursos fluviales no pueden ser implementadas y las actividades experimentales son de alto riesgo. Así, es importante evaluar y optimizar el uso de las técnicas no intrusivas para la caracterización de eventos de crecidas repentinas cuando existe una importante tasa de transporte de sedimentos (flujos densos).

### 1.1.2. Diseño hidráulico

El diseño hidráulico de medidas no estructurales (medidas de gestión, disposiciones legales y reglamentarias, normas de operación, etc.) requeridas para mitigar el riesgo hídrico están generalmente relacionadas a la determinación de las variables que caracterizan hidráulicamente el escurrimiento (velocidad y profundidad de escurrimiento), y que afectan la vulnerabilidad de personas, vehículos e incluso de infraestructura hídrica ante eventos de inundaciones.

El diseño hidráulico óptimo de medidas estructurales (infraestructura hídrica) incluye en primer lugar el diseño geométrico de la infraestructura que optimice su comportamiento hidráulico y que tenga en cuenta la compleja interacción de esta infraestructura con los flujos de agua turbulentos, lecho y márgenes (considerando los procesos de transporte de sedimentos), vegetación, etc. Además el diseño hidráulico óptimo debe incluir consignas de operación de esta infraestructura. La metodología generalmente utilizada en el diseño de infraestructura hídrica incluye en una primera etapa un diseño preliminar basado en ábacos y herramientas empíricas disponibles en la bibliografía especializada. Una segunda etapa antes de la construcción consiste en la verificación y optimización de este diseño preliminar basado en el uso de modelos. La interacción de la infraestructura hídrica diseñada con el ambiente es tan compleja que para poder estudiarla se requiere un modelo, es decir una representación simplificada del sistema real. En hidráulica, el término modelo corresponde a un sistema que simula un objeto real llamado prototipo, mediante la entrada de cierta información que se procesa y presenta en forma adecuada para emplearse en el diseño y operación de obras de ingeniería civil. Por su naturaleza, estos modelos pueden ser matemáticos, analógicos o físicos. La aplicación de cualquier tipo de modelo tiene sus limitaciones, las que van a depender de la complejidad del problema. Es por ello que se aconseja utilizar en forma combinada distintos tipos de modelos ya que uno proporciona mejor información que el otro en zonas específicas de la región a estudiar. En una tercera etapa, luego de la construcción del prototipo lo recomendable es la caracterización del flujo en escala real; y muchas veces esto reviste de gran complejidad por las condiciones de flujo y medición existentes. Este paso es fundamental para ajustar las leyes de operación y para futuros diseños de infraestructura similar.

A continuación se presentan algunas problemáticas existentes en la actualidad relacionadas al diseño hidráulico de medidas estructurales y no estructurales sobre las cuales se trabaja en esta tesis para cubrir sus áreas de vacancia:

## Caracterización y cuantificación de flujos durante inundaciones urbanas repentinas

En lo que se refiere a eventos hidrológicos extremos que generan inundaciones urbanas, generalmente estas se deben a eventos de precipitación de gran intensidad en un corto período de tiempo. En estos casos es de suma importancia poder estimar la vulnerabilidad de personas, vehículos e incluso de infraestructura hídrica ante eventos de inundaciones urbanas repentinas para la determinación de zonas de riesgo y prevenir potenciales consecuencias sobre los mismos ante eventos de inundación.

La probabilidad de ocurrencia de inundaciones urbanas repentinas ha aumentado apreciablemente en los últimos años (World Meteorological Organization, WMO, 2009). Científicos e ingenieros (Wright-Mc Laughlin Engineers, 1969; Rooseboom et al., 1986; Federal Emergency Management Agency, 1979; Australia Institute of Engineers, 1987; Témez, 1992; Nanía, 1999; Russo, 2009; Engineers Australia, 2010; Milanese et al., 2015; y Martínez-Gomariz et al., 2016) han publicado diversos artículos relacionados con problemas específicos generados por la escorrentía superficial durante las inundaciones urbanas. Estos artículos describen los efectos nocivos de estas inundaciones en la infraestructura urbana, incluidos los efectos negativos sobre las personas y los vehículos que resultan de las altas velocidades del agua. La cuantificación de los niveles de riesgo resultantes de las inundaciones repentinas es esencial para la planificación y posible mitigación de estos efectos.

La seguridad de las personas durante una inundación repentina puede verse comprometida cuando las personas se ven afectadas por caudales en los que es difícil permanecer estable y de pie, cruzar una calle u operar un vehículo. Varios investigadores han estudiado la estabilidad de las personas al caminar a través de las altas velocidades del agua desde finales de la década de 1960 con el fin de determinar la estabilidad de las personas mientras caminan a través de flujos de agua con altas velocidades. Aunque los primeros estudios evaluaron la inestabilidad de las personas basándose solo en la profundidad máxima del agua (Wright-Mc Laughlin Engineers, 1969; Rooseboom et al., 1986); más tarde y estudios más recientes mostraron que en áreas urbanas es posible demostrar que la estabilidad de las personas depende de la profundidad del agua ( $h$ ) y la velocidad del agua ( $v$ ) (Federal Emergency Management Agency, 1979; Australia Institute of Engineers, 1987; Témez, 1992; Nanía, 1999; Russo, 2009; Engineers Australia, 2010; Milanese et al., 2015; and Martínez-Gomariz et al., 2016). La guía desarrollada por Australia Institute of Engineers (1987) y

Engineers Australia (2010) estableció que para evitar que las personas sean arrastradas por las calles y las áreas de escorrentía circundantes durante una inundación repentina, la relación ( $v \cdot h$ ) no debe exceder el valor de  $0.4 \text{ m}^2/\text{s}$  para niños y  $0.6 \text{ m}^2/\text{s}$  para adultos. Milanesi et al. (2015) definieron, utilizando un modelo numérico, tres regiones de vulnerabilidad en un gráfico  $v - h$  que se muestra más adelante en este documento (ahogamiento, derrumbe y deslizamiento de niños y adultos). Todos los estudios mencionados anteriormente, que analizaron la inestabilidad de las personas durante las inundaciones, no se aplican a los vehículos y la infraestructura.

Se han establecido umbrales para describir los efectos negativos de las inundaciones urbanas en los vehículos. Xia et al. (2011) desarrolló una fórmula para predecir las velocidades de inicio del movimiento del vehículo movidas por un flujo de agua. Los parámetros requeridos en esa fórmula se estimaron en base a los datos experimentales recopilados en el laboratorio utilizando un canal y modelos de vehículos a escala reducida (los cuales incluyen los efectos de escala).

Para evaluar el riesgo de inundación en escala real, se requieren datos de velocidad del agua. Sin embargo, estos datos en áreas urbanas no están comúnmente disponibles y son difíciles de recolectar durante los eventos de inundación repentina con alta variabilidad del flujo. Las condiciones de flujo extremo durante inundaciones repentinas hacen que el uso de tecnologías de medición intrusiva, generalmente utilizadas en canales naturales pero que no se usan para medir el flujo superficial; tales como medidores de corriente, velocímetros acústicos Doppler (ADV) y perfiladores de corriente acústicos Doppler (ADCP); difíciles debido al alto riesgo en el funcionamiento del instrumento y la seguridad del operador. Nuevas tecnologías no intrusivas están disponibles en la actualidad pero las mismas, que están en etapa de desarrollo, necesitan ser optimizadas para su implementación en la caracterización y cuantificación de flujos durante inundaciones urbanas repentinas

### Optimización del funcionamiento de infraestructura hídrica en sistemas de esclusas y en estructuras de descarga de presas

Generalmente, la verificación del diseño hidráulico de infraestructura hídrica en prototipo no se realiza debido a las complejas condiciones experimentales que generalmente ocurren en el mismo. Una de las problemáticas que pueden aparecer en prototipo es la presencia de flujos bifásicos con elevadas concentraciones de burbujas de aire (en particular en vertederos de presas, sistemas de esclusas y estructuras de



disipación de energía), lo que no hace posible el uso de técnicas hidroacústicas para su correcta caracterización. En este tipo de flujos, el aire atrapado puede bloquear los transductores de los instrumentos hidroacústicos de medición (tales como el ADV o el ADCP), lo que causa una pérdida en la energía de retrodispersión del instrumento y/o de la señal acústica debido a que se transmite en un ángulo diferente al del ángulo con que fue diseñado (Mueller et al, 2013). Cuando el flujo posee una gran cantidad de aire incorporado o hay ingreso de aire debido al montaje del ADCP las mediciones se verán seriamente afectadas, ya que el rebote acústico de las partículas de aire es diferente; produciendo valores inválidos de la señal de retorno y por lo tanto un cómputo erróneo de las velocidades y caudal. En flujos con gran cantidad de aire incorporado la tecnología hidroacústica no puede ser utilizada y por lo tanto es necesario aplicar otra técnica de medición.

Otro ámbito donde las mediciones en prototipo son complejas, son los flujos que presentan elevadas velocidades de escurrimiento (en algunos casos superiores a los 10 m/s como por ejemplo los flujos a superficie libre presentes en estructuras de descarga de excedentes hídricos de presas) que impiden la implementación de técnicas intrusivas. A pesar de que la tecnología del ADCP permite realizar mediciones de velocidad de hasta 20 m/s, desde el punto de vista operativo realizar mediciones mayores a 3 m/s implican un riesgo muy alto para el operario y el equipo (Sontek, 2010). Es por ello que cuando se tienen rango de velocidades mayores a 3 m/s es necesario evaluar cambiar de técnica de medición y analizar la utilización de alguna que sea no intrusiva.

## 1.2. Técnicas experimentales no intrusivas de velocimetría por imágenes

### 1.2.1. Introducción

En la actualidad, se encuentran en continuo desarrollo las técnicas experimentales denominadas técnicas de velocimetría no intrusivas por imágenes digitales (PIV por sus siglas en inglés – Particle Image Velocimetry-), las cuales podrían ser utilizadas para generar información requerida para el diseño hidrológico e hidráulico de medidas estructurales y no estructurales y así mitigar el riesgo hídrico. PIV ha sido ampliamente utilizado en experimentos de laboratorio en la hidráulica por más de 30 años (Adrian, 2005, 1991, 1984).

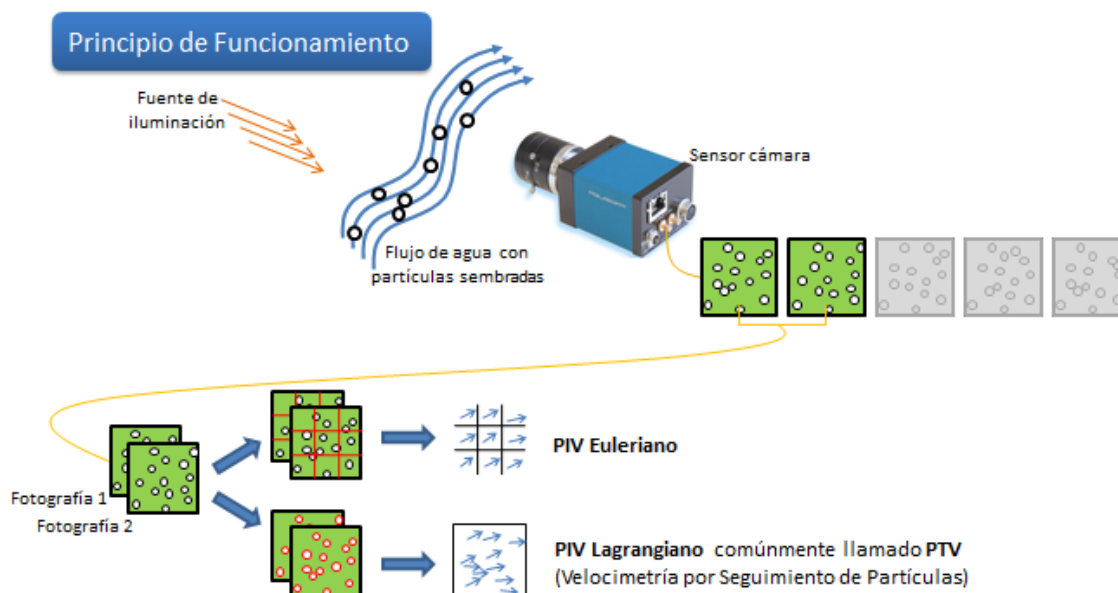
Las técnicas de velocimetría por imágenes digitales más conocidas son las técnicas de velocimetría por imágenes clásicas: la Velocimetría por seguimiento de Partículas (PTV, por sus siglas en inglés), la Velocimetría por imágenes de Partículas (PIV, por sus siglas en inglés), y su implementación a gran escala (LSPTV y LSPIV, respectivamente por sus siglas en inglés).

#### 1.2.2. Descripción de técnicas de velocimetría por imágenes clásicas (PIV y PTV)

Las técnicas de medición por imágenes permiten caracterizar el campo de velocidades de flujos con alta resolución temporal y espacial mediante un análisis de imágenes que ilustran los desplazamientos de trazadores (partículas sembradas o patrones superficiales) que caracterizan el flujo en el sector analizado. Una de esas técnicas, denominada velocimetría por imágenes de partículas PIV (Particle Image Velocimetry), prevé el análisis euleriano del desplazamiento de los trazadores debido a que obtiene los campos de velocidades del flujo comparando el desplazamiento de patrones o grupos de partículas en un sector definido de una imagen, en cambio la velocimetría de seguimiento de partículas PTV (Particle Tracking Velocimetry) prevé el análisis lagrangiano ya que analiza cada partícula en forma individual y determina su desplazamiento al comparar su posición en distintos momentos del tiempo. El desarrollo de estas técnicas en los últimos años ha permitido su aplicación en la caracterización de flujos complejos logrando un avance notable en el campo de la mecánica de los fluidos e hidráulica. En la Figura 1 se muestra un esquema del funcionamiento de las técnicas PIV/PTV. La metodología experimental general consiste en obtener un video (con una longitud de registro suficiente para obtener parámetros estadísticos representativos) que permita evaluar el desplazamiento de trazadores dentro del flujo, con una adecuada iluminación. Luego el video se lo descompone en imágenes y en base a dos imágenes capturadas en un intervalo de tiempo conocido se podrán realizar distintos tipos de procesamiento y/o análisis:

- Análisis Euleriano (PIV): se toma cada imagen, se la divide en ventanas de análisis y se compara el desplazamiento promedio entre pares de imágenes de los patrones o grupos de trazadores dentro de cada ventana. De todo esto se obtiene un vector velocidad de cada ventana de análisis para cada par de imágenes. Finalmente, se promedian los vectores de velocidades de todos los distintos pares de imágenes obteniéndose un campo promedio de velocidades.
- Análisis Lagrangiano (PTV): se detecta el centroide de cada partícula en cada par de imagen y se obtiene un vector desplazamiento para cada partícula (Baek y Lee,

1996; Brevis et al, 2011; Lloyd et al., 1995; Perkins y Hunt, 1989). Con dichos vectores se trazan las trayectorias a lo largo del flujo, e, interpolando las posiciones de cada partícula en cada instante, se obtiene el campo de velocidades del flujo. PTV es una técnica de medición no intrusiva y se emplean cuando hay menor densidad y mayor tamaño de partículas que en la técnica PIV.



**Figura 1** - Esquema del conjunto de elementos para la aplicación de PIV/PTV clásico.

Para implementar ambas técnicas (PIV/PTV) es necesario contar básicamente con cuatro componentes:

- Una región que contenga al fluido con las partículas a evaluar. En algunos casos el fluido deberá ser ópticamente de baja opacidad, mientras que en otras ocasiones se analizarán perturbaciones sobre la superficie o también partículas sembradas sobre ella que no requieren de un fluido transparente o traslúcido.
- Una fuente de luz (laser) para iluminar la zona de interés (un plano o un volumen).
- Sistema de adquisición, transmisión y/o almacenamiento basado en una cámara CCD/CMOS, o filmadora, o placas holográficas. La resolución del dispositivo de adquisición es de suma importancia si consideramos los elementos que deben ser encuadrados (para luego tener referencias de distancias conocidas) y el tamaño de las propias partículas cuya posición luego deberá ser determinada sucesivamente;
- Sistema de procesamiento de datos para extraer la información de velocidades.

A continuación se describe con mayor profundidad la técnica de velocimetría por imágenes de partículas (PIV, que incluye un análisis euleriano de las imágenes) ya que será la técnica utilizada en esta tesis: este análisis euleriano de las imágenes en

la práctica este se logra a través de la extracción de muestras de las imágenes en un sector que se denomina áreas de Interrogación, para luego determinar desplazamientos medios para cada una de ellas al analizarlas por medio de procesos estadísticos, en este caso, técnicas de correlación. En la Figura 2 se muestra un esquema del funcionamiento de la técnica. La metodología consiste en obtener imágenes de la posición de partículas previamente “sembradas” en el flujo a intervalos constantes de tiempo. En base a dos imágenes capturadas en un intervalo de tiempo conocido, se identifican las posiciones de las partículas en cada imagen mediante un programa específico y luego se calcula el desplazamiento de las partículas en dos imágenes sucesivas, el cual dividido el tiempo de exposición entre las imágenes permite obtener el vector de velocidad. El campo de flujo a medir es aquel en donde se encuentran las partículas trazadoras, con lo cual, es necesario en muchos casos emplear un haz de láser a los fines de materializar las partículas y discriminarlas de aquellas que se encuentran en otros planos. Para la caracterización experimental incluida en este trabajo, se midieron velocidades superficiales, para lo cual se sembraron partículas con una densidad apenas menor que la del agua y por lo tanto no fue necesaria la utilización del haz de láser.

La correspondencia entre la posición de un grupo de partículas en dos imágenes sucesivas (requerida para calcular su desplazamiento y con este la velocidad) puede ser obtenida por diversos métodos. En particular, el procedimiento de correlación cruzada se basa en la hipótesis que dentro de una región dada, un pequeño desplazamiento de fluido se realiza sin deformarse ni rotar. Por lo tanto, si se realiza una correlación entre un grupo de partículas en una imagen, con una serie de distribuciones centradas en los grupos de las llamadas partículas candidatas en la segunda imagen, el valor mayor de correlación será obtenido cuando los grupos de partículas candidatas correspondan a las partículas objetivo en la segunda imagen. Si la distribución de las partículas trazadoras cambia significativamente entre dos tomas consecutivas o si el paso de tiempo entre las dos tomas es muy grande, la eficiencia de los algoritmos de análisis puede disminuir dependiendo de las características del flujo.



**Figura 2** - Esquema del conjunto de elementos para la aplicación de PIV clásico.

Si bien el método tiene como desventaja una alta demanda computacional de los algoritmos de correlación cruzada que suelen emplearse para calcular los vectores de velocidad, se puede decir que es una técnica relativamente sencilla de aprender y fácil de aplicar en forma repetitiva. Las configuraciones experimentales que se muestran en Figura 1 y Figura 2 son las recomendadas para utilizar en pequeñas instalaciones experimentales (por ejemplo en laboratorio) pero no es aplicable para caracterizar flujos de agua a gran escala como los que se analizan en esta tesis. A continuación se presentan las recomendaciones necesarias para implementar la técnica de velocimetría PIV a gran escala que permita su implementación en las áreas de vacancia presentadas previamente en esta tesis.

Varias herramientas computacionales de libre acceso han sido desarrolladas durante los últimos 5 – 10 años tanto para análisis del tipo PIV (por ejemplo OpenPIV; Taylor et al., 2010 o PIVlab; Thielicke y Stamhuis, 2014) o PTV (por ejemplo OpenPTV; Liberzon y Meller, 2013 o PTVlab; Patalano et al., 2013).

### 1.2.3. Implementación de PIV a Gran Escala (LSPIV)

Desde la década de 1980, muchos investigadores intentaron adaptar la técnica PIV para caracterizar flujos de mayores escalas a los presentes en laboratorio, incluyendo mediciones de campo, apareciendo la técnica Velocimetría por Imágenes de Partículas a Gran Escala (LSPIV por sus siglas en inglés -Large Scale Particle

Image Velocimetry-) (Creutin et al., 2003; Fujita et al., 1998; Gunawan et al., 2012; Le Coz et al., 2014; Muste et al., 2008).

La técnica de Velocimetría por Imágenes de Partículas a Gran Escala (LSPIV) es una moderna técnica experimental con gran potencial para el monitoreo de diversos flujos superficiales en cauces naturales de manera remota (no intrusiva). Con esta técnica LSPIV se puede analizar el desplazamiento de las partículas que flotan sembradas en el flujo o determinados patrones existentes sobre la superficie del agua, generados por la turbulencia. El desarrollo de esta técnica en los últimos años ha permitido su aplicación en la caracterización de flujos complejos logrando un avance notable en el campo de la mecánica de los fluidos e hidráulica.

La principal diferencia entre PIV (pequeña escala) y LSPIV (gran escala) son las escalas del flujo de interés a caracterizar. PIV y LSPIV también difieren en las complejidades existentes en las mediciones de campo a gran escala, tales como la iluminación variable, y la accesibilidad limitada a las vistas de cámara ortogonales a los flujos a caracterizar (Patalano et al, 2017). En mediciones de velocidades superficiales del flujo a gran escala (en el campo, por ejemplo), se presenta una problemática adicional a las existentes para el caso de PIV clásico que es la rectificación de las coordenadas del Mundo Real a una proyección ortogonal. Dicha rectificación es necesaria por la oblicuidad de la cámara al momento de la adquisición de las imágenes ya que no es posible colocar la cámara perpendicular a la dirección del flujo. Dos alternativas metodológicas existen actualmente para realizar dicha corrección: la rectificación de cada una de las imágenes durante la fase de adquisición o la rectificación de los resultados en la etapa de post-procesamiento de los resultados. Patalano et al. (2017) propone la segunda alternativa ya que tiene menor costo computacional; y consiste en rectificar los resultados a una vista ortogonal y calibrarlos para transformar las velocidades de [pixel/intervalo de imagen] a [m/s]. Para ello se requieren al menos cuatro puntos no alineados, con distancias conocidas entre ellos, para transformar la imagen obtenida en perspectiva en una imagen de proyección orto-normal. A continuación se detallan las principales diferencias entre la implementación de LSPIV y PIV clásico:

- La principal diferencia con el PIV tradicional de laboratorio es la escala del área de estudio: es pasar de las superficies del orden de  $10^{-2} \text{ m}^2$  en laboratorio a la escala del río, del orden de  $5000 \text{ m}^2$ .
- Para enmarcar toda la zona de estudio, lo más probable es que las imágenes se capten con una cámara digital ubicada oblicuamente al río. Las imágenes

resultantes son distorsionadas por efectos de perspectiva, por lo tanto lo son también los resultados de desplazamiento después el procesamiento. Eso implica la rectificación digital de los resultados en post-procesamiento a partir de 4 Puntos de Control relevados y no alineados in situ para rectificar los resultados procesados y calibrar estos últimos (Patalano et al., 2017).

- Una pobre resolución asociada a un gran ángulo causa una gran diferencia de áreas integradas en los píxeles. Cuanto más cerca de la cámara habrá áreas mucho más detalladas que las zonas más lejanas, donde el detalle del trazador se pierde, suavizado por la gran área que representan los píxeles.
- LSPIV permite la aplicación de la técnica a un entorno natural cuyas condiciones no estén controladas ya que en el laboratorio, podemos regular el tipo de iluminación y la siembra de los trazadores de forma óptima mientras que en la naturaleza, la iluminación es la del sol, y depende de las condiciones meteorológicas y de la hora del ensayo. La superficie de los ríos suele ser marcada por sombras o reflejos.
- La siembra natural del río suele ser baja. En crecida, escombros transportados a la superficie son buenos trazadores. La siembra es una cuestión importante, ya que sin trazador, ninguna medida es posible.

### Descripción del instrumental requerido para LSPIV

Para poder implementar la técnica del LSPIV se requiere una serie de instrumentos tanto para las actividades de campo como para las de gabinete. Para las actividades de campo se necesita:

- Un dispositivo que cuente con una cámara que pueda grabar un video con una cierta calidad de resolución el curso de agua que se quiera medir;
- Un elemento de medición de distancias como ser una regla, una cinta, un distanciómetro, etc. para poder relevar la posición de los puntos fijos, los cuales servirán para poder realizar la rectificación de los resultados.

Para la estimación de las velocidades del flujo en gabinete se necesita que una computadora con los siguientes programas instalados:

- PIVlab (se descarga de <http://pivlab.blogspot.com.ar/>, Thielicke y Stamhuis, 2014). Este software de código abierto permite la aplicación de PIV clásico. Calcula no solo la distribución de velocidades entre un par de imágenes, sino que también permite la derivación, visualización y exportación de varios parámetros del flujo. El mismo emplea una interfaz gráfica de uso (GUI) fácil para el usuario para poder realizar un análisis de PIV y un post-procesamiento de datos de forma rápida y eficiente.

- RIVeR (se descarga de <http://riverdischarge.blogspot.com.ar/>, Patalano et al., 2017). Es una herramienta que ha sido desarrollado por el Centro de Estudios y Tecnología del Agua (CETA) de la Universidad Nacional de Córdoba (UNC) desde 2013 para la aplicación de LSPIV. Su objetivo no solo es realizar una caracterización de los flujos de aguas superficiales tales como ríos, canales artificiales (riego, planta de tratamientos, etc.), sino también a los modelos físicos a gran escala en laboratorio. Utiliza como entrada cualquier resultado de PIVlab o PTVlab (software análogo al anterior pero que permite la aplicación de PTV clásico).

### 1.3. Áreas de vacancia

De lo expuesto anteriormente se destacan las siguientes áreas de vacancia en relación al diseño hidrológico, diseño hidráulico y a la implementación de técnicas LSPIV sobre las cuales se trabajará esta tesis:

- Diseño hidrológico:

La principal variable de interés en el diseño hidrológico es el caudal escurrido superficialmente en cauces naturales. Si bien mediante la aplicación de LSPIV se podrían estimar caudales escurridos superficialmente en cursos fluviales o urbanos en condiciones extremas (crecidas repentinas) tanto de manera discreta como continua en el tiempo; para poder realizar un aforo aplicando LSPIV no solamente es necesaria la batimetría de una sección y el perfil de velocidades medias superficiales en la misma, sino que es necesario conocer la relación existente entre la velocidad media de la sección y la velocidad media superficial de la misma (coeficiente  $\alpha$ ).

La relación  $\alpha$  depende de muchos parámetros, como la sección transversal del cauce, la rugosidad del lecho, la geometría aguas arriba y aguas abajo de la sección transversal, corrientes secundarias y otros. Previamente al desarrollo de este trabajo, se había estudiado la relación existente entre la velocidad media y la media superficial de una sección (coeficiente  $\alpha$ ). Cheng et al. (2004) concluyeron que es confiable utilizar la velocidad superficial como índice para determinar el caudal del río porque el valor de  $\alpha$  siempre cae en el rango de 0.80 a 0.93. El estudio de la relación entre velocidades superficiales y medias del flujo (coeficiente  $\alpha$ ) ha sido estudiado aplicando diferentes enfoques tales como el método de entropía explicado en Chen y Chiu



(2004), Chiu y Said (1995) y también en Bechle y Wu (2014). Sin embargo, no existe una relación universal que permita conocer su valor; y sería fundamental estimar un valor de  $\alpha$  a partir de datos registrados en el mismo lugar (es decir durante la misma ocurrencia del evento hidrológico que se busca caracterizar).

Por otro lado, la incertidumbre asociada a la extrapolación de curvas HQ para la estimación de caudales es una variable sin cuantificar, y al informar un caudal a partir de la aplicación de una relación HQ con valores aforados menores no se conoce ni siquiera un orden de magnitud del error debido a dicha extrapolación.

Además, para la estimación de caudales máximos escurridos en una sección a partir de la aplicación de modelos hidráulicos computacionales (método ampliamente utilizado en el mundo), es fundamental conocer los coeficientes de rugosidad que relacionan las velocidades del flujo y las alturas alcanzadas por el agua en la misma. Sin embargo, muchas veces no es sencilla dicha estimación (sobre todo en eventos hidrológicos extremos), lo que conlleva a errores en la estimación de los caudales máximos. En este trabajo se propone la aplicación de LSPIV para cubrir esta área de vacancia.

En el fenómeno del flujo denso se han realizado muy pocos progresos en el análisis del mecanismo de estos flujos. Una de las razones de esta situación es la dificultad de observar y medir estos fenómenos en la naturaleza: son eventos poco frecuentes; se producen en muy poco tiempo, particularmente con precipitaciones muy fuertes en áreas aisladas. Es por ello que se busca implementar, para estimar la velocidad y la concentración de un flujo denso, la técnica experimental remota LSPIV.

- Diseño hidráulico:

La seguridad de las personas durante una inundación repentina puede verse comprometida cuando las personas se ven afectadas por caudales en los que es difícil permanecer estable y de pie, cruzar una calle u operar un vehículo. Previamente a este trabajo, para estimar la vulnerabilidad de personas o vehículos durante inundaciones urbanas repentinas se habían realizado estudios basados en modelos numéricos o físicos pero nunca mediciones in situ al momento de la crecida debido al alto riesgo y a la peligrosidad de estos flujos. Se propone aplicar LSPIV para evaluar la vulnerabilidad.

En la actualidad es muy complejo poder cuantificar y caracterizar hidrodinámicamente el flujo escurrido en estructuras de descarga de presas o en

sistemas de esclusas. En el primero de estos casos la complicación viene dada por las elevadas velocidades de escurrimiento (en algunos casos superiores a los 10 m/s) que impiden la implementación de técnicas intrusivas; mientras que en el segundo de los casos al estar en presencia de flujos bifásicos con elevadas concentraciones de burbujas de aire, no es posible el uso de técnicas hidroacústicas para su correcta caracterización. En ambos casos se propone la aplicación de LSPIV.

## 1.4. Objetivo general y específicos

### 1.4.1. Objetivos generales

El objetivo general de esta tesis es optimizar el diseño hidrológico e hidráulico de medidas estructurales y no estructurales utilizando la técnica de Velocimetría por Imágenes de Partículas a Gran Escala (LSPIV). Los estudios que se presentan están relacionados a la optimización y a la aplicación de esta técnica experimental para avanzar en diferentes áreas de vacancia presentadas en la sección previa.

### 1.4.2. Objetivos específicos

- Diseño hidrológico:
  - ✓ Optimizar la técnica LSPIV para la determinación de caudales mediante una estimación adecuada de la relación existente entre la velocidad media y la media superficial de una sección (coeficiente  $\alpha$ ).
  - ✓ Evaluar la importancia de la cuantificación de caudales durante crecidas extraordinarias para la predicción precisa de caudales de diseño.
  - ✓ Cuantificar un evento hidrológico extremo con videos generados por colaboración abierta distribuida aplicando LSPIV. La información derivada de esta cuantificación permite conocer no solo los caudales escurridos sino también la superficie inundada y la distribución espacial de velocidades medias de un evento hidrológico extremo fundamental para la implementación de un modelo numérico hidrodinámico en dicho tramo del cauce.
  - ✓ Caracterizar experimentalmente flujos densos aplicando LSPIV.
  
- Diseño hidráulico:

- ✓ Estimar la vulnerabilidad de personas y vehículos durante inundaciones urbanas repentinas aplicando LSPIV.
- ✓ Optimizar el funcionamiento de infraestructura hídrica en sistemas de esclusas mediante la aplicación de LSPIV.
- ✓ Optimizar el funcionamiento de infraestructura hídrica en estructuras de descarga de presas mediante la aplicación de LSPIV.

## 1.5. Metodología

El **Capítulo 2: Optimización de diseño hidrológico de medidas estructurales y no estructurales utilizando LSPIV** evalúa la incertidumbre debida a la extrapolación de curvas HQ en cursos fluviales (ante la ausencia de datos de aforos en crecidas); y se relacionó dicha incertidumbre con la recurrencia del máximo caudal aforado en un determinado curso fluvial. Este análisis muestra claramente la importancia de implementar técnicas no intrusivas para cuantificar caudales durante crecidas extraordinarias. Para ello se trabajó en la optimización de la técnica LSPIV para la estimación de caudales escurridos en cursos fluviales con desarrollos propuestos en la determinación de un parámetro fundamental: la relación existente entre la velocidad media y la velocidad media superficial de una sección transversal de un cauce el (coeficiente  $\alpha$ ). Este desarrollo propuesto consiste en la implementación de un modelo numérico hidrodinámico para la estimación de velocidades en una sección transversal a partir de las ecuaciones RANS de Navier Stokes que utiliza la información de velocidades superficiales registrada. Además, en este capítulo se muestran avances en la calibración de modelos hidráulicos y sus respectivos coeficientes de rugosidad durante eventos hidrológicos extremos y la estimación de velocidades de flujos densos, ambos a partir de la aplicación de la técnica LSPIV.

El **Capítulo 3: Optimización de diseño hidráulico de medidas estructurales y no estructurales utilizando LSPIV** presenta en primer lugar un estudio donde se estima la vulnerabilidad de personas y vehículos durante inundaciones urbanas repentinas a partir de la aplicación de LSPIV. En el caso de los vehículos se ha comparado la posibilidad de la utilización de puntos fijos para el proceso de ortorectificación requerido por LSPIV o bien de las dimensiones de los mismos (puntos móviles). Los rangos de vulnerabilidad observados se comparan con estudios previos realizados en base a modelos numéricos o a modelos físicos (ya que previamente no

se habían podido realizar mediciones in situ como las aquí presentadas). En este capítulo además se presentan estudios realizados para mejorar el diseño hidráulico de infraestructura hídrica aplicando LSPIV: por un lado se cuantifica y caracteriza hidrodinámicamente el flujo escurrido en flujos existentes en sistemas de esclusas con gran presencia de aire; y por otro lado se caracterizan los flujos en estructuras de descarga de presas tanto en modelo físico como en prototipo.

El **Capítulo 4: Conclusiones, recomendaciones y trabajos futuros** presenta las principales conclusiones del trabajo, algunas recomendaciones y trabajos futuros en las líneas de investigación desarrolladas en este trabajo.

*Durante el desarrollo de este trabajo se publicaron resultados parciales en distintos congresos y reuniones científico-técnicas; y además se han publicado resultados en revistas internacionales indexadas con referato.*

*Además se presentan estudios de campo realizados durante una estadía de investigación en el USGS (United States Geological Survey, Office of Surface Water - Estados Unidos), más precisamente en el USGS Illinois Water Science Center, Illinois, Estados Unidos; y también se presentan resultados de estudios de laboratorio realizados en el marco de un proyecto de cooperación internacional con expertos del Instituto Nacional de Hidráulica de Chile.*

## CAPÍTULO 2

# Optimización de diseño hidrológico de medidas estructurales y no estructurales utilizando LSPIV

*Parte del contenido del Capítulo 2 fue publicado en:*

*Le Coz J. (Irstea, Unité de Recherche Hydrologie-Hydrauliquex, France); Patalano A. (Univ. Nac. de Córdoba); Collins D. (NIWA, Applied Hydrology, Hydrodynamics, New Zealand); Guillén N. F. (Univ. Nac. de Córdoba); García C. M. (Univ. Nac. de Córdoba); Smart G. M. (NIWA, Applied Hydrology, Hydrodynamics, New Zealand); Bind J. (NIWA, Applied Hydrology, Hydrodynamics, New Zealand); Chiaverini A. (NIWA, Applied Hydrology, Hydrodynamics, New Zealand); Le Boursicaud R. (Irstea, Unité de Recherche Hydrologie-Hydrauliquex, France); Dramais G. (Irstea, Unité de Recherche Hydrologie-Hydrauliquex, France); Braud I. (Irstea, Unité de Recherche Hydrologie-Hydrauliquex, France). "Crowdsourced data for flood hydrology: Feedback from recent citizen science projects in Argentina, France and New Zealand", *Journal of Hydrology*, Available online 26 July 2016, ISSN 0022-1694, <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.07.036>. (<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169416304668>).*

*Además se presentan resultados del estudio de laboratorio denominado "Modelo hidráulico a escala reducida para el diseño y verificación del sistema de obras aluvionales en la quebrada de Macul, Región Metropolitana", proyecto realizado como cooperación internacional con expertos del Instituto Nacional de Hidráulica de Chile.*

*También se presenta una herramienta computacional desarrollada para la realización de análisis de frecuencia de variables hidrológicas denominada FACETA; la cual cuenta con una interfaz amigable y de fácil aplicación, se ha realizado en español y permite una rápida y sencilla visualización de los resultados que se van obteniendo.*

## 2. Optimización de diseño hidrológico de medidas estructurales y no estructurales utilizando LSPIV

### 2.1. Introducción

En este capítulo en primer lugar se estima la incertidumbre relacionada a la predicción de valores extremos de caudal sobre la base de la extrapolación en curvas altura de superficie libre y caudal en cauces y se propone reducir esa incertidumbre a partir de la implementación de LSPIV durante crecidas. Para estimar dicha incertidumbre se ha desarrollado una interfaz computacional amigable, fácil aplicación y sencilla visualización y análisis de resultados, para la realización de análisis de frecuencia de máximos de series hidrológicas (denominado FACETA); el cual permite relacionar una serie de máximos de una variable hidrológica dada (por ejemplo caudales medios diarios, días lluviosos al año, etc.) con diferentes recurrencias.

Por otro lado, para optimizar la implementación de LSPIV para estimar caudales, se presenta el desarrollo de un modelo numérico para la estimación de velocidades en una sección transversal a partir de las ecuaciones RANS de Navier Stokes. Con ello se estimó la relación existente entre la velocidad media y la velocidad media superficial de una sección transversal de un cauce (coeficiente  $\alpha$ ), parámetro fundamental para la estimación de caudales escurridos a partir de la aplicación de esta técnica experimental. Para el cálculo de este coeficiente fundamental se utilizan datos registrados en el mismo lugar durante el registro del video (es decir durante la misma ocurrencia del evento hidrológico que se busca caracterizar).

Finalmente, con la técnica LSPIV optimizada se muestran los beneficios de la calibración de modelos hidráulicos y sus respectivos coeficientes de rugosidad durante eventos hidrológicos extremos y la estimación de velocidades de flujos densos.

## 2.2. Importancia de la cuantificación de caudales durante crecidas extraordinarias para la predicción precisa de caudales de diseño

### Introducción

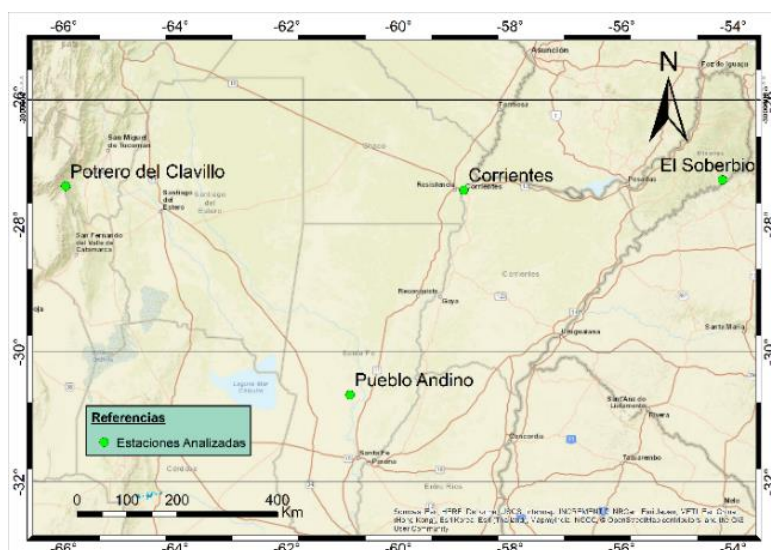
Generalmente al diseño hidrológico se lo utiliza para la estimación de la Creciente de Proyecto. Sin embargo la estimación de los caudales escurridos en la crecienta de proyecto está afectada por la insuficiencia estadística de los registros históricos de caudales (Caamaño Nelli y Dasso, 2003) y por la incertidumbre de los valores extremos de caudales observados. Por otro lado, para la caracterización de los flujos en cursos fluviales, es habitual que se midan los niveles alcanzados por el agua (incluso durante las crecidas) y que no se realicen mediciones de caudal por la complejidad de caracterizar estos flujos; y a partir de esos niveles se estimen los caudales escurridos a partir de la extrapolación de valores aforados para condiciones de aguas bajas y medias mediante la aplicación de curvas que relacionan altura-caudal (H-Q). Esto genera incertidumbre en la estimación de esos caudales escurridos durante las crecidas y puede acarrear significativas diferencias respecto al valor de caudal real escurrido en un tramo del cauce.

En nuestro país, a pesar de algunos esfuerzos realizados, son escasos los monitoreos para lograr una correcta cuantificación del recurso hídrico; y lo que se busca en este apartado es analizar la importancia de una adecuada estimación de las relaciones H-Q. En este apartado, a partir de series históricas de aforos, caudales y alturas de algunos cursos fluviales de la Argentina realizadas por la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación se busca analizar la incertidumbre relacionada a la extrapolación de curvas altura-caudal (H-Q). En forma adicional se analiza el contraste entre la estimación de caudales de diseño a partir de dos metodologías distintas: a) a partir de los datos de H estimar los Q y a partir del análisis de frecuencia de Q obtener los caudales de diseño; o b) realizar análisis de frecuencia de H y a partir de los niveles asociados a las diferentes recurrencias obtener los caudales de diseño con las curvas H-Q.

### Metodología

Se utilizaron para este trabajo series históricas de aforos, niveles, caudales máximos instantáneos y caudales medios diarios de la Base de Datos Hidrológica Integrada (BDHI) de la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación. Las estaciones seleccionadas para el análisis fueron las siguientes (ver Figura 3):

- *Pueblo Andino – Río Carcarañá*, Provincia de Santa Fe (Latitud:-30°40'24", Longitud: -60°51'57.4"): 36 años de información recopilada entre 1980 y 2016;
- *El Soberbio – Río Uruguay*, Provincia de Misiones (Latitud:-27°17'55.7", Longitud: -54°11'35.7"): 37 años de información recopilada entre 1980 y 2017;
- *Corrientes – Río Paraná*, Provincia de Corrientes (Latitud:-27°27'35", Longitud: -58°50'00"): 113 años de información recopilada entre 1904 y 2017;
- *Potrero del Clavillo – Río Las Cañas*, Provincia de Tucumán (Latitud: 27° 23' 59,50" Longitud: 65° 58' 28,50"): 34 años de información recopilada entre 1969 y 2003.



**Figura 3 - Localización de las secciones de aforo analizadas.**

Estas estaciones fueron seleccionadas por poseer una adecuada base de datos de aforos de caudales, y además cuenta con datos históricos de Altura (H), Caudal Medio Diario (QMD) y Caudal Máximo Instantáneo (QMI).

La metodología de trabajo utilizada se resume de la siguiente manera:

1. *Ajuste de relaciones H-Q*: a partir de los aforos disponibles en cada localización analizada se estimaron curvas altura-caudal. La ecuación adoptada es del siguiente tipo:

$$Q = C(H - H_0)^{5/3} \quad \text{[Ecuación 1]}$$

Donde  $C$  y  $H_0$  son parámetros de ajuste; y  $H$  es nivel informado durante el aforo (en m) y  $Q$  es el caudal aforado (en  $m^3/s$ ).



Para la misma serie de aforos se realizaron distintos ajustes para poder analizar la incertidumbre relacionada a la extrapolación de las curvas H-Q: además del ajuste de la serie completa de aforos, también se ajustaron curvas a partir de series trucas para diferentes umbrales de nivel predefinidos.

2. *Análisis de frecuencia*: se relacionaron las series históricas de las siguientes variables con el período de retorno:
  - a. Caudales máximos instantáneos (QMI).
  - b. QMD calculados a partir de las relaciones H-Q predefinidas.
  - c. Niveles (H).

Para la realización del análisis de frecuencia se desarrolló una herramienta computacional denominado FACETA; el cual permite relacionar una serie de máximos anuales de una variable hidrológica dada (por ejemplo caudales medios diarios, niveles máximos anuales, etc.) con diferentes recurrencias. FACETA cuenta con una interfaz amigable y de fácil aplicación, se ha realizado en español y permite una rápida y sencilla visualización de los resultados que se van obteniendo.

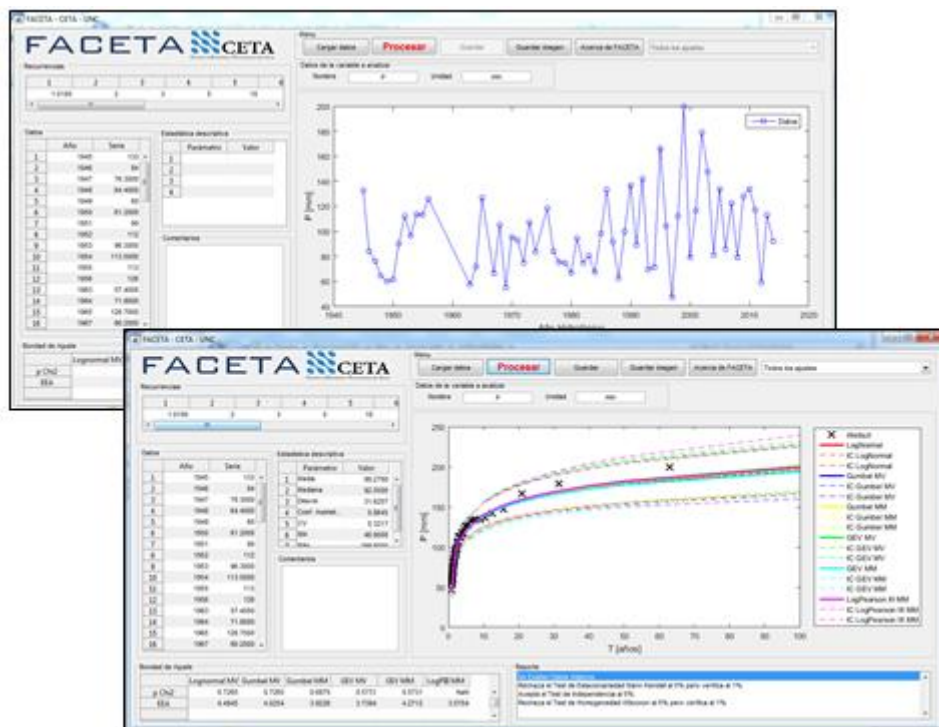
El código de FACETA se ha escrito en el lenguaje de programación Matlab®, y es una herramienta computacional abierta, libre y accesible. Vale aclarar que actualmente en la cátedra “Hidrología y Procesos Hidráulicos” de la carrera de grado Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba (FCEFYN UNC), donde se introduce a los alumnos en la temática de la estadística hidrológica, se utiliza este desarrollo como método de uso y enseñanza.

Al programa desarrollado se le ingresa una serie hidrológica de máximos en un archivo tipo planilla de cálculo de dos columnas (año; valor de la variable analizada en ese año) en formato “.xls” y a continuación se detallan las capacidades del mismo:

- Selección de los tiempos de retorno para los cuales se deseen estimar los parámetros hidrológicos.
- Verificación de hipótesis estadísticas de la serie histórica de máximos para que los resultados tengan validez estadística: el programa realiza la prueba de independencia (Wald-Wolfowitz, 1943), estacionariedad (Mann, 1945 y Kendall, 1975) y homogeneidad a escala anual (Wilcoxon, 1945), además de la detección de datos atípicos de Chow (1951).

- Determinación de los estadísticos de la muestra (media, desvío estándar, máximo, mínimo, mediana, etc.).
- Análisis de estadística inferencial mediante la aplicación de la función de distribución de probabilidad (FDP) empírica de Weibull; además del ajuste de 6 FDP teóricas: Log Normal de 2 parámetros; Gumbel; General de Valores Extremos (GEV) y Log Pearson tipo III. Los parámetros de ajuste de cada una de estas distribuciones de población se obtienen según los procedimientos adaptados para cada una de ellas, entre los que se cuentan: Método de Momentos (MM) y Máxima Verosimilitud (MV).
- Realización de dos series de pruebas de bondad de ajuste a cada una de las 6 FDP teóricas aplicadas. El programa realiza el test de Chi Cuadrado y estima también el error estándar de ajuste (EEA). Vale aclarar que la función que mejor ajusta es aquella que arroja el mayor valor de “p” en la prueba de Chi Cuadrado o bien arroja el menor valor de “EEA”.
- Registro de los resultados alcanzados: permite guardar en forma de tablas en formato “.xls” los resultados numéricos alcanzados y en forma de figuras en formato “.jpg” diferentes imágenes con resultados obtenidos.

A continuación en la **Figura 4** se presenta la interfaz del programa desarrollado con algunos de los resultados alcanzados para un caso ejemplo.



**Figura 4** – Interfaz de FACETA.

3. *Análisis de los resultados obtenidos:* se analizó la variación de los caudales de diseño asociados a diferentes recurrencias estimados a partir, no solo de diferentes variables (QMI, QMD, H), sino también a partir de diferentes relaciones H-Q obtenidas del ajuste del conjunto completo de aforos y de las muestras de aforos truncadas a distintos niveles máximos.

## Resultados

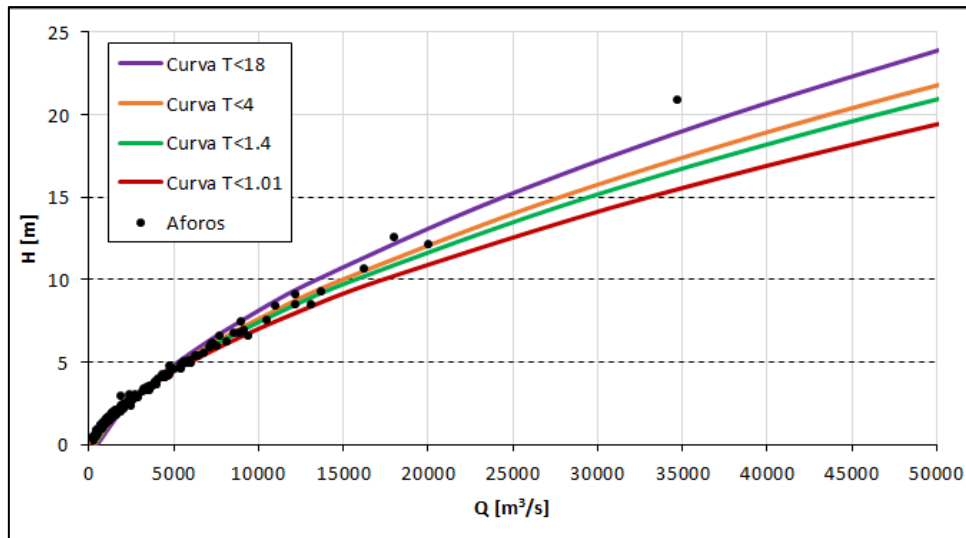
A continuación, se presentan los principales resultados alcanzados en la estación limnimétrica “El Soberbio”. En dicha localización se contaba con 218 aforos realizados entre 1983 y 2016. Se ajustaron relaciones H-Q utilizando por un lado la serie completa de aforos; y, además, se realizó la misma tarea para aforos realizados con alturas umbrales menores a 15, 10 y 5 metros respectivamente.

A priori, para poder relacionar los niveles con distintos periodos de retorno y luego poder truncar las series de aforos para los ajustes de las diferentes curvas H-Q, se realizó el análisis de frecuencia sobre la serie de niveles completa (H). En el caso de la estación “El Soberbio” se determinó que en el caso de la serie completa el aforo máximo posee una recurrencia de 18 años; análogamente, los niveles umbrales de 15, 10 y 5 m. poseen recurrencias asociadas de 4, 1.4, 1.01 años.

A continuación, en la Tabla 1 se presentan los valores de los parámetros de las curvas H-Q ajustados en los 4 casos y en la Figura 5 se grafican las curvas superpuestas con todos los aforos con que contaba la base de datos.

**Tabla 1** - Valores de los parámetros de las curvas H-Q ajustados en cada caso – El Soberbio.

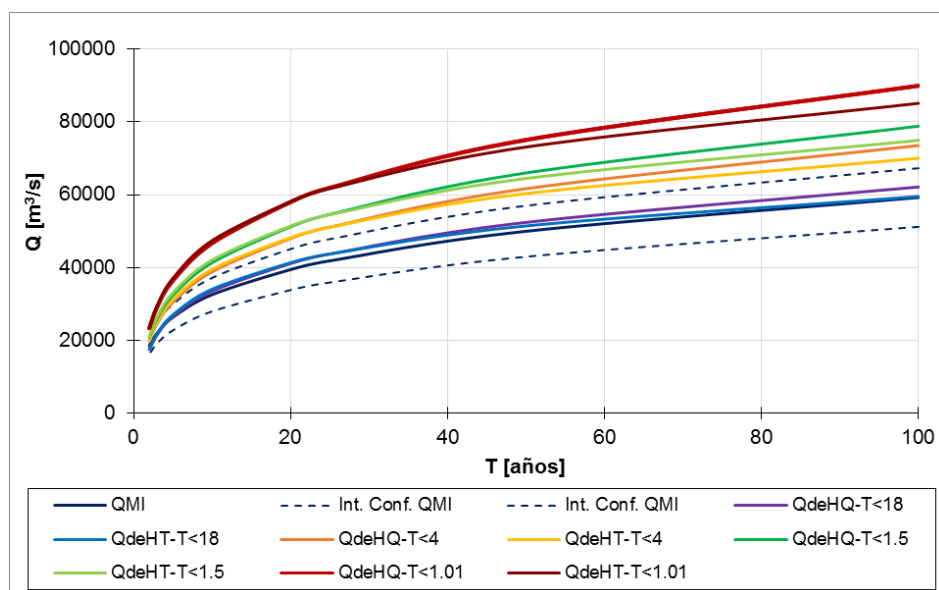
<i>Parámetros</i>	<i>Todos los aforos</i>	<i>Aforos con H&lt;15 m</i>	<i>Aforos con H&lt;10 m</i>	<i>Aforos con H&lt;5 m</i>
	<i>T&lt;18 años</i>	<i>T&lt;4 años</i>	<i>T&lt;1.4 años</i>	<i>T&lt;1.01 años</i>
C	225.8	270.4	292.8	338.6
H <sub>0</sub>	-1.6	-1.1	-0.9	-0.6



**Figura 5** - Aforos y curvas H-Q ajustadas para cada caso – El Soberbio.

De la Figura 5, se observa claramente que a medida que se van restringiendo los aforos usados en los diferentes ajustes, las diferencias entre los caudales estimados para las mayores aturas respecto a los aforados se incrementan notablemente.

Luego del cálculo de las H-Q se procedió a realizar análisis de frecuencia sobre la serie de QMI y Q obtenido a partir de la aplicación de las diferentes H-Q sobre la serie de H aplicando FACETA. Además, también se realizó este procedimiento sobre las series de caudales obtenidas aplicando los 4 ajustes H-Q realizados sobre la serie de niveles completa. También se calcularon los caudales asociados a diferentes recurrencias aplicando cada uno de los ajustes sobre los niveles de diseño obtenidos del análisis de frecuencia de dicha variable previamente. A continuación, en la Figura 6 se presentan dichos resultados:



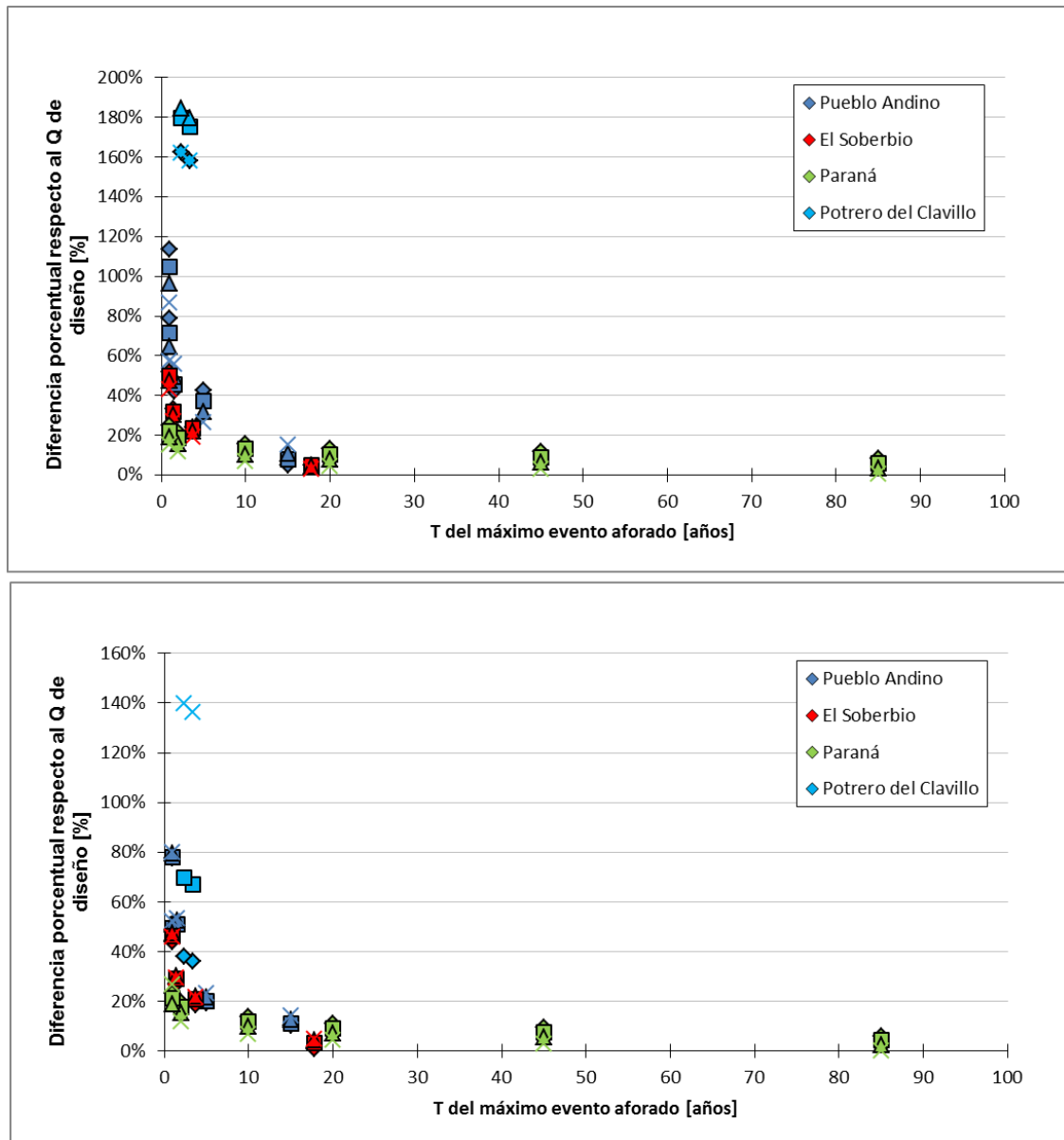
**Figura 6** - Caudales de diseño asociados a diferentes períodos de retorno obtenidos de los diferentes análisis de frecuencia – El Soberbio.

En la Figura 6 se observa en primer lugar que se alcanzan caudales de diseño del mismo orden de magnitud si se los obtienen del análisis de frecuencia de caudales (obtenidos luego de aplicar las H-Q sobre las series de H) o bien del análisis de frecuencia de niveles y después se estiman dichos caudales aplicando el ajuste H-Q.

Del último análisis también resulta claro que al ir restringiendo las curvas H-Q estimadas debido a falta de aforos de crecidas se obtienen mayores diferencias entre los caudales de diseño. Si se comparan los caudales asociados a un período de retorno de 100 años obtenidos mediante la serie de QMI respecto a los estimados con los diferentes ajustes se obtienen diferencias del orden de 20, 30 y 50% para los niveles umbrales de 15, 10 y 5 metros respectivamente (cada uno con recurrencias asociadas de 4, 1.4, 1.01 años).

Análogamente a esto último se trabajó para recurrencias de 10, 25 y 50 años en la estación “El Soberbio – Río Uruguay”. Además, se repitió el mismo análisis en las demás estaciones: “Pueblo Andino – Río Carcarañá”, “Paraná - Corrientes” y “Potrero del Clavillo – Río Las Cañas”.

Finalmente, en la Figura 7 se grafica la diferencia porcentual entre los caudales respecto al valor estimado para el mismo tiempo de retorno a partir de la serie de QMI en relación con el tiempo de retorno del máximo evento aforado en la H-Q. El análisis realizado para las diferentes recurrencias se presenta con símbolos distintos: 100, 50, 25 y 10 años con rombos, cuadrados, triángulos y cruces respectivamente. A su vez cada estación analizada se presenta con un color distinto. En el gráfico superior se presentan los resultados cuando se realiza análisis de frecuencia sobre los caudales estimados previamente a partir de las relaciones H-Q sobre la serie de niveles; mientras que en la inferior cuando se realiza el análisis de frecuencia sobre las series de niveles y luego se estiman los caudales de diseño a partir de los niveles asociados a diferentes recurrencias:



**Figura 7** - Diferencia porcentual entre los caudales respecto al valor estimado para el mismo tiempo de retorno a partir de la serie de QMI en relación con el tiempo de retorno del máximo evento aforado en la H-Q.

Del análisis de la Figura 7 se observa claramente que cuando se cuenta con aforos de caudales asociados a recurrencias de 10 años o mayores, la estimación de caudales a partir de datos de nivel resulta mucho más certera.

También se ha encontrado que la diferencia en la estimación de los caudales de diseño es independiente del tiempo de retorno ya que se demuestra que al extrapolar una curva H-Q las diferencias porcentuales entre los caudales son del mismo orden de magnitud para recurrencias de entre 10 y 100 años.

En base a los resultados obtenidos es importante destacar que si se obtienen caudales de diseño del análisis de frecuencia de caudales (obtenidos luego de aplicar las HQ sobre las series de H, ver resultados en el gráfico superior de la Figura 7) o

bien del análisis de frecuencia de niveles y después se estiman dichos caudales aplicando el ajuste H-Q (ver resultados en el gráfico inferior de la Figura 7), se obtienen resultados similares.

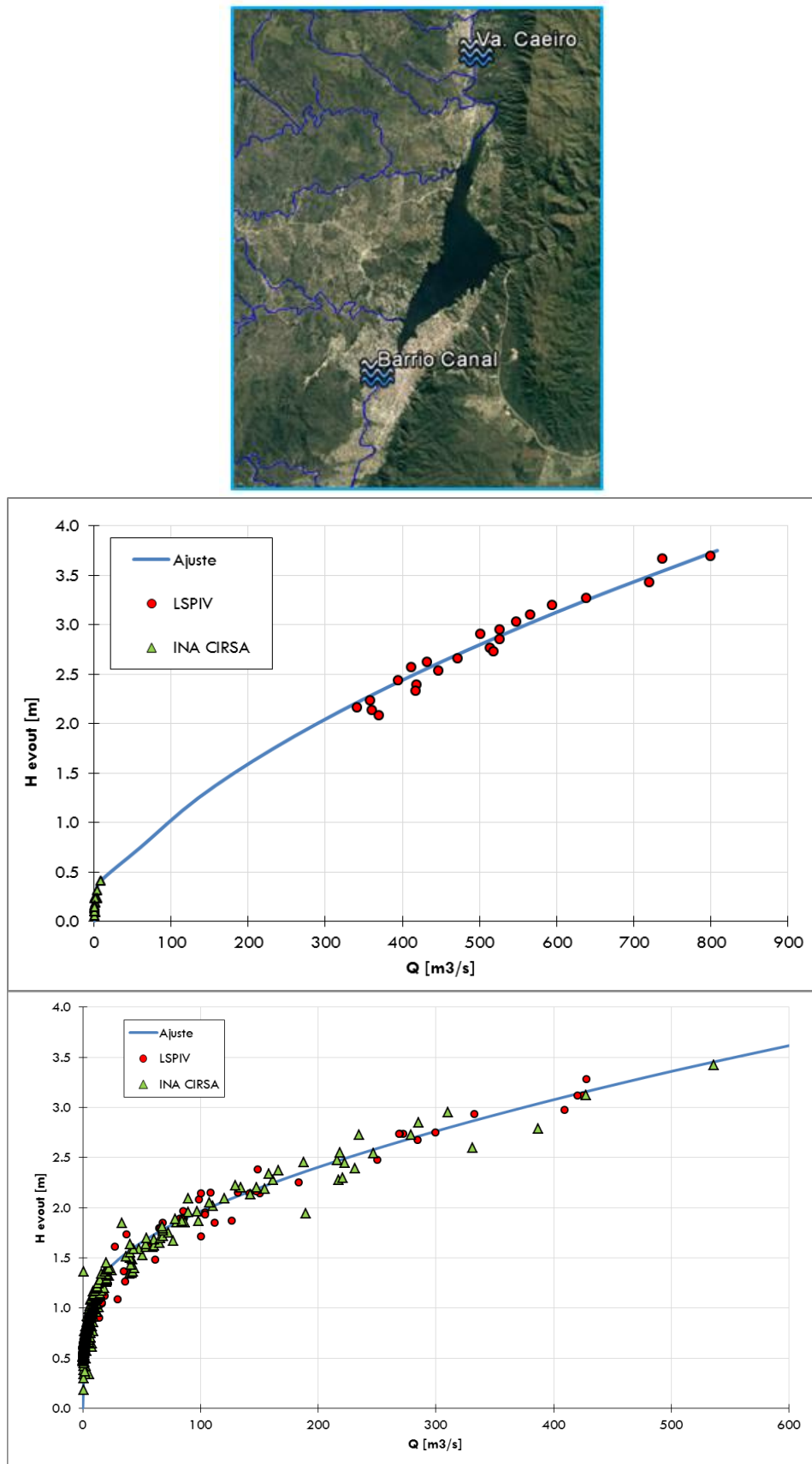
Además, también resulta claro que al ir restringiendo las curvas H-Q estimadas debido a falta de aforos de crecidas, se obtienen mayores diferencias entre los caudales de diseño. Tal es así que, si se afora un evento de recurrencia de al menos 10 años, los caudales de diseño estimados con la curva H-Q presentan errores de entre 5 y 15%.

El análisis realizado muestra que se reduce significativamente la incertidumbre en la estimación de caudales para recurrencias de diseño de infraestructura hídrica (generalmente mayor a 10 años) a partir de la obtención de datos de aforos en periodos de crecida, para lo que se propone cuantificar caudales en esas condiciones a partir de la aplicación de técnicas modernas de medición no intrusivas de bajo costo tales como LSPIV, en la cual partiendo de la estimación de la velocidad media superficial del flujo y mediante el procesamiento de un video digital, es posible el cálculo de caudal.

Del análisis realizado en este apartado se ha demostrado la importancia de medir caudales con recurrencias asociadas mayores a 10 años. Sin embargo, las condiciones adversas existentes en ríos de zonas de montaña durante crecidas asociadas a estos tiempos de retorno hacen que la única metodología aplicable sea LSPIV.

#### Aplicación: manejo de emergencia hídrica durante mayo de 2018 en la cuenca del Dique San Roque

En la cuenca del Dique San Roque, Provincia de Córdoba; existen estaciones limnimétricas del INA – CIRSA en los dos afluentes más importantes al embalse (Ríos Cosquín y San Antonio, ver Figura 8); y aplicando LSPIV se han estimado relaciones H-Q en ambos cauces, los cuales actualmente permiten estimar a tiempo real los caudales ingresados al embalse por ambos cauces.

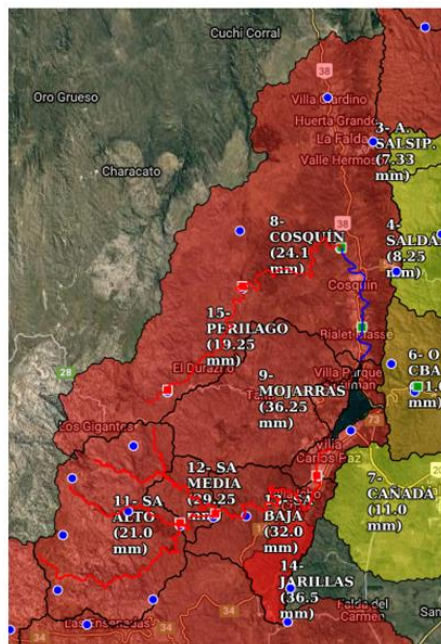


**Figura 8** - Arriba: Localizaciones donde se cuenta con sensores de nivel a tiempo real en los Ríos Cosquín y San Antonio. Curvas H-Q en Villa Caeiro, Río Cosquín (medio) y en Barrio Canal, Río San Antonio (abajo).

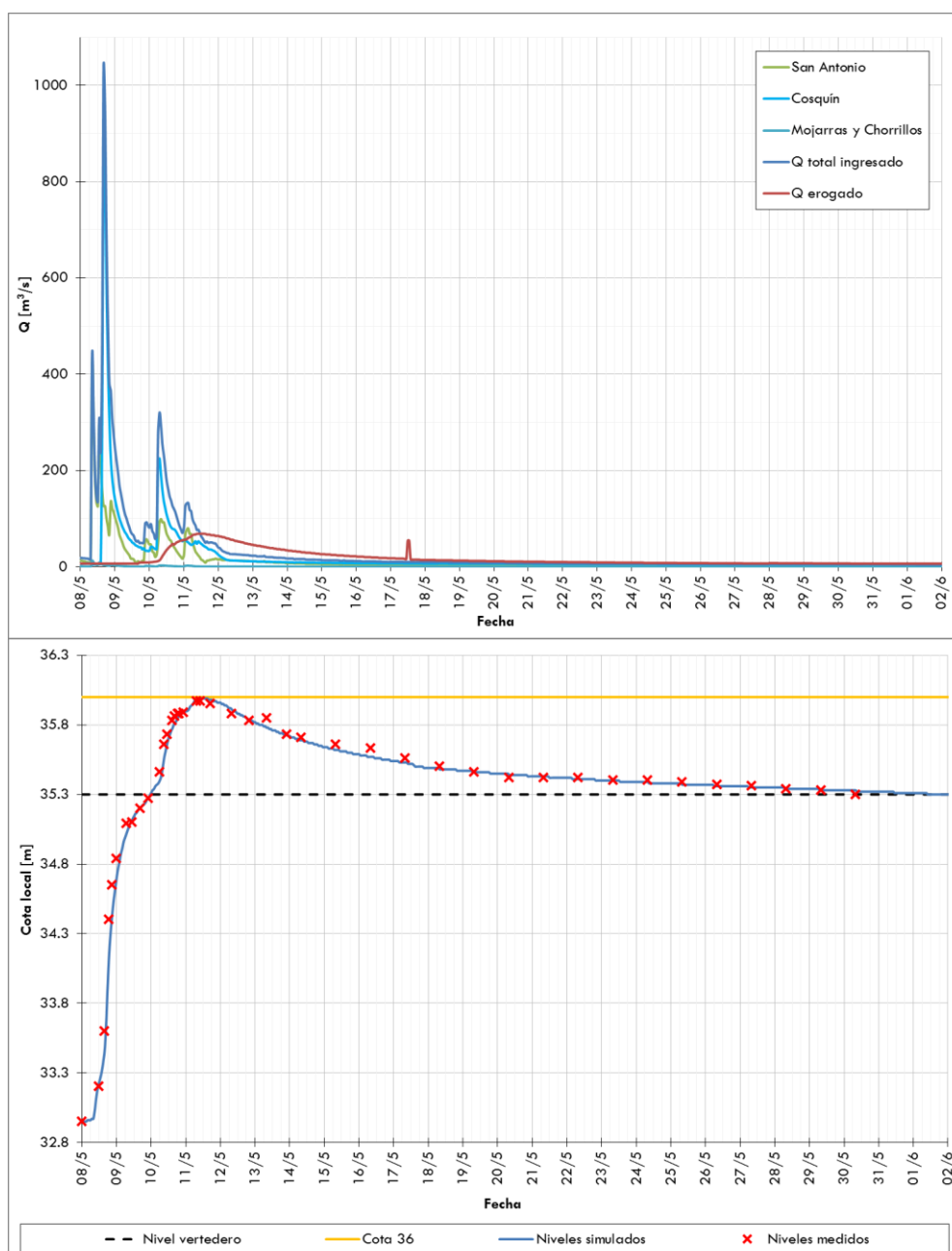


En base a modelos hidrológicos calibrados realizados sobre las cuencas en trabajos previos (Guillén et al., 2017), se conoce que la recurrencia de los máximos aforos en el Río Cosquín y San Antonio es de 10 y 2 años respectivamente. Si se tienen en cuenta los resultados alcanzados previamente; se demuestra que en el caso del Río Cosquín con esta relación H-Q podrían estimarse sin problema caudales de diseño de hasta 100 años de recurrencia; pero no ocurre lo mismo en el caso del Río San Antonio. Es por ello que si bien las H-Q desarrolladas se están aplicando actualmente para conocer a tiempo real los caudal escurridos en ambos cauces; dichas relaciones se encuentran en continua validación y mejora; ya que ante la ocurrencia de nuevas crecidas extraordinarias se deberán realizar aforos para incorporarlos a la base de datos existente y de esa manera ir reduciendo la incertidumbre en la estimación de caudales de diseño tal como se ha demostrado previamente en el apartado aquí desarrollado.

Luego del ajuste de las relaciones H-Q; y mediante la utilización de los datos arrojados por los sensores de nivel actualmente instalados en los cauces afluentes, es posible conocer a tiempo real los caudales e hidrogramas ingresados a los embalses; y a partir de ellos poder manejar y gestionar adecuadamente el recurso hídrico. Para lograr el objetivo del adecuado manejo y gestión de los embalses, se desarrolló un modelo de propagación de caudales en el embalse aplicando el método de Pulz (o piscina nivelada). En la Figura 9 se presentan las precipitaciones registradas durante el evento del 8 de mayo de 2018 y en la Figura 10 se presentan los principales resultados del modelo aplicado.



**Figura 9** - Precipitaciones medias areales registradas hasta las 12:20 hs. del 8/5/18 en la cuenca del Dique San Roque.



**Figura 10** - Hidrogramas ingresado y erogado del embalse (*arriba*) y niveles simulados y medidos durante la crecida registrada en mayo de 2018 (*abajo*) aplicando el modelo de propagación de caudales de la cuenca.

A partir del esfuerzo coordinado de los profesionales de la FCEFyN – UNC, la Secretaría de Recursos Hídricos del Ministerio de Servicios Públicos de Córdoba y la Administración Provincial de Recursos Hídricos de la misma provincia, actualmente se ha logrado el desarrollo de modelos que permiten el manejo adecuado y eficiente de los embalses de la provincia. Estos modelos de manejo de embalse han sido desarrollados por el tesista; y se están replicando en todos los diques de la provincia de Córdoba para la adecuada gestión del recurso hídrico.

## 2.3. Optimización de la técnica LSPIV para la determinación de caudales: Desarrollo de un modelo numérico para la estimación del coeficiente que relaciona la velocidades media superficial y la velocidad media del flujo a partir de datos obtenidos de mediciones in situ

### Introducción

Mediante la implementación de LSPIV pueden estimarse caudales escurridos superficialmente en cursos fluviales en condiciones extremas (crecidas repentinas) tanto de manera discreta como continua en el tiempo. Sin embargo, para poder realizar un aforo aplicando LSPIV no solamente es necesaria la batimetría de una sección y el perfil de velocidades medias superficiales en la misma, sino que es necesario conocer la relación existente entre la velocidad media de la sección y la velocidad media superficial de la misma (coeficiente  $\alpha$ ). Previamente al desarrollo de este trabajo, se adoptaba un valor del coeficiente  $\alpha$  en función de estudios previos realizados para cuantificar caudales aplicando LSPIV.

Mejorar las estimaciones de caudales escurridos superficialmente aplicando LSPIV es uno de los objetivos principales de nuestro grupo de trabajo y de todos aquellos que aplican esta técnica experimental para estimar caudales. En esta sección se busca estimar este coeficiente  $\alpha$  mediante la aplicación de un modelo numérico hidrodinámico que permite estimar un valor de  $\alpha$  a partir de datos registrados en el mismo lugar (es decir durante la misma ocurrencia del evento hidrológico que se busca caracterizar). Con esto se logra disminuir la incertidumbre en el cálculo del caudal y ayuda a mejorar la implementación de LSPIV como una técnica óptima de caracterización experimental de flujos de agua.

### Metodología

Para estimar la relación existente entre la velocidad media y la velocidad media superficial en una sección de un cauce fluvial dado se propone el desarrollo de un modelo numérico validado a partir de datos obtenidos de mediciones experimentales in situ. Para validar el modelo numérico se comparan los coeficientes  $\alpha$  que dicho modelo calcula respecto a los valores que se obtienen de mediciones con técnicas

experimentales modernas del campo tridimensional de velocidades para diferentes secciones de cauces analizadas.

Para determinar la relación existente entre la velocidad media y la velocidad media superficial en los cauces fluviales aplicando técnicas experimentales, el instrumental utilizado para las mediciones de caudales superficiales escurridos en distintas secciones de sistemas fluviales es un Perfilador de Corriente Acústico Doppler (ADCP, por sus siglas en inglés) "River Surveyor S5" (número de serie S501387) fabricado por la compañía YSI/SonTek. El ADCP provee información batimétrica (profundidades) de la sección y de las velocidades del flujo en tres direcciones ortogonales, lo que permite definir el caudal generalmente con un error menor al 5% en condiciones óptimas para la implementación de ese instrumental.

Los ADCP determinan la velocidad del flujo utilizando el principio Doppler. En un comienzo fueron desarrollados para medición de caudales en ríos cuya profundidad mínima fuera de 1.5 metros, lo cual imposibilitaba el uso de esta técnica en ríos de baja profundidad. A partir de desarrollos efectuados en los últimos 10 años, en la actualidad existen ADCP (como el utilizado en este trabajo) que permiten realizar aforos en ríos de baja profundidad (profundidades mínimas mayores a 0.3m), típicos de la región central de la República Argentina. Sin embargo, no se pueden utilizar estos instrumentos para el aforo de crecidas extraordinarias debido a las condiciones de medición existentes y su peligrosidad asociada en estas condiciones. La implementación de estas tecnologías en flujos torrenciales no estacionarios, con tiempos característicos de crecidas de unos pocos minutos no es factible ya que el tiempo de medición requerido para estimar un valor de caudal es del orden o mayor que el tiempo característico de la crecida. Además las tecnologías mencionadas son intrusivas y durante las crecidas repentinas, mantener el instrumento sumergido es muy difícil, y se corre el riesgo de dañarlo con troncos u otros materiales en suspensión que pueda llevar el río y las condiciones presentan una amenaza para la seguridad del personal. Por estos condicionantes no es habitual la disponibilidad de datos de caudales registrados durante crecidas repentinas en ríos de montaña de la Argentina.

Para complementar el trabajo experimental realizado (y para su uso futuro en casos de que no existan valores experimentales), se realizó una simulación numérica utilizando un modelo matemático hidrodinámico que permite estimar la distribución transversal (en el plano de la sección) de la componente longitudinal de la velocidad, promediada en el tiempo, para canales a superficie libre, bajo flujo uniforme y estacionario. A partir de los datos de velocidad simulados se puede estimar el

coeficiente  $\alpha$ . Se simularon las mismas condiciones de flujo medidas con ADCP y se contrastaron los resultados obtenidos con las mediciones experimentales.

Previamente a la realización de este trabajo, existía un modelo numérico hidrodinámico desarrollado por Weber y Martijena (2008), el cual se utilizó para simular condiciones de flujo en canales de sección trapezoidal con diferentes relaciones de aspecto; pero en ese trabajo no se simularon flujos en cauces naturales de sección irregular. Es por ello, que se buscó adaptar dicho modelo para ser aplicado en secciones de cauces fluviales reales; y proceder a su validación a partir de la comparación con datos experimentales medidos con ADCP.

### Descripción del modelo matemático empleado para la caracterización hidrodinámica

En primer lugar, en este apartado se trabaja sobre el modelo matemático empleado para la caracterización hidrodinámica derivando las fórmulas que representan la distribución vertical y lateral de la viscosidad turbulenta (coeficiente de difusión de momentum) bajo ciertas hipótesis simplificadoras. La ecuación diferencial que gobierna el campo de velocidades es una ecuación en derivadas parciales elíptica, no homogénea, con un término fuente asociado a la acción gravitatoria y que surge como integración de las ecuaciones de movimiento (ecuaciones de Navier-Stokes promediadas según Reynolds) en la dirección principal del flujo junto con la ecuación de conservación de masa. Esta ecuación no tiene solución exacta por lo que se requiere una solución numérica. Para su solución se utilizó el método de diferencias finitas.

A continuación se desarrollan y analizan las ecuaciones que gobiernan el flujo y las fórmulas que representan la distribución vertical y lateral de la viscosidad turbulenta (que representa el coeficiente de difusión turbulenta de momentum) bajo ciertas hipótesis simplificadoras. También se describen las condiciones de borde impuestas.

Para flujo uniforme y estacionario y en regiones del flujo donde los esfuerzos viscosos no son importantes la ecuación de Navier-Stokes promediadas según Reynolds en la dirección principal del flujo puede ser combinada con la ecuación de conservación de masa para dar:

$$\frac{\partial}{\partial y} \left( \varepsilon_{yx} \frac{\partial U}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \varepsilon_{zx} \frac{\partial U}{\partial z} \right) = -gS_0 \quad [\text{Ecuación 2}]$$

Donde  $U$  es la componente de la velocidad en la dirección  $x$  (longitudinal) promediada según Reynolds en el tiempo,  $y$  es la dirección lateral y  $z$  la vertical,  $g$  es la aceleración de la gravedad,  $S_0$  es la pendiente del fondo del cauce, y  $\varepsilon$  es la viscosidad turbulenta entre dos direcciones dadas.

En los casos que el flujo no sea uniforme la última ecuación es similar solo que se reemplaza la pendiente del fondo del cauce  $S_0$  por la pendiente de energía  $S_f$ .

Boussinesq (1877) introduce la viscosidad turbulenta en la modelación de flujos turbulentos con las ecuaciones promediadas según Reynolds, haciendo analogía con el esfuerzo viscoso, para calcular el esfuerzo de corte turbulento. Es posible interpretar que el esfuerzo de corte entre capas de fluido es proporcional al gradiente de velocidad en la dirección perpendicular a dichas capas, donde  $\varepsilon$  es la constante de proporcionalidad que cuantifica la transferencia de momentum en las distintas direcciones (también es posible decir que  $\varepsilon_{zx}$  y  $\varepsilon_{yx}$  caracterizan los vórtices de eje horizontal y vertical respectivamente).

La viscosidad turbulenta  $\varepsilon$  es una magnitud escalar (asumiendo una condición de turbulencia isotrópica), y no es una propiedad del fluido como la viscosidad dinámica, sino que depende de la estructura de la turbulencia. Las expresiones utilizadas en el modelo para su estimación son las siguientes (Nezu and Nakagawa, 1993):

$$\varepsilon_{zx} = U_c \kappa z \left(1 - \frac{z}{h}\right) \quad [\text{Ecuación 3}]$$

$$\varepsilon_{yx} = U_c \kappa y \left(1 - \frac{y}{b}\right) \quad [\text{Ecuación 4}]$$

$$U_c = \sqrt{gRS_0} \quad [\text{Ecuación 5}]$$

Donde  $U_c$  es la velocidad corte media en la sección,  $R = A/P$  el radio hidráulico (área de la sección transversal sobre perímetro mojado),  $\kappa = 0.41$  es una constante de proporcionalidad llamada constante de von Karman,  $h$  es la profundidad de flujo, y  $b$  es la distancia horizontal del eje de simetría al contorno rígido del canal y varía según la coordenada  $z$ .

De las últimas ecuaciones, puede verse que  $\varepsilon_{zx} = 0$  y  $\varepsilon_{yx} = 0$  en la superficie y el contorno rígido (paredes). Esto ocurre debido a que en estos los vórtices turbulentos de eje horizontal y vertical están limitados geoméricamente.

En canales abiertos, las condiciones de borde deben ser especificadas para la velocidad  $U$  tanto en el contorno rígido, como en la superficie libre y en los planos de simetría.

*Condiciones de borde en la Superficie Libre:* Como se mencionó, la superficie libre se comporta como un plano de simetría, por lo tanto la condición de borde a aplicar sobre toda su extensión es:

$$\frac{\partial U}{\partial z} = 0 \quad \text{para } z = 0 \quad \text{[Ecuación 6]}$$

Esto significa que los perfiles verticales de  $U$  son perpendiculares a la superficie y ejes de simetría.

*Condiciones de borde en el Contorno Rígido:* Muy próximo a las paredes y al fondo del canal, y hasta una distancia vertical adimensional  $z^+ \approx 5$ , siendo  $z^+ = zU_c/\nu$  (Nezu and Nakagawa, 1993), los esfuerzos viscosos desempeñan un papel fundamental, dando lugar a la denominada subcapa viscosa. El efecto de dichos esfuerzos se propaga una cierta distancia y pueden ser despreciables para  $z^+ > 30$ .

Debido a que el modelo no tiene en cuenta estos esfuerzos viscosos, se utiliza la aproximación de Launder and Spalding (1974). En efecto, esto significa que las condiciones de borde no están especificadas justo sobre la pared, sino que el primer punto de la malla numérica yace fuera de la subcapa viscosa, en una región donde la ley logarítmica de distribución de velocidades es válida con buena aproximación. En dicho punto, y a una distancia  $z^+ \approx 30$ , la componente longitudinal de la velocidad está relacionada con la velocidad de corte  $U_c$  a través de la conocida ley logarítmica:

$$\frac{U}{U_c} = \frac{1}{\kappa} \ln(z^+) + A \quad \text{[Ecuación 7]}$$

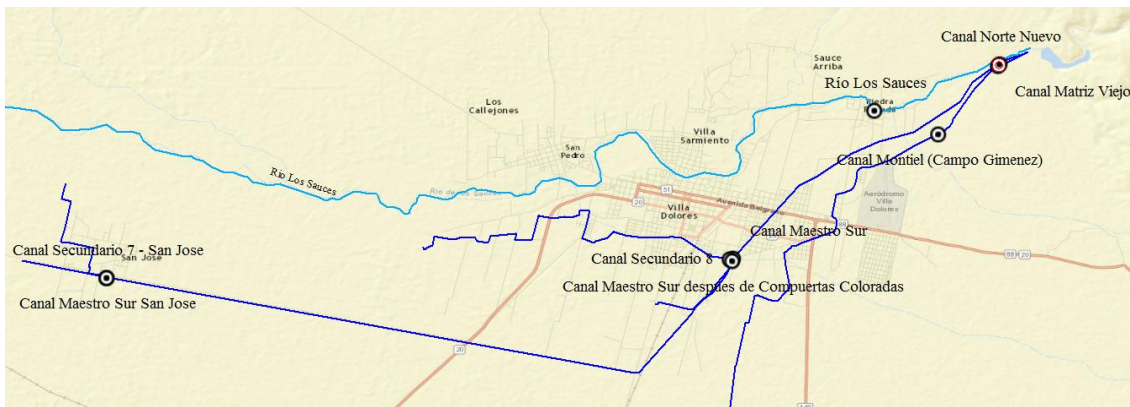
Donde  $A$  es la constante de integración y el efecto de la rugosidad es tenido en cuenta al variar el valor de  $A$  (Nezu and Nakagawa, 1993).

La metodología recomendada para la estimación del coeficiente  $\alpha$  con el modelo hidrodinámico numérico presentado se basa en la siguiente secuencia iterativa: la pendiente de energía del tramo del cauce estudiado  $S_f$  se determina variando  $S_f$  en la ecuación de Navier Stokes promediada según Reynolds hasta que la velocidad media superficial en la transversal calculada con el modelo coincide con la medida experimentalmente en campo. Cuando ambas velocidades medias superficiales en la transversal coinciden se calcula  $\alpha$  a partir del campo de velocidades transversal simulado con el modelo. Finalmente se procede al cálculo del caudal escurrido en la

sección utilizado el valor del coeficiente  $\alpha$ . Para implementar esta metodología recomendada es necesaria la validación del modelo numérico seleccionado para representa el comportamiento hidrodinámico del flujo. Esta validación se presenta a continuación.

### Validación del modelo numérico desarrollado

Para validar el modelo numérico desarrollado, en primer lugar se contrastan los campos de velocidad simulados y los observados experimentalmente en un aforo realizado el día 28 de Marzo de 2017 donde se cuantificó experimentalmente (con otras técnicas de medición) el escurrimiento superficial en los principales canales del sistema de riego de Villa Dolores (ver Figura 11). El aforo cuyos resultados aquí se presentan se realizó en el canal Maestro Sur en el tramo denominado Compuertas Coloradas (Figura 12). En ese tramo el canal posee un ancho de boca de 4.5 m, una profundidad media de 1.05 m y una máxima de 1.5 m, un área mojada de 3.9 m<sup>2</sup>.



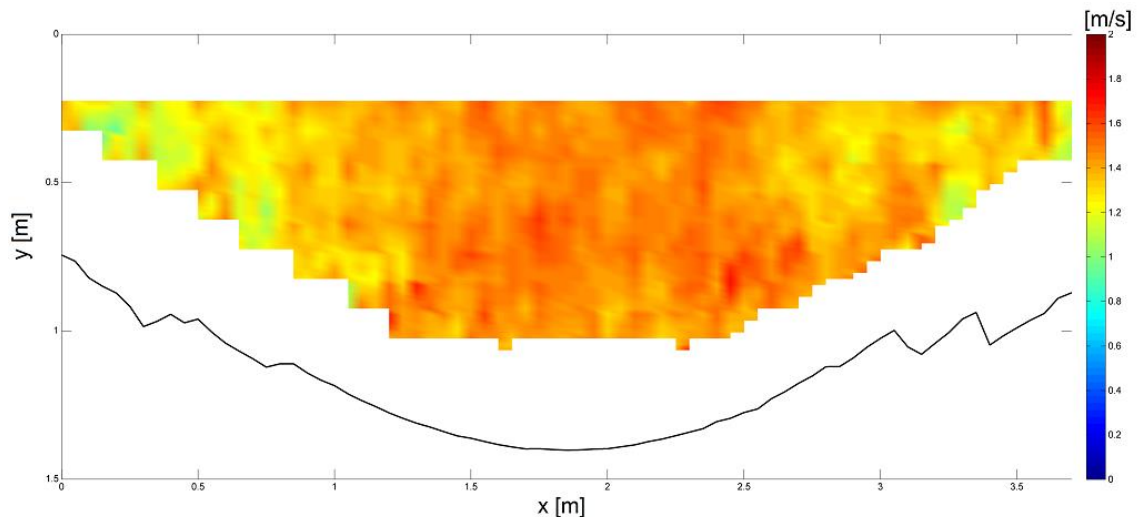
**Figura 11** - Secciones de aforo en el sistema de riego de Villa Dolores



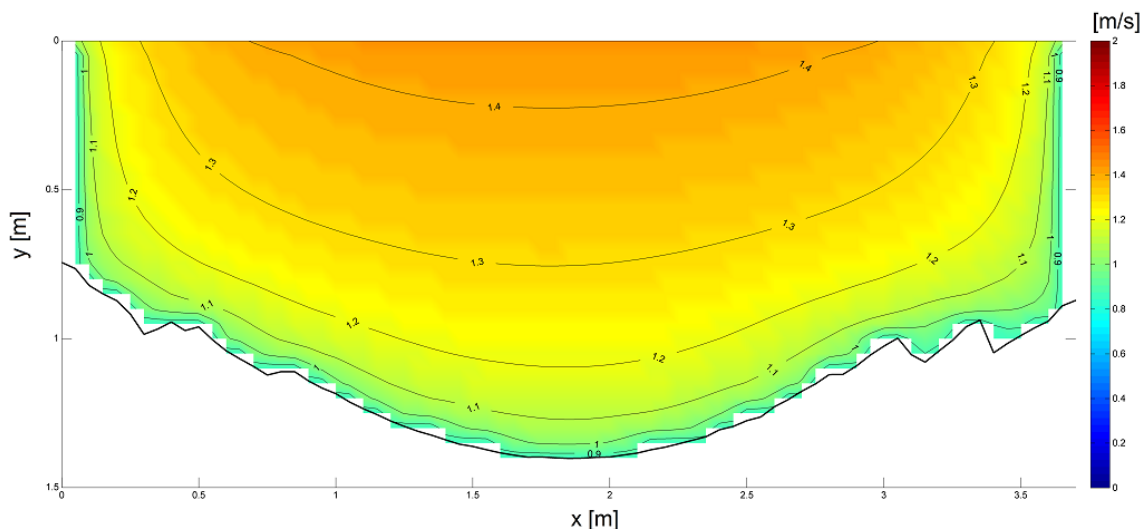
**Figura 12** - Sección 5, Canal Maestro Sur – Villa Dolores



Conociendo la velocidad media superficial obtenida de la medición experimental con el perfilador de corriente acústico Doppler - ADCP (en realidad se utilizó el valor registrado en la celda más cercana a la superficie libre) es que se procedió al cálculo iterativo del modelo numérico hasta obtener el mismo valor de velocidad media superficial. A continuación, en la Figura 13 se presenta el campo de velocidad media en la dirección del flujo medido con ADCP; mientras que en la Figura 14 se presenta el campo estimado con el modelo numérico.



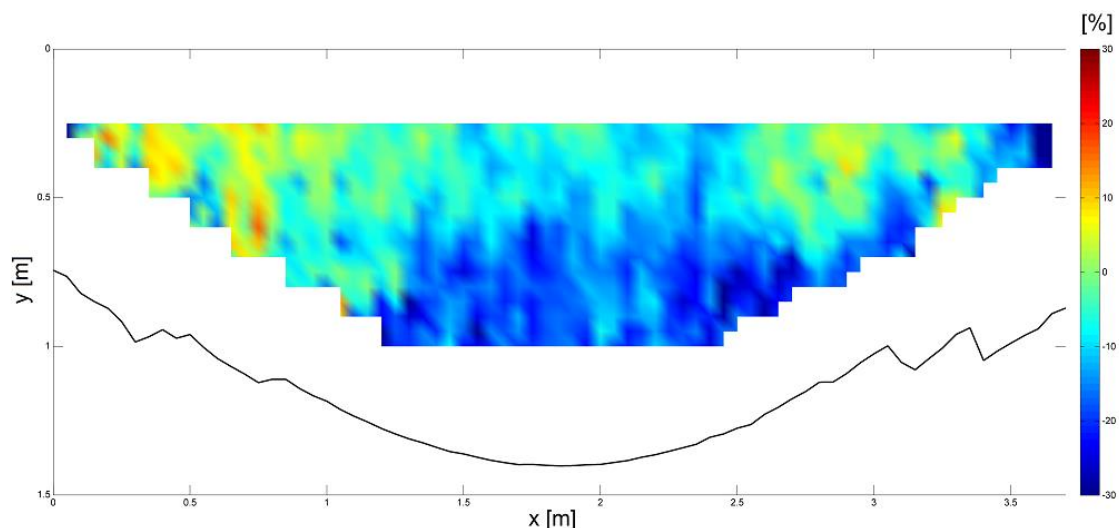
**Figura 13** - Campo de Velocidad media en la dirección del flujo [m/s] medido con ADCP - Canal Maestro Sur – Villa Dolores.



**Figura 14** - Campo de Velocidad media en la dirección del flujo [m/s] simulado con modelo numérico - Canal Maestro Sur – Villa Dolores.

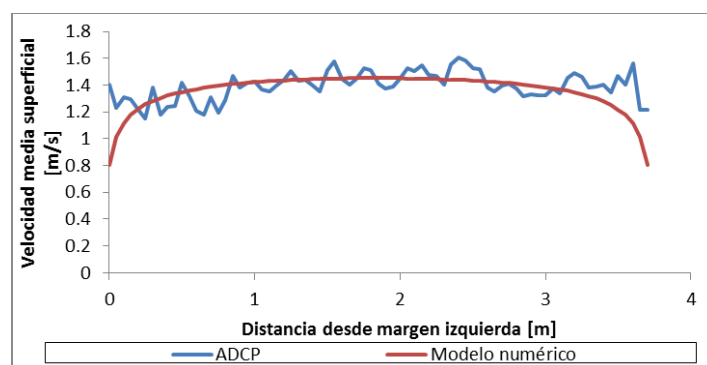
De las últimas figuras se observa una muy buena correspondencia entre la distribución de velocidades obtenida con ADCP y la estimada con el modelo numérico. A continuación, en la Figura 15 se muestran las diferencias porcentuales entre las velocidades medias en la dirección del flujo determinadas en la medición experimental

con ADCP y el modelo numérico. En todos los casos las mismas son casi siempre menores a  $\pm 20\%$ .



**Figura 15** - Campo de diferencias porcentuales entre las Velocidades en la dirección del flujo respecto a la media [%] encontradas entre la medición con ADCP y el modelo numérico - Canal Maestro Sur – Villa Dolores.

En la Figura 16 se comparan los perfiles transversales de velocidad longitudinal superficial obtenidos de la medición experimental y del modelo numérico. Además, en la Tabla 2 se presentan las velocidades medias, velocidades medias superficiales y las relaciones entre ambas para la medición experimental y aplicando el modelo numérico.



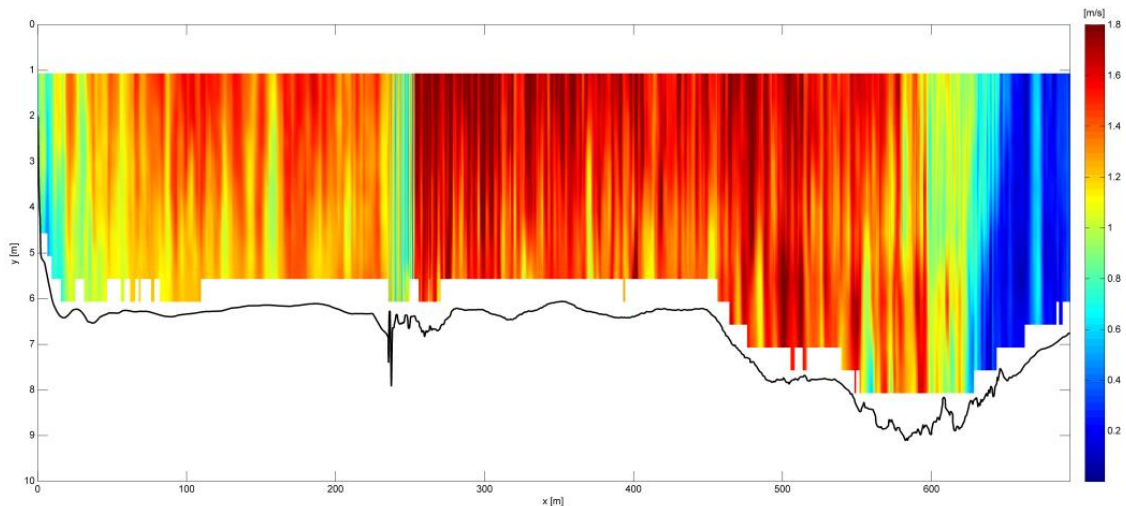
**Figura 16** - Perfiles de Velocidad media superficial en la dirección del flujo [m/s] estimado con ADCP y con modelo numérico - Canal Maestro Sur – Villa Dolores.

**Tabla 2** - Velocidades medias, velocidades medias superficiales y relación entre ambas (coeficiente  $\alpha$ ) obtenidas a partir de la medición experimental con ADCP y aplicando el modelo numérico - Canal Maestro Sur – Villa Dolores.

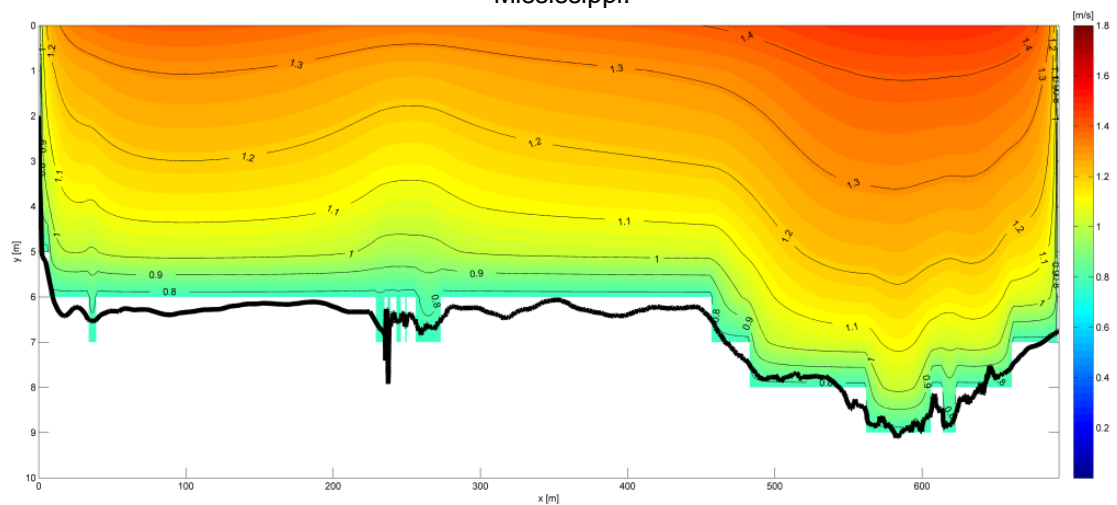
Variable	ADCP	Modelo numérico
Caudal [m <sup>3</sup> /s]	4.9	5.1
Velocidad media [m/s]	1.25	1.27
Velocidad media superficial [m/s]	1.39	1.37
$\alpha$	0.90	0.92

Se puede observar que el modelo numérico representa correctamente el caso aquí presentado; y permite una estimación adecuada del coeficiente  $\alpha$ . La diferencia entre el caudal medido con ADCP y el estimado con el modelo numérico es menor al 5% (está dentro del orden del error del ADCP).

Aplicando la misma metodología es que a continuación se presentan los principales resultados para el caso de un aforo en un curso natural, el Río Mississippi, donde los caudales escurridos son significativamente superiores a los del caso previo, para demostrar la aplicabilidad del modelo numérico desarrollado en cauces fluviales de mayor orden de magnitud. En la sección analizada el ancho del cauce es de 700 m y la profundidad media es de 7.5 m y la máxima es de 9 m. Vale aclarar que este set de datos fue proporcionado por personal del USGS Illinois Water Science Center (Centro de Ciencias del Agua de Illinois del Servicio Geológico de los Estados Unidos) durante la estadía de investigación del tesista en el año 2015.

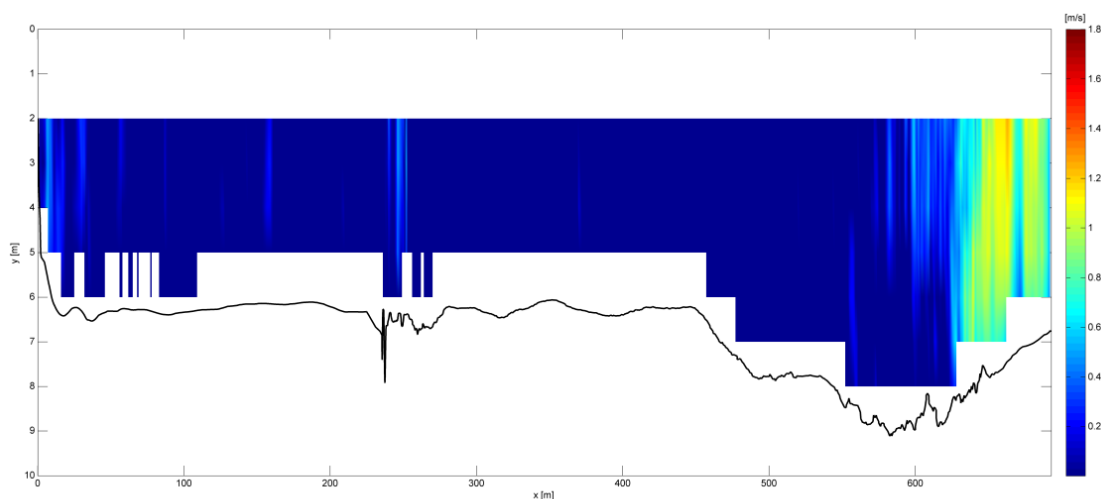


**Figura 17** - Campo de Velocidad media en la dirección del flujo [m/s] medido con ADCP – Río Mississippi.



**Figura 18** - Campo de Velocidad media en la dirección del flujo [m/s] estimado con modelo numérico - Río Mississippi.

A continuación, en la Figura 19 se muestran las diferencias entre las velocidades en la dirección del flujo encontradas entre la medición con ADCP y el modelo numérico. En casi toda la sección las mismas son inferiores a 0.2 m/s; y las mayores diferencias se dan en la margen derecha del flujo (alcanza valores de hasta 1.6 m/s) y esto puede deberse a la zona de estancamiento existente en esa región. En este caso la diferencia entre el caudal medido con ADCP y el estimado con el modelo numérico es menor al 2% (ver Tabla 3).

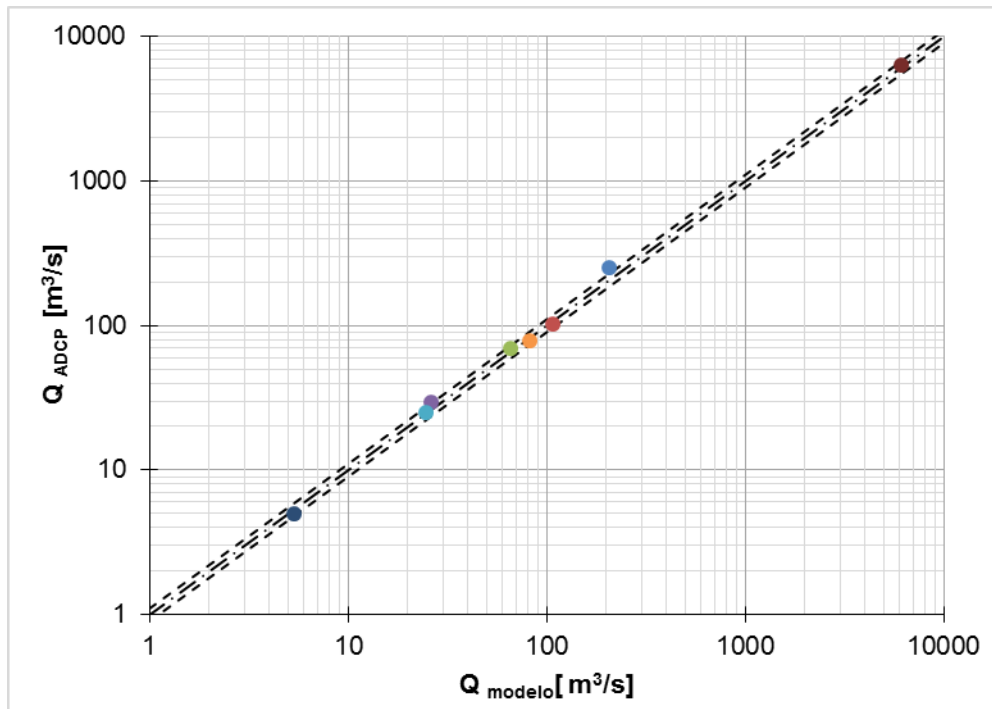


**Figura 19** - Campo de diferencias entre las Velocidades en la dirección del flujo [m/s] encontradas entre la medición con ADCP y el modelo numérico - Río Mississippi.

**Tabla 3** - Velocidades medias, velocidades medias superficiales y relación entre ambas (coeficiente  $\alpha$ ) obtenidas a partir de la medición experimental con ADCP y aplicando el modelo numérico - Río Mississippi.

<i>Variable</i>	<i>ADCP</i>	<i>Modelo numérico</i>
Caudal [m <sup>3</sup> /s]	6250	6180
Velocidad media [m/s]	1.26	1.33
Velocidad media superficial [m/s]	1.39	1.39
$\alpha$	0.91	0.95

Luego se ha replicado esta metodología en distintos cauces fluviales donde realiza aforos con ADCP el grupo de trabajo en el que se desarrolla esta tesis, con caudales que varían desde los 0.1 m<sup>3</sup>/s a los 6000 m<sup>3</sup>/s. Todos los aforos presentados en dicha figura se encuentran detallados dentro de la tesis de doctorado de Díaz Lozada (2019). En la Figura 20 se comparan los caudales estimados experimentalmente con ADCP con los estimados con el modelo numérico desarrollado. También se presenta la curva de correspondencia perfecta entre ambas series y la de  $\pm 10\%$  de diferencia respecto a la misma:



**Figura 20** - Comparación entre caudales estimados con ADCP y los calculados con el modelo numérico en diferentes cursos fluviales aforados. En línea punteada se muestra la curva a 45° de igualdad entre los valores de caudales.

De la última figura, se observa que al replicarse la metodología aquí descrita; y posteriormente comparando los caudales estimados con ADCP respecto a los calculados con el modelo numérico se han detectado diferencias casi siempre inferiores al 10%. A partir de mediciones experimentales realizadas con ADCP y mediante la aplicación de un modelo numérico de la distribución transversal de velocidades en cauces, se puede estimar la relación existente entre la velocidad media y la velocidad media superficial (coeficiente  $\alpha$ ) para distintas condiciones de flujo en diferentes cauces fluviales de diferentes magnitudes. Sin embargo, en condiciones de flujo existentes durante crecidas repentinas (donde se recomienda el uso de LSPIV) no es posible utilizar el ADCP. A continuación se presenta una metodología recomendada para estimar el coeficiente  $\alpha$  en estas condiciones:

#### Metodología recomendada para casos donde no existan mediciones con ADCP

Una vez que fue validada la metodología de estimación del coeficiente  $\alpha$  mediante la aplicación del modelo numérico, se podrá aplicar este modelo generado para la estimación de los coeficientes  $\alpha$  cuando no se cuente con datos experimentales de ADCP; y se busquen estimar caudales a partir de la aplicación de LSPIV. Conociendo la velocidad media superficial mediante el procesamiento de un

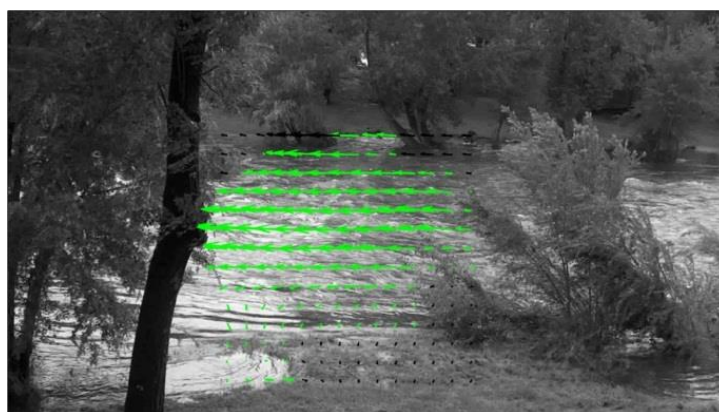
video digital con LSPIV; y mediante la aplicación del modelo numérico, se estimará el coeficiente  $\alpha$ , parámetro fundamental para el cálculo de caudal.

A modo de ejemplo, se presenta a continuación un aforo realizado durante una crecida el día 6 de abril de 2014 a las 19 hs. en una sección conocida y estable (se relevó batimetría anteriormente) en un tramo del Río San Antonio, afluente del Dique San Roque, Provincia de Córdoba (ver Figura 21).



**Figura 21** – Imagen registrada durante la crecida del Río San Antonio el 25 de febrero de 2014.

Utilizando el video registrado del evento y mediante la aplicación de la técnica LSPIV se calculó el campo de velocidad del flujo que se muestra en la Figura 22.



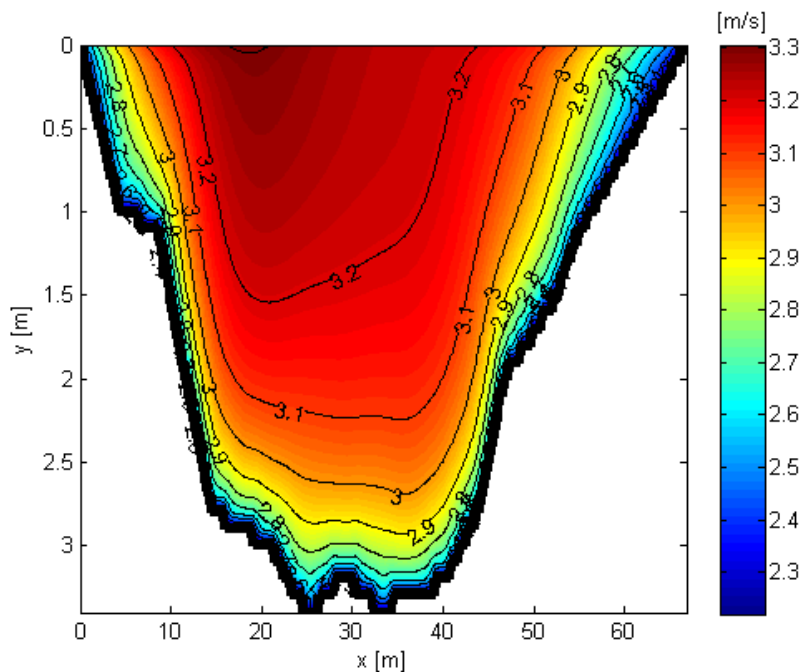
**Figura 22** - Campo de velocidad superficial obtenidos al aplicar la técnica LSPIV.

Luego de obtener el campo de velocidad anteriormente mostrado se procedió a rectificar los resultados obtenidos con la técnica LSPIV, obteniéndose el campo de velocidades rectificado.

A partir de la batimetría de la sección de estudio y conociendo la velocidad media superficial estimada con LSPIV, se implementó el modelo numérico



desarrollado para estimar el coeficiente  $\alpha$  y por ende el caudal escurrido. En la Figura 23 se presenta el campo estimado con el modelo numérico. Además, en la Tabla 4 se presentan las velocidades medias, velocidades medias superficiales, las relaciones entre ambas y el caudal estimados con el modelo numérico.



**Figura 23** - Campo de Velocidad media en la dirección del flujo [m/s] estimado con modelo numérico - Río San Antonio – 6/4/2014.

**Tabla 4** - Velocidades medias, velocidades medias superficiales, relación entre ambas (coeficiente  $\alpha$ ) y caudal obtenidos a partir de la implementación del modelo numérico – Río San Antonio – 6/4/2014.

<i>Variable</i>	<i>Modelo numérico</i>
Caudal [m <sup>3</sup> /s]	283
Velocidad media [m/s]	3.12
Velocidad media superficial [m/s]	3.06
$\alpha$	1.02

## 2.4. Uso de LSPIV para cuantificar un evento hidrológico extremo con videos generados por colaboración abierta distribuida

### Introducción

Nuestro grupo de trabajo ha desarrollado e implementado el Proyecto "Cazadores de crecidas" (Patalano et al., 2015) para generar una base de datos de videos y fotos digitales de inundaciones repentinas en ríos de la provincia de Córdoba registrados y compartido por los ciudadanos que usan tecnología digital avanzada. Los videos registrados por los ciudadanos se procesan para estimar los caudales de los ríos utilizando LSPIV (Patalano et al., 2014). Este proyecto es fundamental para poder estimar caudales escurridos durante eventos extremos y crecidas repentinas; y permite generar datos hidrológicos muy valiosos para la posterior evaluación de un evento acontecido y también poder dimensionar la infraestructura hidráulica futura de una manera adecuada.

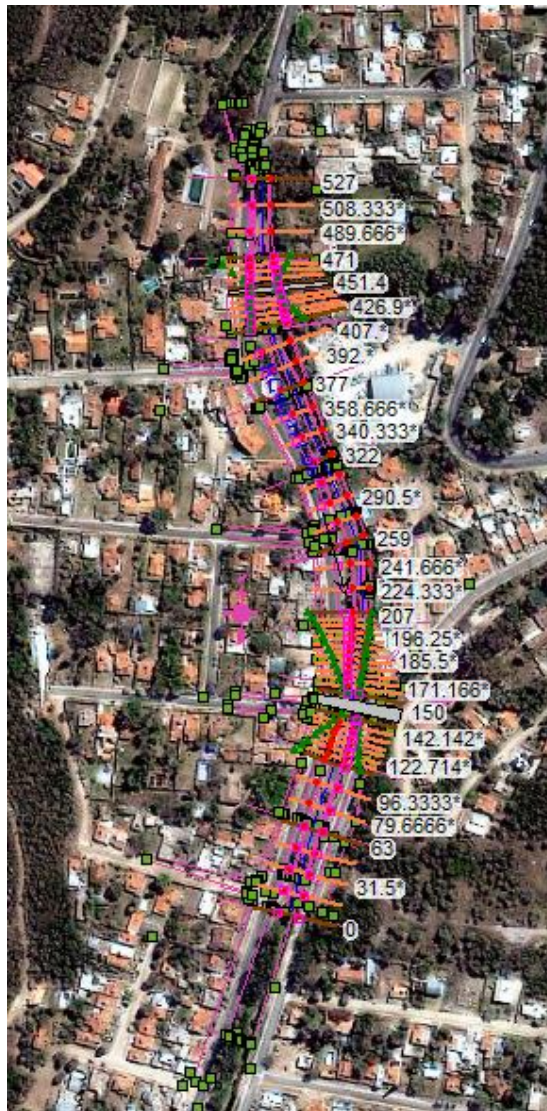
### Metodología

A continuación, en el presente apartado se detalla la cuantificación del escurrimiento superficial máximo generado en Río Ceballos durante el evento hidrometeorológico extraordinario del 15 de febrero de 2015 a partir del análisis de un video enviado por un ciudadano afectado por la inundación y que ha sido recopilado dentro del proyecto "Cazadores de Crecidas". Se detallan las estimaciones realizadas a partir de la modelación numérica de la hidrodinámica del flujo aplicando el programa HEC RAS del río Ceballos en el tramo urbano de la localidad homónima cuando escurre paralelo a la Avenida San Martín al 3400. En las etapas de calibración e implementación del modelo numérico se utilizaron datos relevados en la zona del estudio (velocidades superficiales del flujo, alturas de la superficie libre, etc.). Esta información fue utilizada para la calibración de modelos hidrológicos e hidráulicos siendo los resultados de este análisis la única información hidrológica disponible para ese evento.

HEC RAS (USACE, 2008) es un programa de simulación hidráulica/hidrodinámica creado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU. (US Army



Corps of Engineering). El modelo numérico incluido en este programa permite realizar análisis de flujo permanente unidimensional gradualmente variado a superficie libre para distintos caudales escurridos. Mediante este programa se procedió a simular hidráulicamente el flujo en el tramo de estudio del río Ceballos. A partir de datos de relevamientos topográficos provistos por la Secretaría de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba se elaboró un modelo digital de elevación del terreno a partir del cual se determinó la geometría del dominio donde se implementó el modelo hidráulico (ver Figura 24).



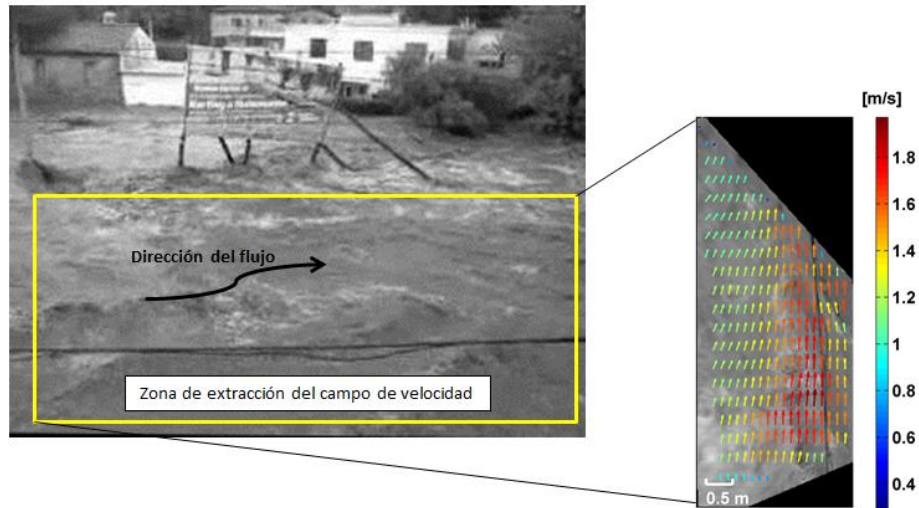
**Figura 24** - Geometría del terreno modelada. Se observan tanto las secciones como los puntos relevados al realizar la topografía de detalle y de fondo se muestra la ubicación de la zona de estudio.

Para la implementación del modelo es necesario definir parámetros o coeficientes de rugosidad requeridos para simular la resistencia al flujo del fondo y las márgenes. En la implementación del modelo para la cuantificación del escurrimiento superficial máximo generado en Río Ceballos durante el evento hidrometeorológico

extraordinario del 15 de febrero de 2015 y debido a que durante los eventos de crecidas el río inunda las planicies de inundación, se tuvo en cuenta que la rugosidad de las planicies de inundación no es la misma que la rugosidad del cauce debido a que en estas planicies se encuentra vegetación y obstáculos (infraestructura, etc.) que afectan el escurrimiento del flujo. Los coeficientes de rugosidad adoptados en este estudio (en este caso se utilizan coeficientes de rugosidad “n” definidos por Manning) se detallan a continuación:

- Se adoptó un valor de n de Manning de 0.035 para el cauce (valor extraído de la bibliografía para ríos similares al analizado).
- Para determinar el coeficiente de las planicies de inundación se implementó una metodología novedosa. Para ello en primer lugar se analizó un video digital de la crecida registrado por un vecino en una sección conocida del tramo de estudio con el fin de estimar la velocidad superficial del flujo aplicando la técnica de velocimetría por seguimiento de partículas implementada a gran escala (LSPIV). Debido a que el video ha sido registrado en forma oblicua al campo del flujo, las imágenes utilizadas en el procesamiento con la técnica LSPIV, han sido rectificadas. Además, a partir de este video se determinaron las alturas de la superficie libre de flujo alcanzadas. En la Figura 25 se muestra una imagen del video analizado en el cual se detalla el campo de velocidad superficial de flujo (rectificado) estimado en la margen derecha (cercana a la cámara) mientras que en la Figura 26 se muestra el lugar donde se relevó la altura alcanzada por la superficie libre en la misma sección de control.

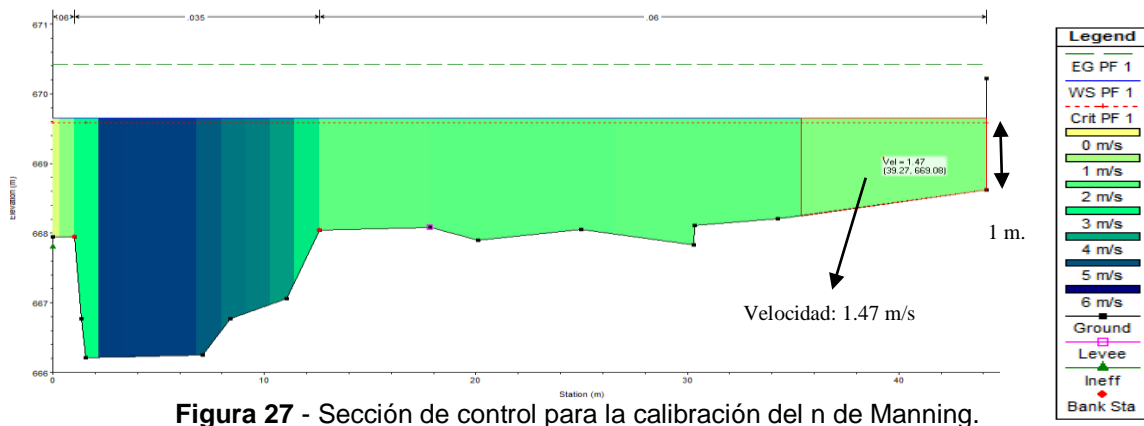
A partir de la velocidad y la altura del flujo estimadas del análisis del video digital se calibró el valor del n de Manning de la planicie. Finalmente el valor del coeficiente de rugosidad de Manning que mejor representa el caso de estudio es 0.05. En la Figura 27 se observa los campos de velocidad de flujo en la sección de control luego de la implementación de los n de Manning finalmente aplicados. Se observa una velocidad en la margen derecha de 1.47 m/s y una altura de la superficie libre en la misma zona de 1 metro que se corresponde con lo observado en campo. Los valores de velocidad de flujo en la región del cauce (del orden de 5-6 m/s) fueron validados con valores de velocidad de flujo determinados a partir de las imágenes digitales utilizando la técnica de trazadores. La resolución de las imágenes digitales registradas no era óptima para aplicar la técnica de velocimetría LSPIV en la región del cauce (alejada de la cámara).



**Figura 25** - Imagen del video registrado por un vecino donde se especifica la Zona donde se determina el campo de velocidad superficial y el campo resultante (rectificado) en la margen derecha de la sección de control.



**Figura 26** - Punto de referencia para determinar la altura de la superficie libre alcanzada al momento de la estimación de la velocidad superficial del flujo.



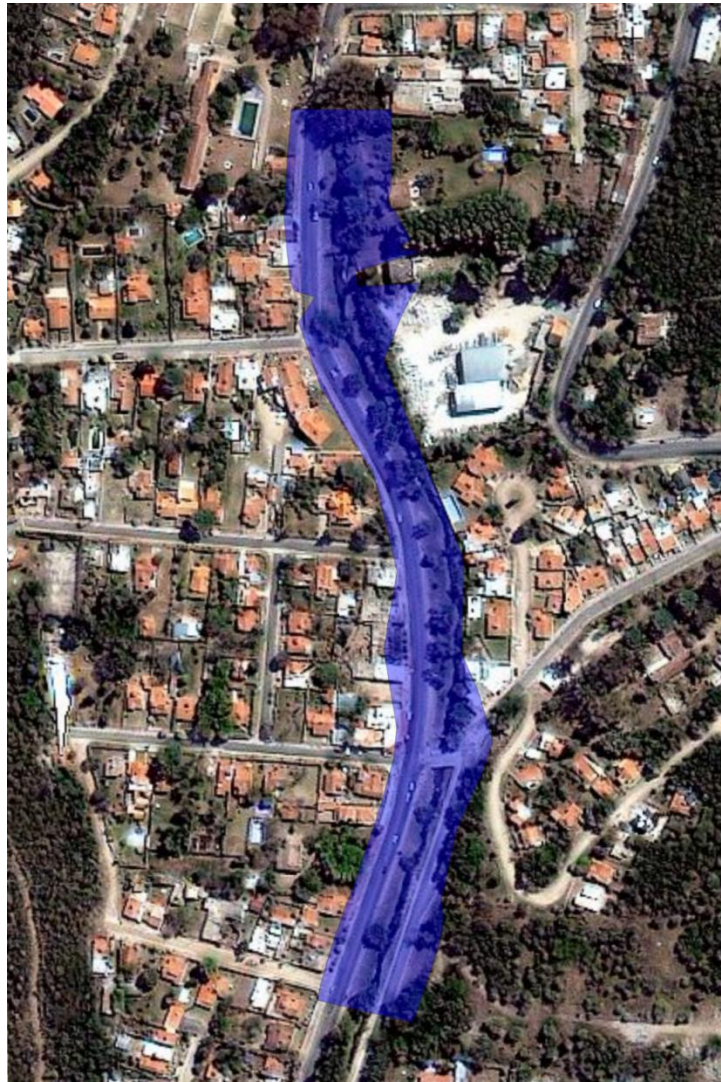
**Figura 27** - Sección de control para la calibración del n de Manning.

## Resultados

En primer lugar se procedió a la modelación numérica de la hidrodinámica del flujo en el Río Ceballos al momento del registro del video (12:40 del día 15 de febrero de 2015). En ese momento, se estimó un caudal escurrido de  $225 \text{ m}^3/\text{s}$ , utilizando los coeficientes de rugosidad obtenidos luego de la calibración de los coeficientes de



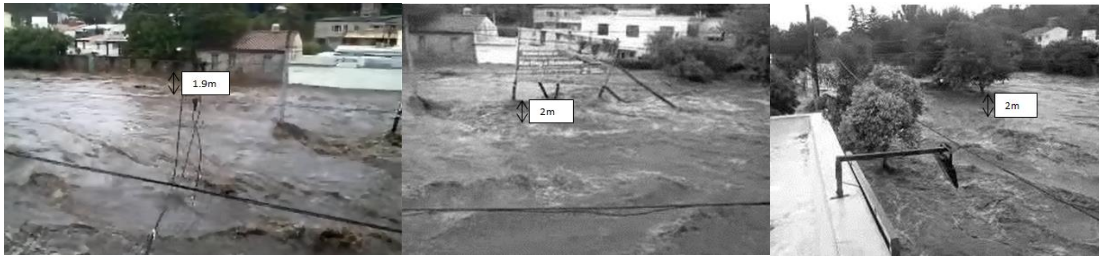
rugosidad de Manning de tal forma que se verifiquen las velocidades y alturas del flujo relevadas durante el evento de crecida en la planicie de inundación. En la Figura 28 se muestran las áreas inundadas obtenidas a partir de la simulación numérica realizada para un caudal de  $225 \text{ m}^3/\text{s}$  estimado como el caudal escurrido al momento del registro del video analizado en este estudio (12:40 del día 15 de febrero de 2015).



**Figura 28** - Áreas inundadas obtenidas a partir de la simulación numérica realizada para un caudal de  $225 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La condición del flujo anteriormente modelada corresponde al momento donde fue captado el video digital usado para la calibración de los coeficientes de rugosidad. Sin embargo, en el tramo de estudio se relevaron alturas de la superficie del agua máximas alcanzadas durante el evento (superiores a los existentes en la condición anterior); y estos valores fueron contrastados con lo relatado por los vecinos de la zona. El nivel máximo observado ocurrió a las 12:05 horas aproximadamente del día 15 de Febrero de 2015 y las alturas máximas alcanzadas por el flujo relevadas en el

lugar son las que se muestran en la Figura 29. Las velocidades en dicho sitio las velocidades varían entre 1.8 m/s en las márgenes y 5.3 m/s en el cauce.



**Figura 29** - Alturas máximas de superficie libre alcanzadas por el evento de crecida.

A partir de los niveles máximos alcanzados por el agua, se procedió a calcular el valor del caudal pico escurrido por el tramo en estudio. Dicho valor fue de  $290 \text{ m}^3/\text{s}$  y la superficie de inundación se observa en la Figura 30:



**Figura 30** - Áreas inundadas obtenidas a partir de la simulación numérica realizada para un caudal de  $290 \text{ m}^3/\text{s}$ .

De los resultados previamente mostrados puede demostrarse que en base a las visitas de campo realizadas en este estudio se pudo obtener información fundamental para la calibración del modelo hidrodinámico que simula el evento ocurrido el pasado



15 de Febrero de 2015 en la localidad de Río Ceballos. Para determinar el coeficiente de rugosidad seleccionado para las planicies de inundación se implementó una metodología novedosa. Para ello se analizó un video digital de la crecida registrado por un vecino en una sección conocida del tramo de estudio con el fin de estimar la velocidad superficial del flujo aplicando LSPIV. Además, a partir de este video se determinaron las alturas de la superficie libre de flujo alcanzadas.

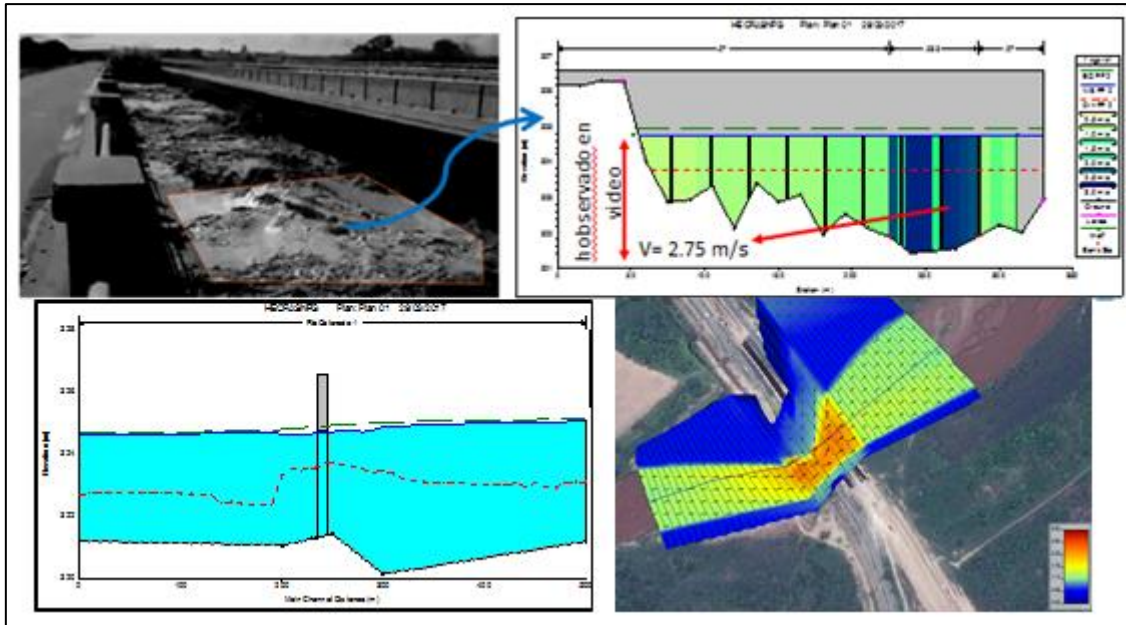
Las áreas afectadas por la inundación obtenidas de la simulación numérica en el tramo modelado presentan un buen acuerdo con observaciones realizadas in –situ.

Mediante el modelo realizado pudo estimarse no solo el caudal pico escurrido en el tramo (a las 12:05 horas del 15/2) sino también se pudo estimar el caudal circulante 35 minutos después (a las 12:40 hs).

Esta experiencia de calibración de modelos hidráulicos a partir de la aplicación de LSPIV ya se ha replicado en diferentes cursos fluviales de nuestro país alcanzándose muy buenos resultados. En la Figura 31 y Figura 32 se presentan algunos casos ejemplo:



**Figura 31** – Principales resultados de la calibración de modelo hidráulico en la desembocadura del Río Saldán en el Río Suquía.



**Figura 32** – Principales resultados de la calibración de modelo hidráulico en el cruce de la Ruta Nacional 50 y el Río Colorado, Orán, Salta.

Vale aclarar que lo aquí presentado se ha publicado en formato de artículo científico en la revista *Journal of Hydrology* en el año 2016 (Le Coz et al., 2016). La calibración de modelos hidráulicos a partir de la aplicación de LSPIV viene a cubrir un área de vacancia y es fundamental para una correcta estimación de caudales escurridos durante eventos de crecidas.

## 2.5. Usos de LSPIV para la caracterización experimental de flujos densos

### Introducción

En este apartado se implementa, para estimar la velocidad de un flujo denso, la técnica experimental remota LSPIV en mediciones realizadas en un canal de laboratorio que reproducen escurrimientos de flujos densos bajo condiciones controladas realizadas en el marco de una cooperación internacional con expertos del Instituto Nacional de Hidráulica de Chile; y en segundo lugar se analiza un flujo denso ocurrido en un cauce fluvial en el norte de la Argentina.

#### 2.5.1. Evaluación de la velocidad del flujo denso en un modelo físico

Chile es un país altamente vulnerable a los flujos de detritos dada su configuración geográfica y a la cercanía de los asentamientos humanos en zonas cordilleranas y precordilleranas. Cuando estos flujos alcanzan pueblos y ciudades, provocan enormes pérdidas humanas y económicas en el país. Según el Servicio Nacional de Geología y Minería de Chile (2015), entre los años 1980 y 2015 han ocurrido 70 desastres de origen geológico de los cuales 45 corresponden a flujos aluvionales. Dentro de ellos, los 5 aluviones de mayor magnitud han reportado 189 muertos, 91 desaparecidos, miles de damnificados y un costo económico de 1.600 millones de dólares americanos.

La ingeniería ha permitido el diseño y construcción de obras de protección aluvional, disminuyendo así el riesgo de las ciudades susceptibles a este tipo de fenómeno natural. En esta línea, tras el aluvión de 1993 ocurrido en la ciudad de Santiago en la Quebrada de Macul y de Ramón, el gobierno de Chile construyó en 1995 siete barreras o “Check Dams” con una capacidad de almacenamiento de sedimentos, estimado en 70.000 m<sup>3</sup>, destinados a mitigar los efectos de los flujos aluvionales en la zona.

Diversos autores (Ayala, 1996; Naranjo y Varela, 1996) estimaron en 840.000 m<sup>3</sup> el volumen de depósitos registrados en la crecida y aluvión de Mayo de 1993 en la quebrada de Macul, es decir, un volumen superior al volumen actual de retención de las barreras decantadoras. En este sentido, la Dirección de Obras Hidráulicas de Chile



se encuentra en proceso de excavación de un decantador de mayor magnitud denominado “Hondonada” localizado en el lado sur del cauce principal de la quebrada entre las barreras decantadoras N°1 y N°5 (ver Figura 33). Para un correcto uso de esta hondonada, se pretende desviar un porcentaje importante (entre un 60 y un 80%) del volumen de sedimentos transportado por el aluvión de 1993.



**Figura 33** - Zona de estudio. La numeración indica las barreras decantadoras y las flechas la dirección del flujo. La flecha segmentada indica el desvío de parte del flujo hacia la hondonada.

Para evaluar ese comportamiento, se ha construido un modelo físico a escala reducida 1:80 que permite probar y diseñar 4 alternativas de obras hidráulicas que permitan desviar el flujo. La configuración de estas cuatro alternativas se muestra en la Figura 34, las cuales fueron ensayadas en la instalación experimental construida en el Instituto Nacional de Hidráulica (ver Figura 35). La configuración de cada una de las obras de desvío ensayadas son las siguientes:

- Alternativa 1: Vertedero lateral en el Decantador N°1 manteniendo la presa retenedora presente actualmente.
- Alternativa 2: Presa de apertura vertical, formada por pilares instalados en 45° respecto al eje central y un vertedero lateral. La apertura entre pilares es de 1.5 veces el  $d_{90}$ .
- Alternativa 3: Presenta una configuración de pilares igual a la alternativa 2, pero con una curvatura de radio 3.56 m iniciando tangente al muro lateral y finalizando tangente al vertedero lateral. En este caso la apertura entre pilares es 1.5 veces el diámetro de partículas en modelo equivalentes a 1m en prototipo, las cuales son consideradas altamente destructivas.
- Alternativa 4: Dique curvo tangente a los muros laterales y del vertedero lateral con una presa de apertura vertical en su zona central sumado a un vertedero

lateral. El largo efectivo de la presa de apertura vertical, es de 4 aperturas entre pilares. En este caso, la apertura entre los pilares es idéntica a la de la Alternativa 3.

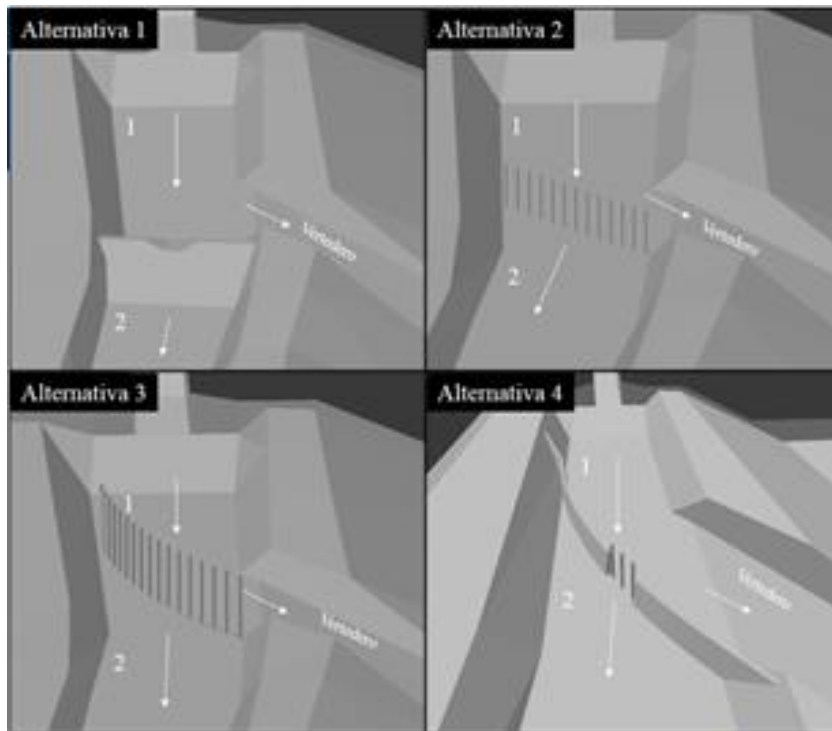


Figura 34 - Alternativas obras de desvío.

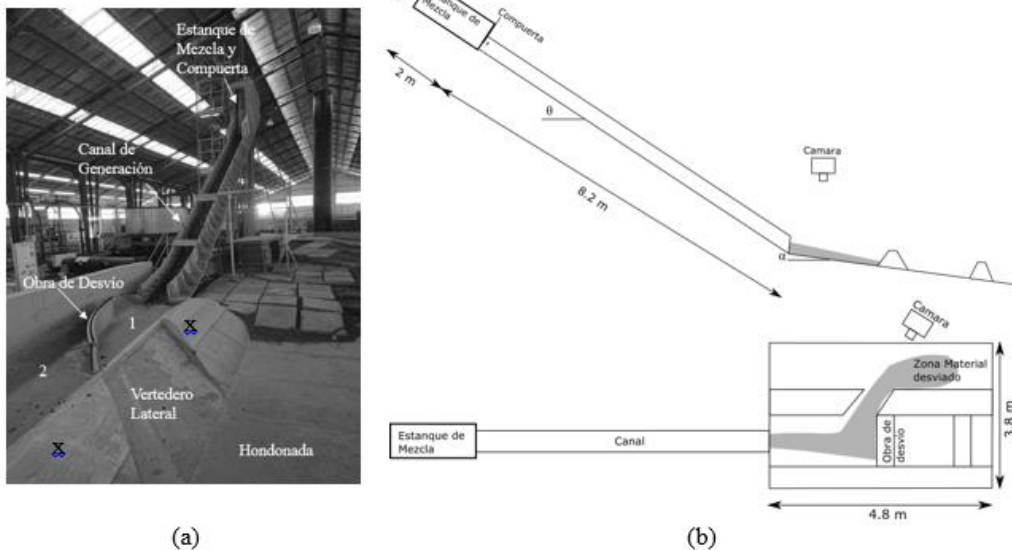
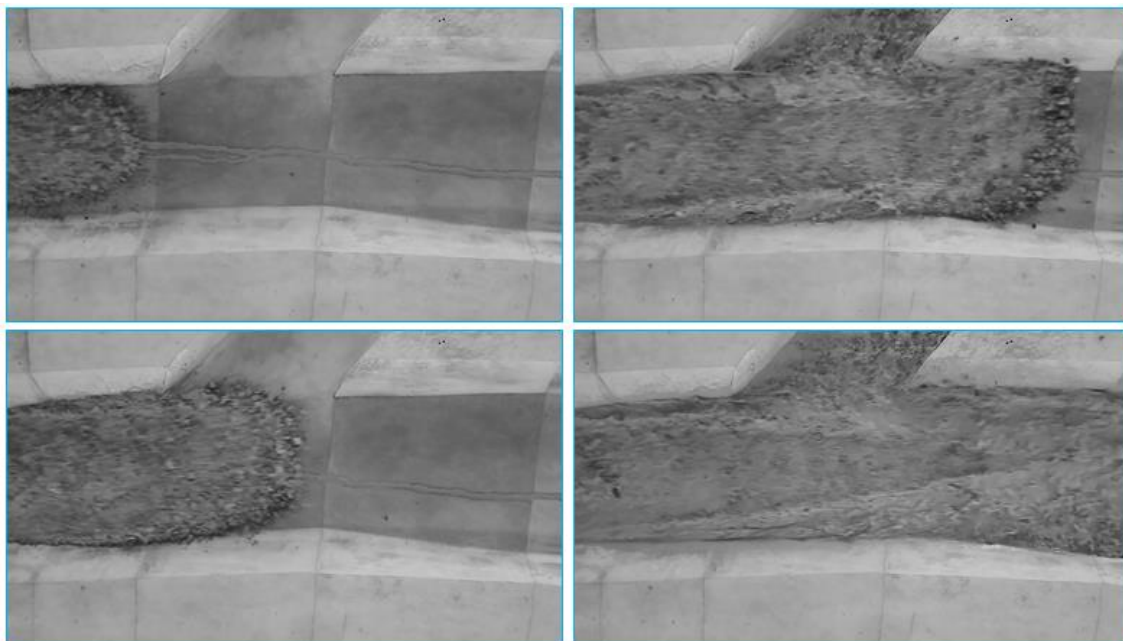


Figura 35 - (a) Vista frontal instalación experimental. (b) Esquema instalación experimental.

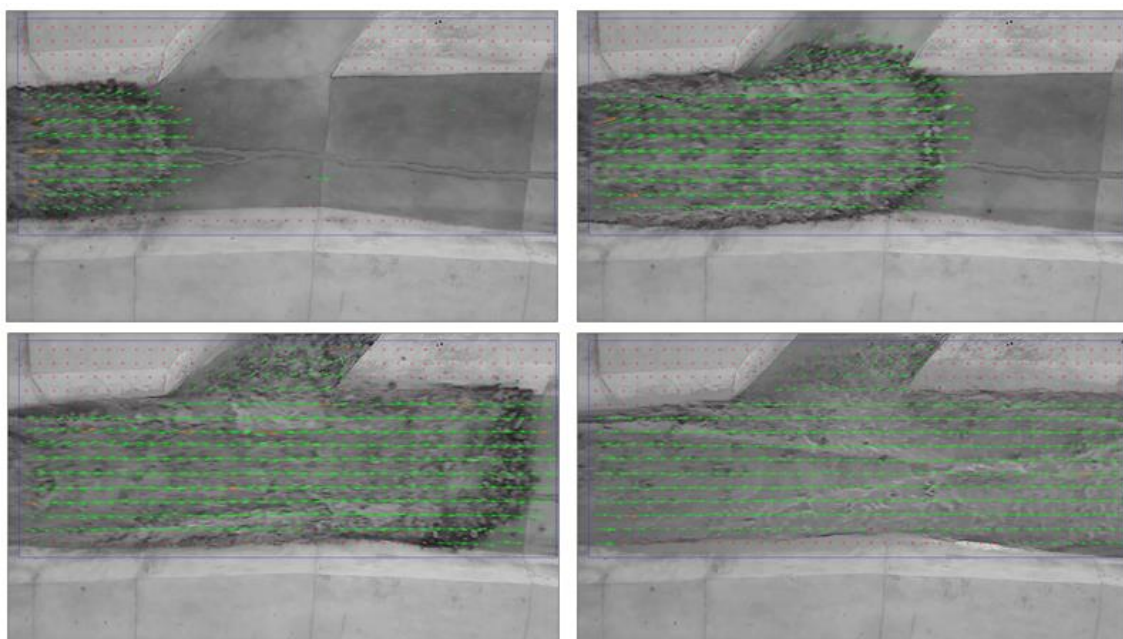
La ventaja de trabajar con un modelo físico es que se conocen de antemano las dimensiones del modelo, las propiedades del flujo, del sedimento, etc.; parámetros que generalmente no son fáciles de determinar durante una crecida de estas características que ocurren en la naturaleza. Uno de los parámetros más importantes a escalar en el modelo físico es la velocidad del flujo, puesto que es fundamental en el

cálculo de los esfuerzos a los cuales estará sometida la estructura. Para ello es que fue necesaria la aplicación de LSPIV.

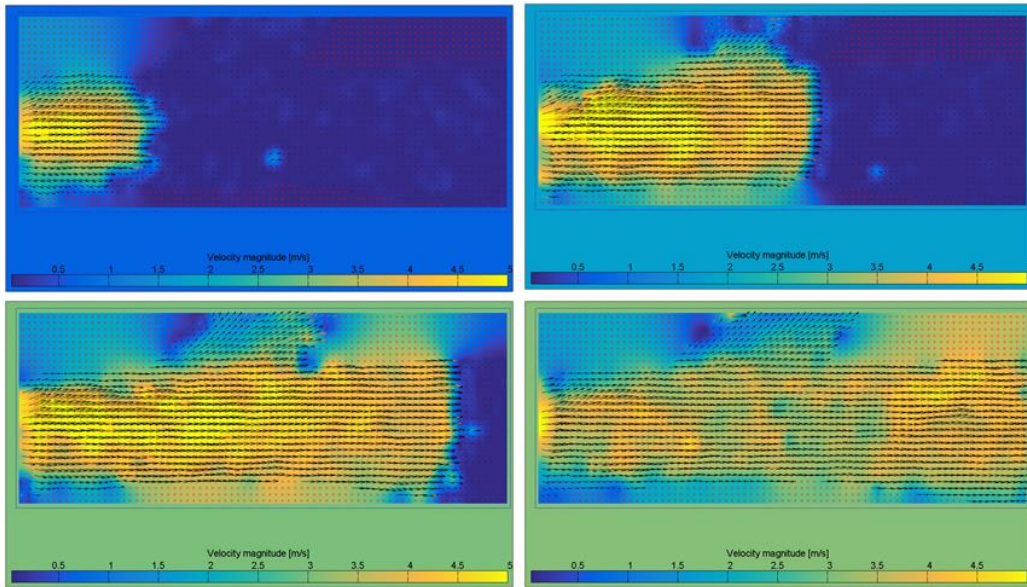
A continuación, en la Figura 36 se presentan algunas de las imágenes extraídas de uno de los videos registrados para analizar con LSPIV la velocidad del flujo denso de la alternativa 1, mientras que en la Figura 37 y en la Figura 38 se presentan vectores y magnitudes velocidad estimados con la técnica experimental respectivamente:



**Figura 36** – Evolución del flujo denso para la Alternativa 1 ensayada, Instituto Nacional de Hidráulica de Chile.

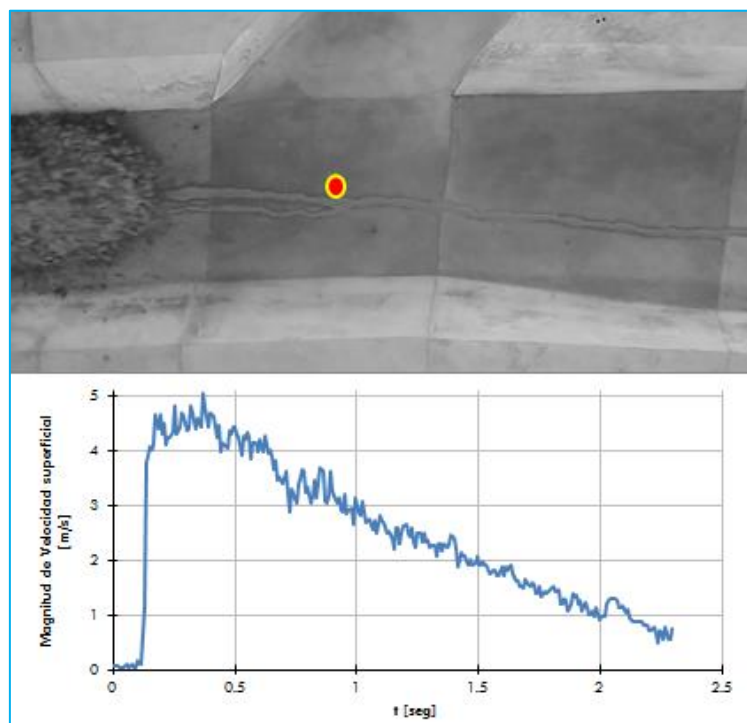


**Figura 37** – Evolución de vectores de velocidad para la Alternativa 1 ensayada, Instituto Nacional de Hidráulica de Chile.



**Figura 38** – Evolución de magnitudes de velocidad para la Alternativa 1 ensayada, Instituto Nacional de Hidráulica de Chile.

Además de la evolución temporal de los campos de velocidad previamente presentados, para complementar el estudio realizado aplicando LSPIV se analizaron los valores de velocidad longitudinal del flujo en el centro del canal para los diferentes intervalos de tiempo y así poder analizar la evolución temporal de las velocidades en cada uno de los casos analizados. En la Figura 39 se presenta la localización y el perfil temporal de velocidades extraído.



**Figura 39** – Evolución de la velocidad longitudinal del flujo en el centro del canal con la localización del punto analizado para la Alternativa 1 ensayada, Instituto Nacional de Hidráulica de Chile.



Al analizar los resultados alcanzados, siempre se observa un incremento brusco de la velocidad en el momento en que el frente del flujo denso alcanza la localización del punto analizado. Luego de alcanzar la velocidad máxima (que en el caso de la Figura 39 ronda los 5 m/s en el modelo físico evaluado), la misma empieza a decrecer paulatinamente hasta retornar a valores del orden de 1 m/s dos segundos después de alcanzarse la velocidad pico.

Al analizar las 4 configuraciones presentadas en la Figura 34, la alternativa que ha dado mejores resultados es la Alternativa 4, desviando ~87% del flujo hacia la Hondonada y un ~13% finalmente pasa a través de la presa de apertura vertical. De este análisis realizado, se puede demostrar que LSPIV es una técnica muy adecuada para estimar velocidades del frente y el flujo en estos casos. Previamente a la realización de este trabajo no era posible medir adecuadamente las velocidades de flujos de este tipo ni siquiera en canales de laboratorio.

## 2.5.2. Evaluación de la velocidad y la concentración del flujo denso en el Río Chuscha, Provincia de Salta

### Introducción

Luego de la aplicación de LSPIV bajo condiciones controladas en un modelo físico es que se procedió a la aplicación de la técnica experimental en el caso de un cauce fluvial. A continuación se presenta el análisis realizado para caracterizar las condiciones de flujo denso presentes en la sección definida en el río Chuscha en su intersección con la ruta nacional N°40 en la zona norte de la ciudad de Cafayate, Provincia de Salta, Argentina (Figura 40). El evento analizado corresponde a un evento de inundación repentina ocurrido el 6 de Enero de 2015.



**Figura 40** - Lugar de estudio en la intersección del río Chuscha con la ruta nacional N°40, Cafayate, Salta, Argentina.

Durante el evento un video fue registrado por un vecino (una imagen se observa en la Figura 41); y el mismo se analiza en este apartado.

## Resultados

En la Figura 41 se muestran los vectores de desplazamiento determinados utilizando las imágenes captadas durante la llegada del flujo denso a la zona donde se grabó el video.



**Figura 41** - Campo de vectores desplazamiento medio al aplicar LSPIV.

Utilizando las distancias relevadas in situ y el campo de desplazamiento medio; se estimó que la velocidad del frente media de la sección es de 3 m/s. Luego de la implementación de LSPIV para la estimación de las velocidades del frente del flujo denso, se busca estimar la concentración del sedimento del flujo mediante modelos existentes en la bibliografía. Muchos investigadores han desarrollado modelos de la reología de este tipo de flujos. Estos pueden ser clasificados como: modelos newtonianos (Johnson, 1970), modelos visco plásticos lineales y no lineales (O'Brien et al., 1993), modelos de fluido dilatante (Bagnold, 1954), modelos dispersivos (Arai and Takahashi, 1986), modelos friccionales (Norem et al., 1990). Entre todos estos modelos, los modelos dilatantes (Bagnold, 1954) y los viscoplásticos (o modelos de Bingham) son los que más ampliamente se usan para describir la reología de los flujos densos (Jan, 1997). Es por esto que en esta tesis se implementaron los siguientes modelos (ver en Takahashi, 1981):

- Modelo de fluido dilatante (Bagnold, 1954): la velocidad del frente del flujo denso ( $\bar{U}$ ) en este modelo se estima con la siguiente ecuación:

$$\bar{U} = \frac{2}{5d} \left\{ \frac{g}{a \sin \phi} \left[ c_d + (1 - c_d) \frac{\rho}{\sigma} \right] \right\}^{1/2} \left[ \left( \frac{c_*}{c_d} \right)^{1/3} - 1 \right] h^{3/2} (\sin \theta)^{1/2} \quad [\text{Ecuación 8}]$$

Donde  $d$  es el diámetro característico del sedimento del flujo denso (o  $d_{50}$ );  $g$  es la aceleración de la gravedad;  $a$  es una constante empírica y vale 0.042;  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del sedimento;  $c_d$  es la concentración de equilibrio del sedimento;  $\rho$  es la densidad del fluido;  $\sigma$  es la densidad del sedimento;  $c_*$  es la concentración volumétrica del sedimento;  $h$  es la profundidad o tirante del flujo; y  $\theta$  es la pendiente del canal donde se desplaza el flujo denso.

Vale aclarar que a la concentración de equilibrio del sedimento ( $c_d$ ) se la estima como:

$$c_d = \frac{\rho(\tan \theta)}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad [\text{Ecuación 9}]$$

- Modelo reológico visco – plástico (Yano y Daido, 1965; Johnson, 1970): en este modelo, la velocidad del frente del flujo denso ( $\bar{U}$ ) se estima como:

$$\bar{U} = \frac{(H/h)^2(1-H/3h)}{2\mu} [\sigma c_d + (1 - c_d)\rho]gh^2 \sin \theta \quad [\text{Ecuación 10}]$$

Para la aplicación de estos modelos, es necesario previamente conocer parámetros del flujo (como el tirante), del cauce (como la pendiente) y del sedimento (como el diámetro medio, ángulo de fricción interna, densidad, viscosidad y tensión de inicio del movimiento). Los mismos fueron estimados en base a información extraída del video y a visita a campo de la zona.

Lo que estos modelos calculan es la velocidad del frente del flujo denso; por lo que se realizó el camino inverso: es decir se buscó cuál era la concentración volumétrica del sedimento ( $c_*$ ) que hacía que la velocidad del frente fuera del mismo orden que la estimada con LSPIV previamente.

Al asumir una concentración volumétrica del sedimento del 10%, se obtuvieron las siguientes velocidades de frente del flujo denso al aplicar los modelos:

**Tabla 5** - Velocidades de frente del flujo denso al aplicar los modelos propuestos por Takahashi (1981) al utilizar una concentración volumétrica del sedimento de 10%.

<i>Modelo</i>	<i><math>\bar{U}</math> [m/s]</i>
Bagnold (1954)	3.00
Yano y Daido (1965); Johnson (1970)	2.86

Al comparar la velocidad experimental obtenida en este trabajo a partir de la implementación de al aplicar LSPIV con los valores calculados por las fórmulas propuestas por los diferentes modelos se observa que los modelos aplicados estiman velocidades de frente de flujo denso muy cercanas a la medida experimentalmente con LSPIV al asumir una concentración volumétrica del sedimento del 10%.

Se determinaron experimentalmente in situ velocidades del frente de un flujo denso en un cauce durante un evento de crecida repentina utilizando una nueva técnica de medición disponible: LSPIV. Se complementan perfectamente las mediciones experimentales en campo con los modelos existentes en la bibliografía y en conjunto pueden alcanzarse resultados muy buenos para la caracterización de la mecánica de los flujos escurridos durante eventos de flujos densos.

Lo que aquí se presenta viene a cubrir un área de vacancia ya que en el pasado no ha sido posible medir in situ velocidades de frentes de flujos densos; y de aquí en adelante, mediante la aplicación de LSPIV podrá ser posible no solamente la medición de las velocidades de estos flujos sino también la caracterización mucho más detallada (por ejemplo de concentraciones) que permitirá un entendimiento mayor de los flujos densos, uno de los fenómenos naturales más amenazantes en algunas regiones del mundo.



## CAPÍTULO 3

# Optimización de diseño hidráulico de medidas estructurales y no estructurales utilizando LSPIV

*Parte del contenido del Capítulo 3 fue publicado en:*

*Guillén, Nicolás Federico (Univ. Nac. de Córdoba); Patalano, Antoine (Univ. Nac. de Córdoba); García, Carlos Marcelo (Univ. Nac. de Córdoba); Bertoni, Juan Carlos (Univ. Nac. de Córdoba). "Use of LSPIV in assessing urban flood vulnerability", Journal of the International Society for the Prevention and Mitigation of Natural Hazards, Febrero 2017, 1-12.*

*Además se presentan estudios de campo realizados durante una estadía de investigación en el USGS (United States Geological Survey, Office of Surface Water - Estados Unidos), más precisamente en el USGS Illinois Water Science Center, Illinois, Estados Unidos.*

*También se presentan estudios de campo y laboratorio realizados en interacción con colegas del Laboratorio de Hidromecánica de la Universidad Nacional de La Plata en las estructuras de descarga de presa Yacyretá, Corrientes, Argentina.*

### **3. Optimización de diseño hidráulico de medidas estructurales y no estructurales utilizando LSPIV**

#### **3.1. Introducción**

En este capítulo se presenta un estudio donde se estima la vulnerabilidad de personas y vehículos durante inundaciones urbanas repentinas a partir de la aplicación de LSPIV. En el caso de los vehículos se ha comparado la posibilidad de la utilización de puntos fijos para el cálculo de las velocidades superficiales del flujo o bien de las dimensiones de los mismos (puntos móviles). Para todos los casos se han comparado las mediciones experimentales con estudios previos realizados en base a modelos numéricos o a modelos físicos (ya que previamente no se habían podido realizar mediciones in situ como las aquí presentadas). Además se presentan estudios realizados para mejorar el diseño hidráulico de infraestructura hídrica aplicando LSPIV: por un lado se cuantifica y caracteriza hidrodinámicamente el flujo escurrido en flujos existentes en sistemas de esclusas con gran presencia de aire; y por otro lado se caracterizan los flujos en estructuras de descarga de presas tanto en modelo físico como en prototipo.

## 3.2. Uso de LSPIV para optimizar el diseño de medidas no estructurales en inundaciones urbanas: Estimación de vulnerabilidad de personas y vehículos durante inundaciones urbanas repentinas

### 3.2.1. Uso de LSPIV en la evaluación de la vulnerabilidad de personas y vehículos durante una inundación urbana repentina

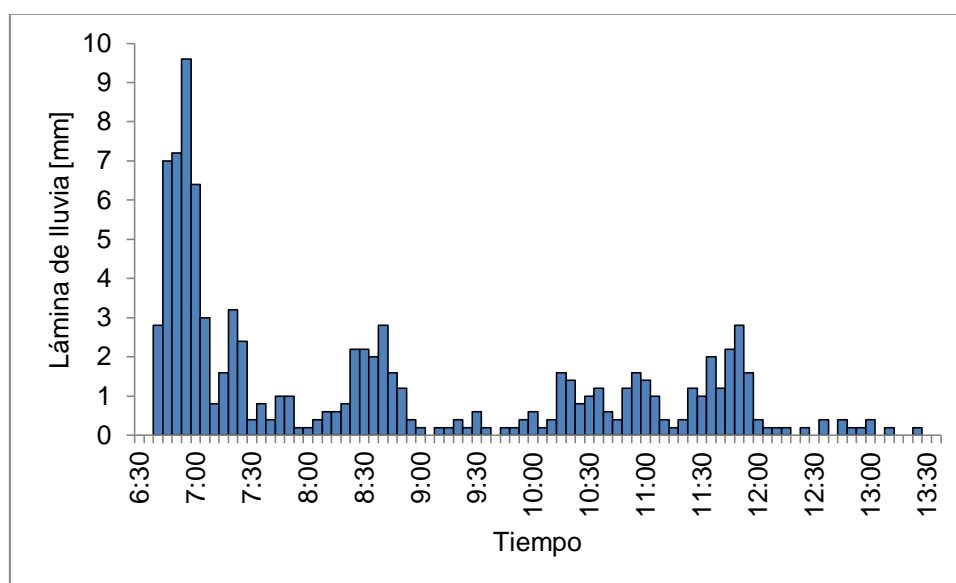
#### Introducción

En este trabajo, se implementa una técnica experimental avanzada para medir la velocidad del agua durante las inundaciones urbanas. Esta técnica consiste en implementar a gran escala la técnica de velocimetría de imágenes de partículas (LSPIV) que se encuentra en constante desarrollo (Fujita et al., 1998; Creutin et al., 2003; Muste et al., 2005, 2008; Hauet y Muste 2009; Fujita et al. al. 2013; Le Coz et al., 2014; Le Boursicaud et al., 2016; y Stumpf et al., 2016). Previo a la realización de este trabajo, la técnica LSPIV se implementaba en videos digitales grabados desde un vehículo aéreo no tripulado (UAV) o desde cámaras digitales fijas. La implementación de LSPIV asegura la seguridad del operador porque el video se puede registrar desde un área segura (fuera de la región de vulnerabilidad) y las distancias requeridas para analizar las imágenes se miden después del evento de inundación. Las aplicaciones de LSPIV más recientes incluyen la medición de inundaciones repentinas en ríos de montaña (Le Coz et al., 2016) y el flujo en y alrededor de estructuras hidráulicas (Guillén et al., 2015). La técnica ha sido adaptada en este trabajo para su implementación con videos caseros, generalmente filmados por el público durante los eventos de inundación repentina urbana usando varios dispositivos electrónicos (teléfonos celulares, cámaras digitales y otros). Se necesitan realizar correcciones a los videos porque estos son generalmente inestables porque están grabados sin trípode y, en la mayoría de los casos; las cámaras se mueven mientras se graba el video.

## Metodología

Este apartado presenta resultados de la implementación de LSPIV a un video casero de una crecida repentina registrada el 29 de noviembre de 2012 en la ciudad de Asunción en Paraguay y la estimación de la vulnerabilidad de personas y vehículos con base en el criterio de estabilidad en inundaciones repentinas propuestas por trabajos previos.

El evento de inundación repentina analizado que causó daños mayores en Asunción, Paraguay, ocurrió el 29 de noviembre de 2012. Esta inundación repentina fue generada por una gran tormenta que produjo 95 mm de lluvia en 7 horas (entre las 6:40 y 13:40). La máxima intensidad de lluvia observada durante este evento fue de aproximadamente 115 mm/h. El hietograma de este evento de lluvia se muestra en la Figura 42; y se observa que la precipitación máxima ocurrió durante la primera hora del evento (45 mm).



**Figura 42** – Hietograma registrado durante el evento de inundación repentina del 29/11/2012 (intervalo de tiempo igual a 5 min).

La recurrencia de este evento de lluvia es de menos de 5 años; por lo tanto, este evento no se considera extraordinario. Sin embargo, los sistemas de drenaje urbano generalmente se diseñan en los países de América Latina en función de las cantidades de lluvia con tiempos de retorno de entre 2 y 10 años (similar a la aquí descrita). Este valor de recurrencia se estimó utilizando la curva intensidad de la lluvia, duración y recurrencia (IDT) determinada para la ciudad de Asunción, Paraguay.

Durante el evento de inundación repentina analizado, un vecino grabó un video digital a una resolución de 1280 por 720 píxeles y 30 cuadros por segundo (se muestra una imagen en la Figura 43) en la calle Amancio González a 10 m de la intersección de la calle Pirizal en Asunción. Durante la inundación, se observaron dos vehículos en movimiento debido a las velocidades del agua (Figura 44). Afortunadamente, nadie murió o resultó herido durante el evento en este sitio.



**Figura 43** – Imagen del video digital registrado por un vecino en la calle Amancio González (captado al inicio del registro del mismo).



**Figura 44** – Parte del video analizado en el cual autos son arrastrados por el flujo (captado a los 240 segundos desde el inicio del video registrado).

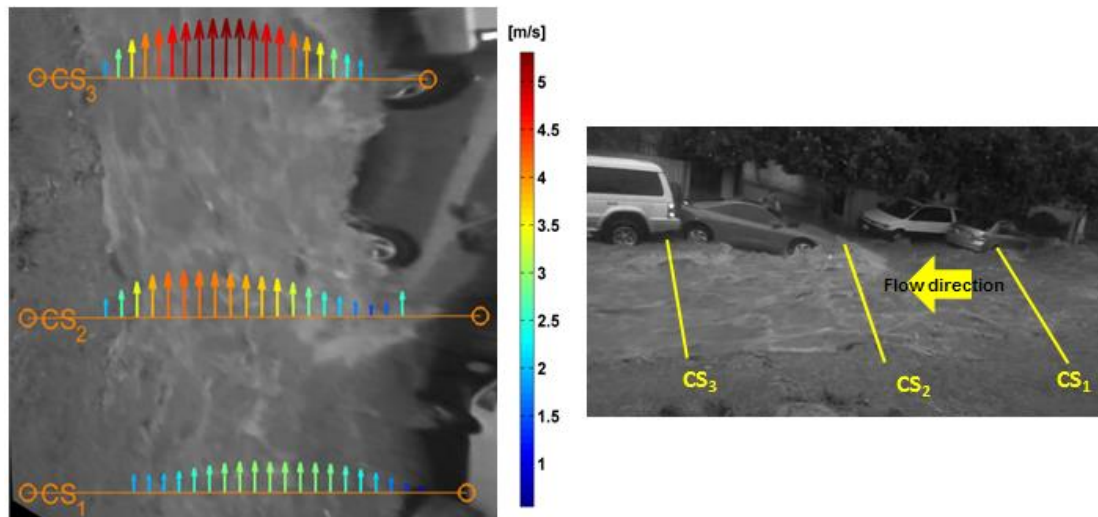
## Resultados

En la Figura 45 se muestran los vectores de desplazamiento medio no rectificadas determinados a partir de la implementación de LSPIV en las imágenes grabadas durante el evento.



**Figura 45** – Campo medio de vectores desplazamiento no rectificadas obtenidos de la implementación de LSPIV. Las flechas representan los vectores velocidad superficial del agua.

Se calculó el campo rectificado de velocidad media superficial con la herramienta RIVeR Matlab y se extrajeron los siguientes perfiles transversales de velocidad (Figura 46):



**Figura 46** – Perfiles transversales de velocidad media superficial extraídos en 3 secciones diferentes con su correspondiente ubicación en el video.

El flujo en la sección transversal aguas arriba (CS<sub>1</sub>) se distribuyó uniformemente a lo ancho de la calle (Figura 46). La velocidad máxima en esta sección transversal es de aproximadamente 3 m/s (en el centro de la calle) y la velocidad media del agua es

de aproximadamente 2.3 m/s. La sección CS<sub>2</sub> corresponde a la ubicación del vehículo que causa una contracción importante en el lado derecho de la calle. En CS<sub>2</sub>, la velocidad máxima es de 4.2 m/s y la velocidad media del agua es de aproximadamente 2.9 m/s. Finalmente, la sección transversal aguas abajo (CS<sub>3</sub>) corresponde con la ubicación de las velocidades máximas del agua (5.4 m/s) y la velocidad media del agua es de aproximadamente 3.9 m/s.

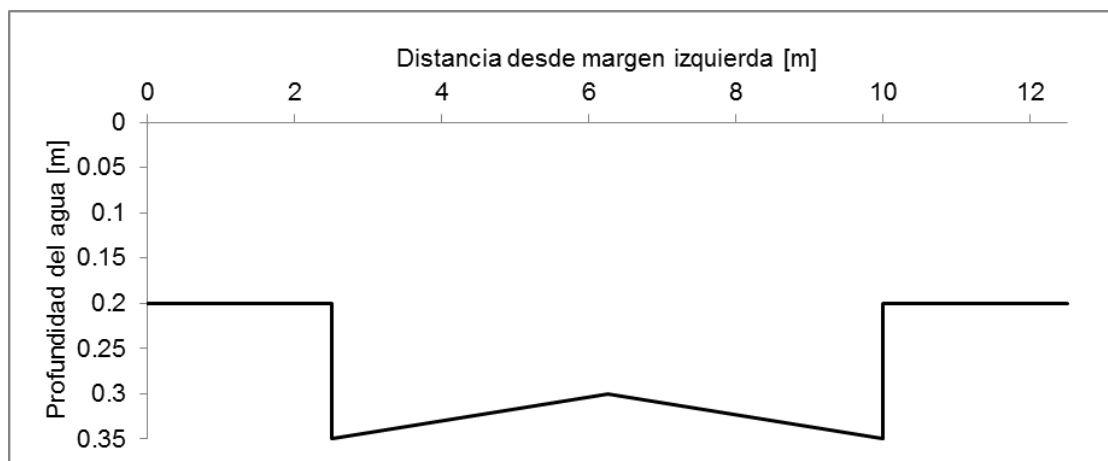
Para cuantificar las profundidades del agua en la calle Amancio González, se estudió la geometría de la calle después del evento de inundación (ver Figura 47). La calle y las veredas (en ambos lados) están sin pavimentar. Los límites laterales son en su mayoría verticales y la pendiente longitudinal de la calle es de 3.6%.

El nivel del agua nunca alcanza el eje del neumático (excepto en los casos en que los vehículos causan obstrucciones en el flujo); por lo tanto, se ha estimado una profundidad de agua de 0.2 m sobre la vereda (Figura 47). La profundidad del agua es la variable con mayor incertidumbre en el análisis y se ha estimado de la siguiente manera: suponiendo que el neumático está en un plano ortogonal en la dirección de la cámara y hay una relación lineal entre los píxeles de la imagen y el diámetro medio de un neumático, es que finalmente la profundidad del agua se estimó en  $0.2 \text{ m} \pm 0.05 \text{ m}$ .



**Figura 47** – Estimación de la profundidad del agua en la zona analizada.

La profundidad del agua en el lugar con la máxima velocidad del agua se determinó usando la profundidad del agua previamente estimada basada en el vehículo estacionado en la vereda (ver Figura 47) y la sección transversal de la calle estudiada (ver Figura 48, donde se denomina 0 en el eje de las ordenadas a la elevación de la superficie del agua).



**Figura 48** – Sección de la calle utilizada para caracterizar el flujo en  $CS_1$ .

Finalmente, se analizó el producto de las velocidades del agua estimadas ( $v$ ) y las profundidades del agua ( $h$ ) para evaluar la vulnerabilidad a la estabilidad humana (Tabla 6 y Figura 49 y Figura 52). En el presente, diferentes grupos de investigación están estudiando las incertidumbres en las mediciones de velocidad superficial del flujo utilizando LSPIV (por ejemplo, Hauet et al., 2008). En base a la experiencia de los autores, las incertidumbres sobre los errores de las mediciones de velocidad superficial de flujo con LSPIV son del orden de  $\pm 10\%$ . Además, las incertidumbres en las estimaciones de la profundidad del agua realizadas en este trabajo son del orden de 0.05 m. Por lo tanto, teniendo en cuenta estas incertidumbres para la estimación de la vulnerabilidad de las personas y los vehículos en base al criterio de estabilidad, los intervalos de confianza para la velocidad y la profundidad del agua se han incluido en la Figura 49 y Figura 52.

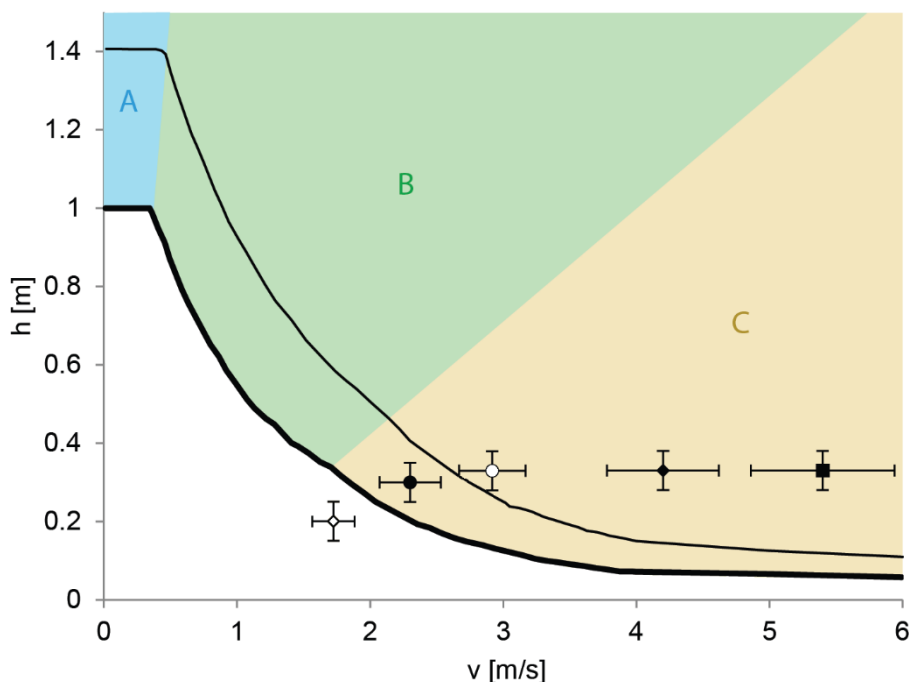
El límite establecido por Engineers Australia (2010) para  $v \cdot h$  ( $0.4 \text{ m}^2/\text{s}$  para niños y  $0.6 \text{ m}^2/\text{s}$  para adultos) se excede significativamente en las secciones transversales  $CS_2$  y  $CS_3$  (Tabla 6).

**Tabla 6** – Parámetros característicos de las condiciones del flujo en las 3 secciones transversales analizadas.

<i>Sección transversal (ver Figura 46)</i>	<i><math>v</math> [m/s] Velocidad máxima</i>	<i><math>h</math> [m] Profundidad del agua en la ubicación de <math>v</math></i>	<i><math>v \cdot h</math> [m<sup>2</sup>/s]</i>
$CS_1$	2.3	0.30	0.7
$CS_2$	4.2	0.33	1.4
$CS_3$	5.4	0.33	1.8



Los valores observados de  $v-h$  en este trabajo en las tres secciones transversales analizadas se representan en la Figura 49. Esta gráfica también incluye las regiones definidas por Milanesi et al. (2015) para ahogamiento (A), derrumbe (B) y deslizamiento (C) en el caso de agua limpia ( $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ ) y terreno horizontal (pendiente nula), para un niño (línea gruesa) y un adulto tipo (línea delgada). Este diagrama también define umbrales de vulnerabilidad: baja (bajo la línea de los niños), media (entre los límites de los niños y adultos) y alta (por encima de la línea de adultos). Los valores observados en la sección transversal de  $CS_1$  se encuentran en la región con vulnerabilidad media y el mecanismo de inestabilidad es el deslizamiento. Sin embargo, los valores medidos en  $CS_2$  y  $CS_3$  corresponden a la región de alta vulnerabilidad durante la inundación urbana caracterizada en este trabajo. Debido a que la velocidad es significativamente alta ( $> 4 \text{ m/s}$ ) para  $CS_2$  y  $CS_3$ , entonces el índice de estabilidad ( $v \cdot h$ ) no es sensible a la profundidad ( $h$ ) (Figura 49), siempre que la profundidad ( $h$ ) permanezca por encima  $\sim 0.1 \text{ m}$ . En general, el hecho de que el transporte de sedimentos (erosión y sedimentación) no se consideró en este análisis y que debido a que la velocidad es tan alta en estas dos secciones transversales, la profundidad no es un factor tan importante.



**Figura 49** – Regiones de estabilidad definidas por Milanesi et al. (2015) para adultos (línea delgada) y niños (línea gruesa): (A) ahogamiento, (B) derrumbe y (C) deslizamiento. Aquí,  $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$  y hay pendiente nula (terreno horizontal). Los símbolos representan los resultados obtenidos de las mediciones de velocidad de flujo en las tres secciones transversales del video analizado ( $\bullet$   $CS_1$ ,  $\blacklozenge$   $CS_2$ ,  $\blacksquare$   $CS_3$ ,  $\square$   $CS_1$  Secuencia a,  $\circ$   $CS_1$  Secuencia b).

Además se analizaron tres secuencias del video: los resultados se compararon con la gráfica presentada por Milanesi et al. (2015) y Xia et al. (2011). Las secuencias seleccionadas corresponden a cuando a) las personas están de pie en la vereda; b) un hombre fue arrastrado por el flujo; y c) los vehículos fueron arrastrados por el flujo.

a. Durante la primera secuencia del video, las personas están paradas en la vereda derecha del flujo (Figura 50):



**Figura 50** – Secuencia del video analizado cuando hay personas paradas en la vereda derecha (captado al inicio del registro del video).

Utilizando las mediciones de campo realizadas, se estimó en el sitio una velocidad del agua de 1.8 m/s y una profundidad del agua de hasta 0.2 m. Trazando los valores de  $v - h$  en la Figura 49, esta condición de flujo corresponde a la región de baja vulnerabilidad (no hay movimiento de las personas afectadas por la inundación) y la región C (que corresponde al área donde el mecanismo de inestabilidad es el deslizamiento).

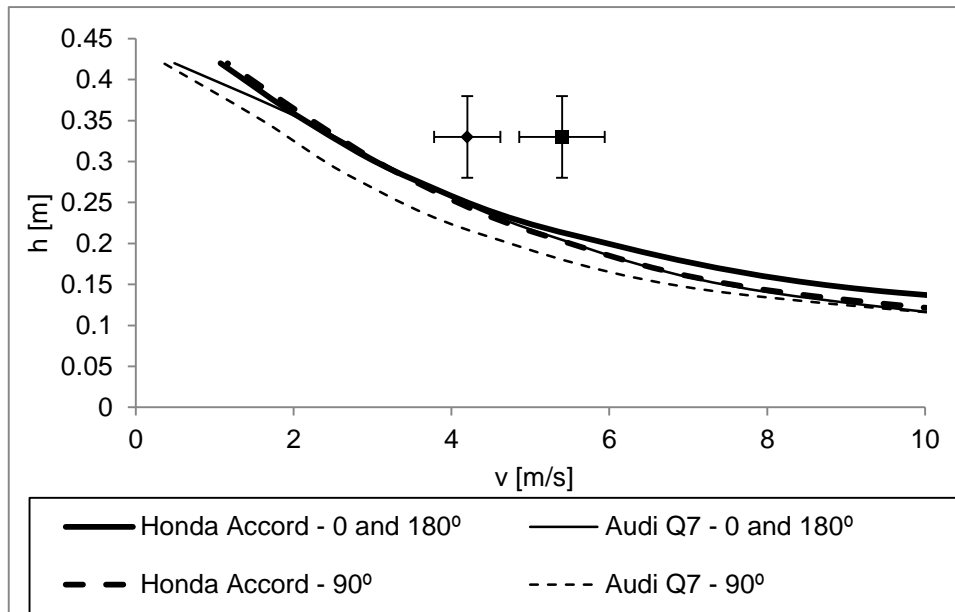
b. En otra parte del video, un hombre estaba tratando de entrar en un vehículo y fue arrastrado por el flujo. Un colega lo rescató y se evitó una posible tragedia (Figura 51).



**Figura 51** – Parte del video analizado en el cual un hombre (marcado con un círculo blanco) fue arrastrado por el flujo cuando intentaba entrar a un vehículo (captado a los 50 segundos desde el inicio del video registrado).

En este caso, la persona estaba ubicada en el lado derecho de la calle, cerca de la vereda. Usando las mediciones de campo, se estimó una velocidad del agua de 2.9 m/s y una profundidad de agua igual a 0.33 m en esta región. Si estos valores se plotean en la Figura 49, esta condición de flujo corresponde a la región de alta vulnerabilidad (el arrastre del hombre debida al agua es claro) y la región C (que corresponde al área donde el mecanismo de inestabilidad es el deslizamiento).

- c. En la última secuencia del video, dos vehículos fueron arrastrados por el flujo, como se mostró anteriormente en la Figura 44. En este caso, la región donde fueron arrastrados los automóviles coincide con las secciones  $CS_2$  y  $CS_3$ . Las velocidades del agua en estas secciones transversales oscilan entre 4.2 y 5.4 m/s y la profundidad del agua oscila entre 0.3 y 0.35 m (ver Tabla 6). Los valores de velocidad y profundidad del agua observados (Figura 52) en dos de las secciones transversales analizadas ( $CS_2$  y  $CS_3$ ) han sido ploteados en el gráfico de estabilidad  $v.h$  preparado por Xia et al. (2011) para dos tipos de vehículos y para diferentes ángulos de orientación del vehículo ( $0$  y  $180^\circ$ , que corresponde a casos de vehículos alineados en paralelo al vector velocidad del agua; y  $90^\circ$  cuando son perpendiculares a este vector).



**Figura 52** – Umbrales de estabilidad definidos por Xia et al. (2011) para dos tipos de vehículos y para diferentes ángulos de orientación. Las condiciones del flujo en las secciones transversales  $CS_2$  y  $CS_3$  del video analizado (ver Tabla 6) están representadas por  $\blacklozenge$  y  $\blacksquare$ , respectivamente.

Los valores observados en  $CS_2$  y  $CS_3$  indicaron que las mediciones están por encima de los umbrales definidos por Xia et al. (2011). Los resultados alcanzados en el video analizado indican que siempre se exceden los umbrales de estabilidad del vehículo. Durante el evento registrado y debido a las altas velocidades del agua alcanzadas por el flujo, se observaron grandes movimientos de vehículos. Los vehículos se mueven en la región de mayor valor de  $v$ - $h$  que corresponde a la zona de alta vulnerabilidad definida por Xia et al. (2011) para vehículos.

## Síntesis

En este trabajo, las velocidades del agua en una calle de Asunción, Paraguay, se determinan experimentalmente durante una inundación urbana utilizando LSPIV. Durante esta inundación urbana y debido a las altas velocidades medidas, se observaron personas que se deslizaban y que fueron arrastradas y movimientos apreciables de vehículos.

Se caracterizaron varias secuencias del video tomando en cuenta el criterio de vulnerabilidad basado en la estabilidad de personas y vehículos durante inundaciones repentinas propuestas por Milanesi et al. (2015) y Xia et al. (2011), respectivamente. Los valores medidos máximos de  $(v, h)$  siempre exceden los límites de vulnerabilidad de las personas definidas en trabajos previos (Engineers Australia, 2010) para evitar que personas sean arrastradas en las calles y otras áreas de escorrentía durante una

inundación repentina. Se ha demostrado que si las personas permanecían en la vereda, se encontraban en una región de baja vulnerabilidad; mientras que si estaban en la calle se encontraban en una región de alta vulnerabilidad. En ambos casos, el mecanismo de inestabilidad asociado para las personas es el deslizamiento. Además, se demostró que la contracción del flujo causada por los vehículos en la margen derecha (lado derecho de la calle) aumenta significativamente la vulnerabilidad y el riesgo de la situación analizada.

Para analizar los umbrales de estabilidad para vehículos, fue utilizado el criterio propuesto por Xia et al. (2011). Utilizando las mediciones recogidas en el estudio de Xia, se demostró que, después de la contracción del flujo, se excede el límite de inestabilidad del vehículo y coincide con el movimiento apreciable de los vehículos observado en el video.

Este trabajo ilustra el gran potencial de las iniciativas de ciencia ciudadana para mejorar la evaluación del riesgo de inundación, ya que datos hidráulicos valiosos se pueden calcular utilizando mensajes, fotografías y películas producidas por los ciudadanos. Hoy en día, las nuevas tecnologías de comunicación e imágenes digitales han permitido al público producir grandes cantidades de observaciones de inundaciones y compartirlas a través de las redes sociales.

*Vale aclarar que lo aquí presentado se ha publicado en formato de artículo científico en la revista Natural Hazards en el año 2017 (Guillén et al., 2017). La estimación y evaluación de la vulnerabilidad en personas y vehículos durante una inundación urbana repentina a partir de la aplicación de LSPIV viene a cubrir un área de vacancia.*

### 3.2.2. Optimización en el uso de LSPIV para determinar la vulnerabilidad de vehículos utilizando videos de colaboración abierta distribuida

#### Introducción

Luego de haber evaluado la vulnerabilidad durante una inundación urbana repentina aplicando LSPIV (Guillén et al., 2017); se recopilaron videos de diferentes motores de búsqueda (como Google, Youtube, etc.) de inundaciones repentinas registradas en las cuales se observan vehículos arrastrados por el flujo (o bajo condiciones límite de movimiento) y se buscó avanzar en la estimación de la vulnerabilidad de los mismos según el criterio de estabilidad previamente presentado.

Para ellos, se realizó una investigación exhaustiva sobre los motores de búsqueda web más comunes (por ejemplo, Google.com) y sitios web de streaming (por ejemplo, Youtube.com) para buscar videos de inundaciones relacionados con el movimiento que involucre vehículos debido a flujos de agua.

La disponibilidad de videos relacionados con las inundaciones también está fuertemente influenciada por la difusión de la tecnología y el acceso a Internet. A partir de 2009, hay un aumento temporal lineal del número de documentos disponibles con una tasa que duplicaría el conjunto de datos actual para 2025.

El principal problema que existe es que generalmente es difícil conocer las distancias entre puntos de control necesarias para la aplicación de LSPIV y relevar topográficamente dichos puntos de control. Es por ello que se propone optimizar la técnica LSPIV para poder estimar la vulnerabilidad de vehículos utilizando videos de colaboración abierta distribuida, mediante la utilización de las dimensiones de los vehículos sumergidos en los diferentes flujos estudiados.

## Metodología

En la selección de los videos, se deben abordar los problemas de autenticidad, calidad y tipo de evento grabado. En lo que respecta a la calidad, las dificultades más comunes se relacionaron con las imágenes de baja resolución. En otras situaciones, el cálculo de las longitudes se vio afectado por el ángulo de disparo cenital que distorsionaba fuertemente la perspectiva.

La investigación final proporcionó 20 videos, pero solo 8 de ellos permitieron una cuantificación adecuada de la profundidad y la velocidad del flujo local (Tabla 1).

**Tabla 7** – Videos analizados que permiten una cuantificación apropiada de la profundidad local y la velocidad del flujo de agua.

<i>Nº</i>	<i>Lugar del video registrado</i>	<i>Fuente</i>
1	Asunción, Paraguay	<a href="https://www.youtube.com/watch?v=uqwuruy17wl">https://www.youtube.com/watch?v=uqwuruy17wl</a>
2	Lima, Perú	<a href="https://www.youtube.com/watch?v=TI_Hhh2igBE">https://www.youtube.com/watch?v=TI_Hhh2igBE</a>
3	R. Ceballos, Córdoba, Argentina	Video registrado por un vecino
4	Comodoro Rivadavia, Argentina	Video registrado por un vecino
5	Gaziantep, Turquía	<a href="https://www.youtube.com/watch?v=kE0H0qVJJMk">https://www.youtube.com/watch?v=kE0H0qVJJMk</a>
6	Kilmarnock, Escocia	<a href="https://www.youtube.com/watch?v=hut-r1TVyho&amp;t=22s">https://www.youtube.com/watch?v=hut-r1TVyho&amp;t=22s</a>
7	Toowoomba, Australia	<a href="https://www.youtube.com/watch?v=kYUpkPTcqPY">https://www.youtube.com/watch?v=kYUpkPTcqPY</a>
8	S. Victoria Este, Salta, Argentina	<a href="https://www.youtube.com/watch?v=pUYRJwqSePs">https://www.youtube.com/watch?v=pUYRJwqSePs</a>

Durante los eventos de inundación repentina analizados, el público grabó videos digitales a diferentes resoluciones espaciales y temporales. Durante los videos, se observó que los vehículos se movían (o no de acuerdo con el caso analizado) debido a las velocidades del agua. En la Figura 53 se muestran algunos ejemplos:



**Figura 53** – Ejemplos de videos con movimiento de vehículos – (a) fuente: <https://www.youtube.com/watch?v=uqwuruy17wl>) - (b) registrado por un vecino en C. Rivadavia – (c) fuente: <https://www.youtube.com/watch?v=kE0H0qVJJMk> - (d) fuente: <https://www.youtube.com/watch?v=kYUpkPTcqPY> - (e) fuente: <https://www.youtube.com/watch?v=pUYRJwqSePs> y sin movimiento de vehículos – (f) <https://www.youtube.com/watch?v=hut-r1TVyho&t=22s>

Las velocidades superficiales del flujo fueron estimadas aplicando la técnica LSPIV siguiendo la metodología experimental descrita en Patalano et al. (2017), la cual se resume a continuación:

- i. Estabilización del video: el video analizado fue registrado sin un trípode, por lo cual el mismo es inestable y la persona que captó el video está realizando un barrido leve de la cámara hacia ambos lados. Se extrajeron las imágenes del video registrado y se convirtieron a escala de grises y se estabilizaron digitalmente antes del procesamiento de las imágenes (Patalano et al., 2017).
- ii. Las imágenes fueron procesadas con la herramienta de Matlab PIVLab (Thielicke and Stamhuis, 2014), la cual estima los campos de desplazamiento



(en píxeles) entre pares de imágenes. Luego fue calculado el campo de desplazamiento medio a partir de los campos instantáneos estimados a lo largo de todo el video analizado.

- iii. Debido a la posición oblicua de la cámara, el campo de desplazamiento medio de la región de interés tuvo que ser rectificado y escalado. Para ello, se han estimado seis distancias entre cuatro puntos de control (incluidas las diagonales) observadas en las imágenes teniendo en cuenta las dimensiones del vehículo que estaba siendo arrastrado por el agua (o no según el caso analizado) - ver ejemplo en la Figura 54-. Este post procesamiento se completó usando la herramienta de Matlab RIVeR (Patalano et al., 2017).



**Figura 54** – Ejemplos de distancias medidas entre los cuatro puntos de control para rectificar el desplazamiento y procesar el campo de velocidad real [m/s] conociendo los pasos de tiempo entre las imágenes extraídas (fuente: [https://www.youtube.com/watch?v=TI\\_Hhh2igBE](https://www.youtube.com/watch?v=TI_Hhh2igBE)).

Para validar la metodología propuesta de usar seis distancias entre cuatro puntos de control (incluyendo diagonales) estimados teniendo en cuenta las dimensiones de los vehículos (tal como se mostró un ejemplo en la Figura 54) para rectificar el desplazamiento, se analizó uno de los videos registrados en el que se cuenta además con información de diferentes puntos de control (específicamente el video 3 de la Tabla 7). Esta información es fundamental para validar la optimización propuesta.

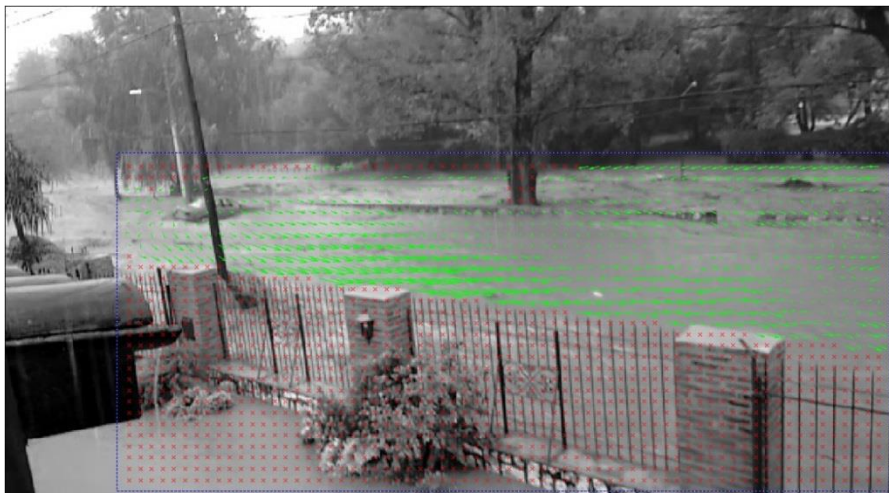
Para ello, las seis distancias entre cuatro puntos de control fijos observados en las imágenes se han relevado una semana después del evento de inundación (Figura 55 (a)). Además, se han utilizado seis distancias entre cuatro puntos de control móviles teniendo en cuenta las dimensiones del vehículo (Figura 55 (b)).





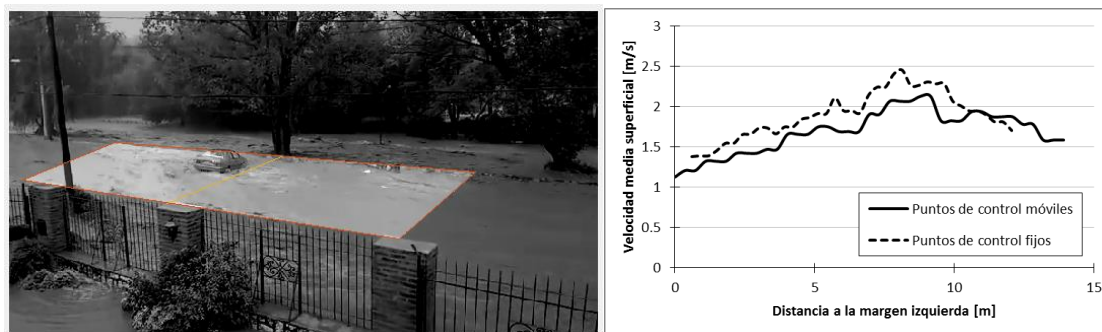
**Figura 55** – (a) Puntos de control fijos relevados luego del evento de inundación. (b) Puntos de control móviles estimados teniendo en cuenta las dimensiones del vehículo.

Los vectores medios de desplazamiento estimados aplicando LSPIV sobre las imágenes del video mostrado en la Figura 55 se observan en la Figura 56:



**Figura 56** – Campo medio de vectores desplazamiento no rectificadas obtenidos de la implementación de LSPIV del video de la Figura 48. Las flechas representan los vectores velocidad superficial del agua.

El campo rectificado de velocidad superficial media del agua determinado con la herramienta RIVeR Matlab se calculó utilizando los dos conjuntos de distancias presentadas en la Figura 55 y se extrajo una sección transversal de velocidad para comparar ambas series de distancias entre los puntos de control (Figura 57):



**Figura 57** – Sección transversal donde se extrajo un perfil de velocidad media superficial con su correspondiente ubicación en el video analizado.

En primer lugar, de la última se observa una buena correspondencia entre los valores de velocidad estimados aplicando las diferentes series de distancias. La velocidad máxima y la media estimada en esta sección transversal aplicando los puntos de control fijos es de 2.4 y 1.9 m/s respectivamente; y utilizando los puntos de control móviles es de 2.2 y 1.9 m/s (diferencias relativas menores al 8%).

Finalmente, se analizó el producto de las velocidades del agua estimadas ( $v$ ) y las profundidades del agua ( $h$ ) para evaluar la vulnerabilidad a la estabilidad del vehículo (Figura 59). En el video presentado en la Figura 55, el nivel de agua relevado en campo fue de 0.4 m; por lo que el producto de  $v \cdot h$  es igual a 0.76 m<sup>2</sup>/s.

Además, durante el mismo evento de crecida, se registraron dos videos más del mismo vehículo pero en otra localización; en uno de ellos se analiza la iniciación del movimiento (Figura 58) y en otro la inexistencia de movimiento, y ambos resultados también se presentan en la Figura 59.

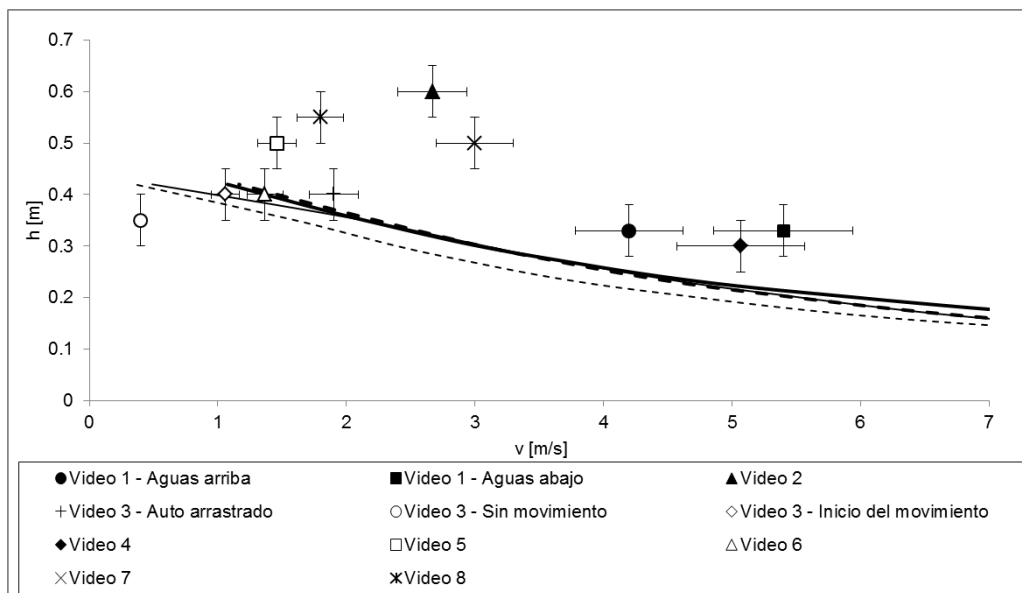


**Figura 58** – Campo medio de vectores desplazamiento no rectificadas obtenidos de la implementación de LSPIV del Video 3 de la Tabla 7 para analizar la iniciación de movimiento del vehículo. Las flechas representan los vectores velocidad superficial del agua.

En los últimos años, las incertidumbres en las estimaciones de velocidades superficiales aplicando LSPIV están siendo estudiadas por diferentes grupos de investigación (por ejemplo Hauet et al. 2009). En base a la experiencia de los autores, las incertidumbres sobre los errores de las mediciones de velocidad de flujo superficial

LSPIV son del orden de  $\pm 10\%$ . Además, las incertidumbres en las estimaciones de la profundidad del agua realizadas en este trabajo son del orden de 0.05 m. Por lo tanto, teniendo en cuenta estas incertidumbres para la estimación de la vulnerabilidad de las personas y los vehículos en base al criterio de estabilidad, los intervalos de confianza para la velocidad y la profundidad del agua se han incluido en la Figura 59.

Los valores  $v-h$  estimados aplicando LSPIV en todos los videos analizados se presentan en la Figura 59 superpuestos con el gráfico de estabilidad  $v-h$  preparado por Xia et al. (2011) para dos tipos de vehículos y para diferentes ángulos de ataque el flujo (paralelo o perpendicular al frente del vehículo). Los casos analizados con movimiento del vehículo están por encima del umbral definido por Xia et al. (2011); y los dos videos analizados sin movimiento de vehículos no están por encima de este umbral (ver en la Figura 59). En algunos de los eventos registrados y debido a las altas velocidades de agua alcanzadas por el flujo, se observaron grandes movimientos de vehículos (casos de valores mayores de  $v-h$  en la Figura 59 que corresponden a la zona de alta vulnerabilidad definida por Xia et al., 2011 para vehículos).



**Figura 59** – Umbrales de estabilidad definidos por Xia et al. (2011) para dos tipos de vehículos y para diferentes ángulos de orientación. Las condiciones del flujo en los casos de vehículos sin y con movimiento en los videos analizados (ver Tabla 7) están representadas por diferentes símbolos.

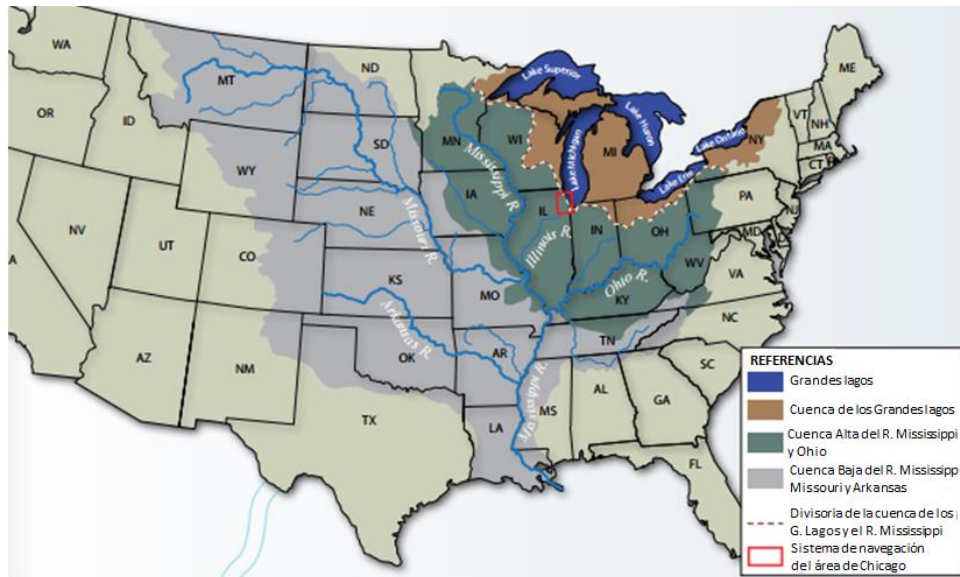
De la Figura 59 se observa que siempre que existió movimiento de vehículos, el valor de  $v-h$  estaba por encima del umbral establecido por Xia et al., 2011; mientras que por el contrario, en los casos donde no se observó movimiento no se superó dicho umbral. Los resultados obtenidos validan el umbral de movimiento crítico determinado por Xia et al., 2011.

### 3.3. Uso de LSPIV para optimizar el funcionamiento de infraestructura hídrica en sistemas de esclusas. Brandon Road, Joliet, USA.

#### Introducción

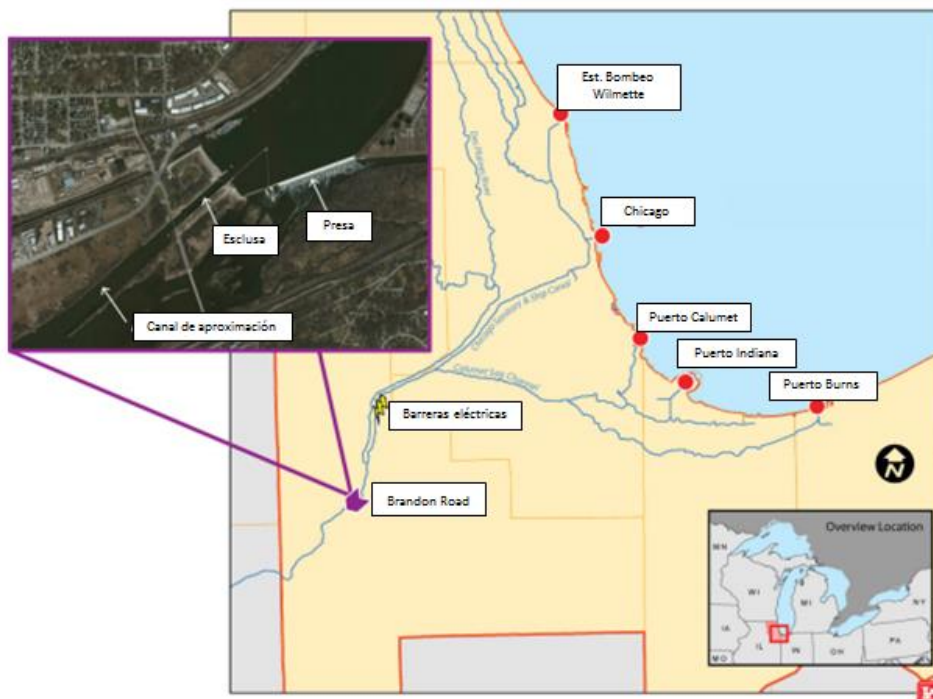
En 2014, el Cuerpo de Ingenieros de los EEUU (USACE -United States Army Corps of Engineers-) publicó un informe que proporciona una serie de opciones que se podrían implementar para prevenir la transmisión de especies acuáticas molestas (ANS por sus siglas en inglés - aquatic nuisance species-) a través de los sistemas de navegación del área de Chicago (CAWS por sus siglas en inglés - Chicago Area Waterway System-) que vinculan el río Mississippi y las cuencas de los Grandes Lagos (USACE, 2015). Dada la urgencia potencial asociada con esta amenaza - con especial atención a las especies de carpas asiáticas - y en respuesta a un creciente consenso se convocó al USACE a proceder a una evaluación formal de alternativas de control de las posibles especies (ANS) como un siguiente paso en el Estudio Intercuenca del río Mississippi y los Grandes Lagos (GLMRIS por sus siglas en inglés -Great Lakes and Mississippi River Interbasin Study-).

En la actualidad, los sistemas de navegación del área de Chicago (CAWS) son el foco principal del GLMRIS. El CAWS está formado por una red de canales y ríos canalizados en el noreste de Illinois y el noroeste de Indiana (Figura 60). Es una vía fluvial compleja, con muchos usos y usuarios que se desarrolló a medida que la Ciudad de Chicago se fue expandiendo a lo largo del tiempo. El flujo a través del CAWS en Illinois es generalmente de norte a sur y de este a oeste. El sistema drena lentamente desde Chicago y el lago Michigan hacia la cuenca baja del río Mississippi. Gran parte del agua del CAWS proviene del lago Michigan.



**Figura 60** - Área de Estudio (USACE, 2015).

El agua en el CAWS está regulada principalmente por una serie de estructuras hidráulicas. Una de ellas es la presa y el sistema de esclusas de Brandon Road, existente en Joliet, Illinois. Esta estructura se encuentra 460 km aguas arriba de la confluencia del río Illinois con el río Mississippi en Grafton, Illinois. Esta estructura se encuentra a 44 km al suroeste de Chicago; 3 km. al suroeste de Joliet, Illinois, cerca de Rockdale (Figura 61).



**Figura 61** - Ubicación de la presa y esclusa de Brandon Road respecto a las demás estructuras hidráulicas presentes en la CAWS (USACE, 2015).



Dentro del marco de este proyecto, la presa y el sistema de esclusas de Brandon Road es una de las alternativas como punto de control de la transferencia hacia aguas arriba de las ANS (USACE, 2015). La eficiencia de estas estructuras de control sobre la transferencia de las ANS dependerá de las características del flujo existente y su evolución temporal en esa estructura hidráulica es el que se analizará en esta sección. La elevada presencia de burbujas de aire en todo el sistema no permite que se puedan usar las técnicas hidroacústicas disponibles en el estado del arte para caracterizar flujos de agua en estas estructuras. Así es que la técnica LSPIV es la única disponible para realizar esta caracterización. Los principales componentes que conforman esta obra hidráulica se muestran en la Figura 62:



**Figura 62** - Componentes de la obra hidráulica de Brandon Road.

La ubicación y la orientación de esta estructura ofrecen algunas ventajas para su posterior evaluación (USACE, 2015):

- a. El sitio se encuentra al sur (aguas abajo) de la confluencia del río Des Plaines y el canal de navegación y sanitario de Chicago (CSSC -Chicago Sanitary and Ship Canal-). Investigaciones previas han indicado que un posible bypass puede ocurrir durante los períodos de crecidas desde el río Des Plaines a la CSSC. Un solo punto de control en el lugar de Brandon Road minimizaría la probabilidad de bypass de ANS desde el MR hacia los GL durante las crecidas;
- b. La configuración física de la presa de Brandon Road impediría la transferencia hacia aguas arriba de ANS. Hay una diferencia de al menos de 7 metros en la

- elevación del agua desde el lado aguas abajo de la presa hasta el lado aguas arriba, lo que limita efectivamente la transferencia de ANS. En este emplazamiento, el funcionamiento de la esclusa ofrece actualmente la única vía acuática conocida que permite la transferencia de ANS a los GL;
- c. El canal de acceso y la esclusa (Figura 62) proporcionan una oportunidad única para controlar la transferencia de ANS en una relativamente pequeña sección del río (en la cual no fluye libremente). Estas condiciones proporcionan la oportunidad de optimizar las características operativas de los controles de ANS, maximizar la eficiencia de las tecnologías aplicadas, y minimizar los costos asociados para la implementación y operación. La estructura de la esclusa también proporciona un control adicional en el caso de un fallo o mal funcionamiento de cualquier tecnología empleada aguas abajo;
  - d. El establecimiento de un punto de control en Brandon Road no afecta negativamente a los riesgos de inundación o de calidad de agua del CAWS y proporciona una defensa adicional cuando se la combina con las barreras del CSSC;
  - e. Tres de seis alternativas estructurales presentadas en el Informe GLMRIS utilizan el sitio de Brandon Road como punto de control para la transferencia de ANS.

### Metodología

En este apartado se presentan mediciones realizadas in situ evaluando la evolución temporal del flujo existente tanto en la presa como en el sistema de esclusas de Brandon Road. Estos resultados serán utilizados por otros grupos de trabajo para evaluar el funcionamiento de las componentes de este sistema y para calibrar y validar modelos hidrodinámicos a implementar en esa zona. Todos estos estudios se desarrollan en distintas instituciones de Estados Unidos en el marco de proyectos que se desarrollan para prevenir la transferencia de especies acuáticas (ANS) a través de los sistemas de navegación del área de Chicago.

El día 25 de junio de 2015 se realizó una visita a Brandon Road. Durante la misma se observó el funcionamiento del sistema de esclusas y la presa y se tomaron fotografías y además se captaron videos que muestran la evolución temporal del flujo en diferentes partes del sistema para poder aplicar la técnica experimental LSPIV. A continuación se presentan los principales resultados alcanzados.

Estas mediciones se realizaron durante el año 2015 cuando el autor de esta tesis estuvo como Investigador visitante en el United States Geological Survey, Office of

Surface Water (Estados Unidos), más precisamente en el USGS Illinois Water Science Center, Illinois, Estados Unidos.

## Resultados

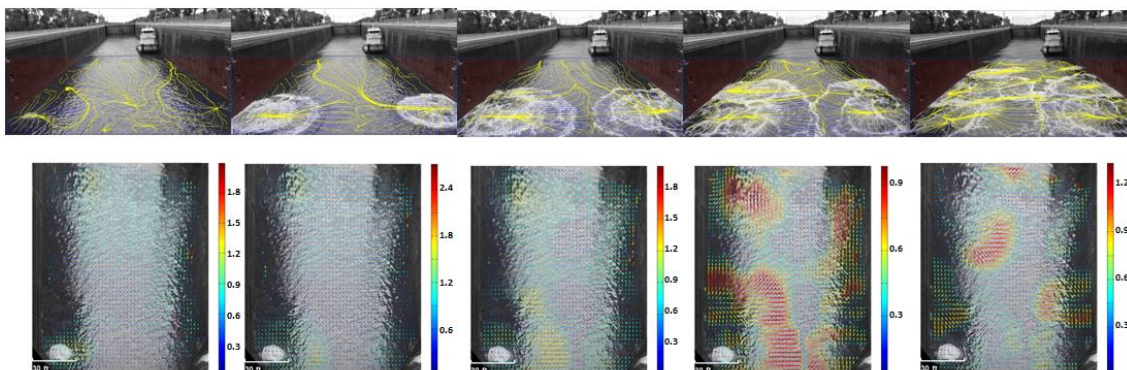
En la Figura 63 se muestran perfiles de velocidad media superficial aguas abajo del descargador de fondo de la presa de Brandon Road. Se observa claramente la bidimensionalidad del flujo alcanzándose velocidades máximas del orden de los 3.5 m/s. Además, las velocidades van decreciendo a medida que el flujo se aleja del descargador de fondo. Estas grandes velocidades sumadas a la diferencia de niveles (del orden de los 7 metros) impedirían a priori que las ANS se trasladen aguas arriba de esta estructura.



**Figura 63** - Campo de Velocidad detectado con LSPIV y perfiles de velocidad media superficial [m/s] en descargador de fondo de la presa de Brandon Road.

A continuación en la Figura 64 se muestran resultados alcanzados en la zona aguas arriba de la esclusa durante el proceso de llenado de la misma. Se observan los campos de vectores velocidad junto a las líneas de corriente obtenidos al aplicar LSPIV a medida que el agua se va elevando en esta zona del sistema (parte superior de la figura). Además, en la parte inferior de la figura se muestran los campos de velocidad rectificadas, donde se observa claramente como a medida que se eleva el nivel del agua van variando las velocidades superficiales en esta zona de estudio.

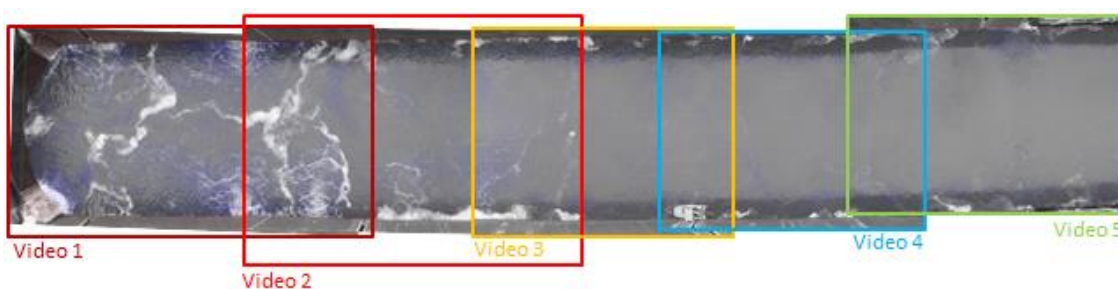




**Figura 64** – Arriba: líneas de corriente aguas arriba de la esclusa a medida que el nivel de agua se va elevando. Abajo: Campos de velocidad superficial rectificadas estimados con LSPIV [m/s]. Los tiempos para los cuales se muestran los campos de velocidad desde el inicio del llenado de la esclusa son 30, 60, 90, 120, 150 y 180 segundos respectivamente.

De la última figura se observa claramente como varia la distribución de velocidades al irse abriendo las diferentes válvulas impulsoras del flujo (a medida que avanza el video más bombas se encuentran operando en las márgenes del canal).

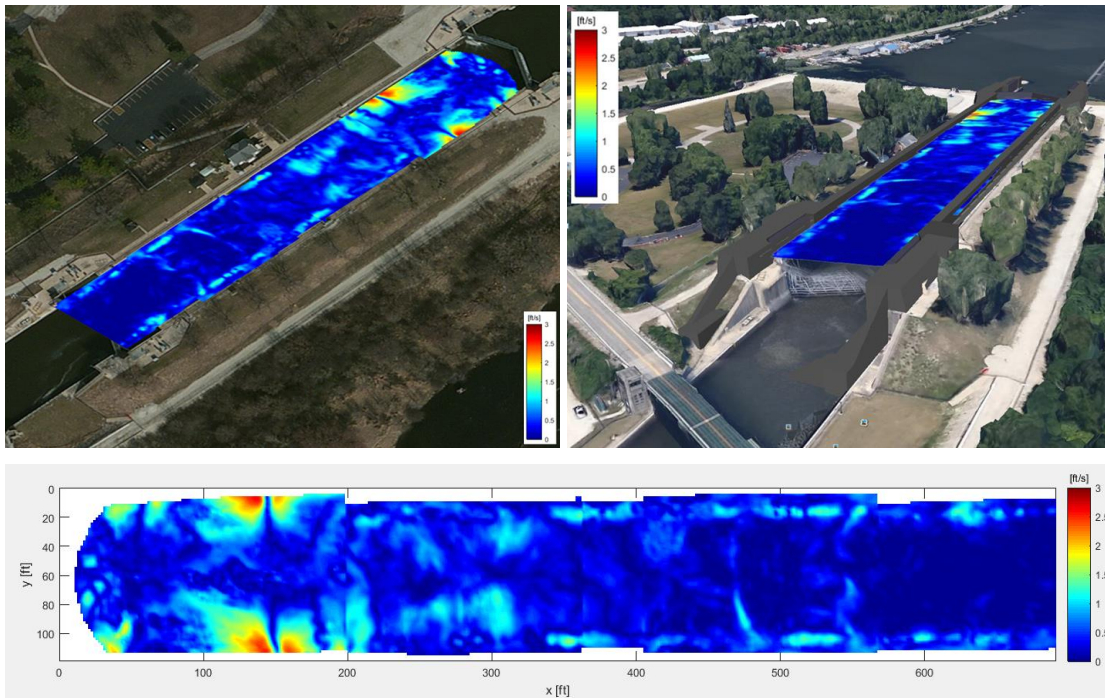
Además, en esta zona se realizaron cinco videos desde un vehículo aéreo no tripulado (UAV) para poder analizar la distribución espacial de las velocidades del flujo durante el proceso de llenado de la esclusa. Durante dicho vuelo el UAV permaneció estacionario un intervalo de tiempo del orden de dos minutos (para la aplicación de LSPIV en una determinada zona); y luego se fue desplazando a lo largo de la esclusa para poder finalmente caracterizar el flujo con esta técnica experimental en toda la longitud de la misma. En la Figura 65 se presenta la zona muestreada en cada uno de los 5 videos captados por el UAV; cuyos resultados alcanzados con la aplicación de LSPIV luego fueron superpuestos y se presentan en este apartado.



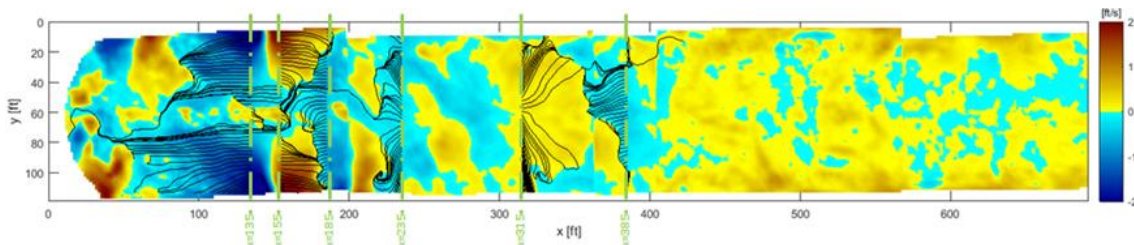
**Figura 65** - Campo de velocidad media superficial estimado con LSPIV [m/s] georreferenciado. El video analizado fue captado por el vehículo aéreo no tripulado (UAV).

En la Figura 66 y Figura 67 se presenta el campo de velocidades medias superficiales estimado con LSPIV superpuesto con algunas líneas de corriente; y se puede observar claramente que a pesar de la turbulencia introducida al flujo por el ciclo de llenado de la esclusa, en la zona aguas arriba de la misma siguen apareciendo zonas en el flujo donde las velocidades van desde aguas abajo hacia

aguas arriba o bien son muy bajas, lo que no evitaría que las ANS fueran expulsadas hacia la zona aguas abajo (que es el objetivo principal que se persigue con este estudio).



**Figura 66** - Campo de velocidad media superficial estimado con LSPIV [m/s] georreferenciado. El video analizado fue captado por el vehículo aéreo no tripulado (UAV).

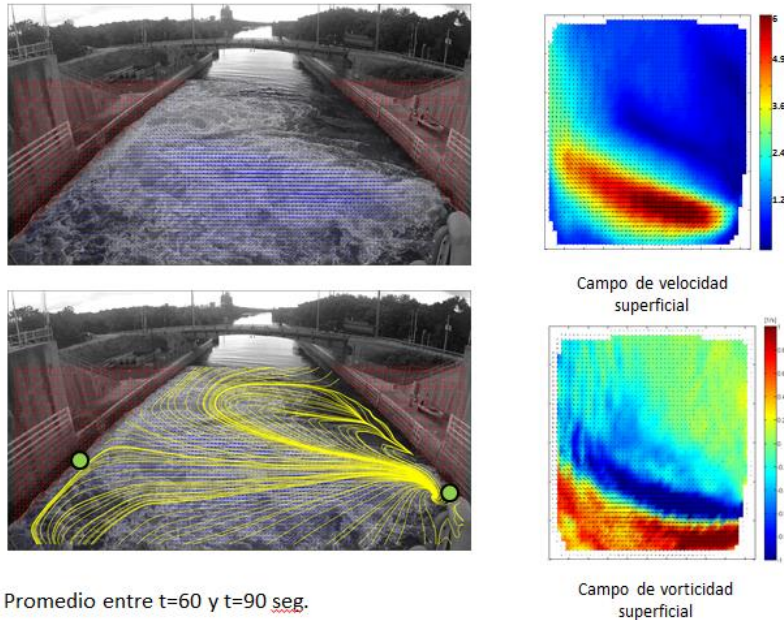


**Figura 67** - Campo de velocidad media superficial estimado con LSPIV [m/s] superpuesto con algunas líneas de corriente. El video analizado fue captado por el vehículo aéreo no tripulado (UAV).

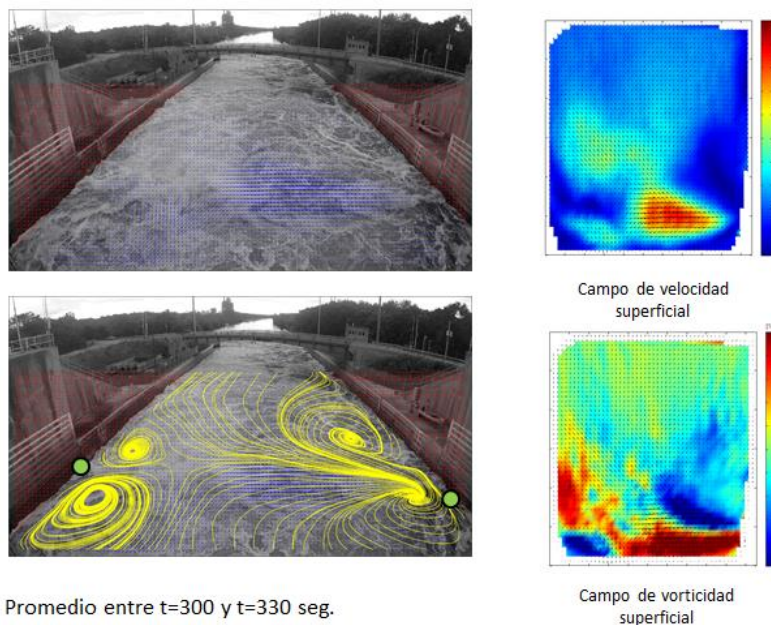
Luego del llenado de la esclusa, a continuación el flujo es impulsado hacia aguas abajo de la misma hasta alcanzar igual nivel de agua entre ambas zonas (en la esclusa y abajo de la misma) para posteriormente permitir el paso del barco hacia aguas abajo del sistema. Es por ello que para complementar el trabajo realizado se midió la evolución del campo de velocidad durante un ciclo completo de funcionamiento de la zona aguas abajo de la esclusa. Se captó un video de 18 minutos de duración y fue analizado completamente con LSPIV. A modo de ejemplo, en la Figura 68 y en la Figura 69 se muestran los campos de velocidad, vorticidad y líneas de corriente calculadas como promedio de 30 segundos de análisis entre los 60 y 90 segundos del video y los 300 y los 330 segundos del video respectivamente. En



ambas figuras se muestran con círculos verdes la localización de los descargadores de agua. La principal diferencia entre ambas condiciones de funcionamiento es que en el primer periodo solo un descargador en la margen derecha está operativo y en el segundo periodo los dos descargadores están funcionando.



**Figura 68** - Líneas de corriente, Campo de Velocidades medias superficiales [m/s] y Campo de Vorticidades medias superficiales [1/s] en la zona aguas abajo de la esclusa como promedio del análisis con LSPIV entre los 60 y los 90 segundos del video.



**Figura 69** - Líneas de corriente, Campo de Velocidades medias superficiales [m/s] y Campo de Vorticidades medias superficiales [1/s] en la zona aguas abajo de la esclusa como promedio del análisis con LSPIV entre los 300 y los 330 segundos del video.

De estos resultados obtenidos se observa claramente la gran variabilidad espacial del campo de velocidades en diferentes partes del ciclo de vaciado de la esclusa. En los primeros instantes del ciclo de llenado sólo se encontraba abierta la válvula existente sobre la margen derecha (tal como se muestra en la Figura 68) y se

alcanzaron velocidades máximas del orden de 6 m/s. En dicha imagen se observa una gran zona en la cual las velocidades del flujo son despreciables (zonas de estancamiento mostradas en color azul en el campo de velocidades). Luego de los primeros minutos del ciclo de vaciado se procede a la apertura de la válvula existente en la margen izquierda (Figura 69). Así las dos válvulas laterales quedan abiertas y permiten el ingreso del flujo a esta zona en simultáneo y se alcanzan velocidades superficiales máximas menores (del orden de 5 m/s). En esta imagen se observan importantes zonas de recirculación del flujo (que se observan claramente al graficar las líneas de corriente).

De este análisis preliminar puede deducirse que a pesar de existir un gran nivel de turbulencia en el sistema, en toda la secuencia y en todas las zonas analizadas aparecen zonas con velocidades bajas lo que no evitaría que las ANS fueran expulsadas hacia la zona aguas abajo (lo que las alejaría de los Grandes Lagos e impediría que se transfieran hacia la zona crítica de aguas arriba).

### Síntesis

Aplicando LSPIV fue posible caracterizar por primera vez in situ los campos de velocidad superficial en las estructuras hidráulicas existentes en Brandon Road. En estas estructuras hidráulicas, las altas velocidades alcanzadas por el flujo, la gran turbulencia existente y la gran incorporación de aire en el flujo de agua hacen que la implementación de tecnologías intrusivas de velocimetría (tales como molinetes convencionales, técnicas hidroacústicas como ADCP, etc.) no sea posible para mediciones durante el funcionamiento de la misma y las actividades experimentales sean de alto riesgo; es por ello que la metodología utilizada en este trabajo (que preserva la seguridad del personal y la fiabilidad de las mediciones); la cual consiste en implementar la técnica LSPIV fue fundamental para caracterizar de manera adecuada este sistema. Esta caracterización experimental en prototipo provee información importante para evaluar esta alternativa como punto de control para las ANS.

Vale destacar la gran importancia del conjunto de mediciones que se reportaron en este apartado. Anteriormente a esta visita no se habían podido medir tan detalladamente la distribución espacio – temporal de las velocidades en este sistema hidráulico. Aplicando esta técnica fue posible no solo caracterizar minuciosamente el funcionamiento de esta estructura sino que la aplicación de la misma permitirá evaluar medidas a futuro para evitar la transferencia de ANS hacia los Grandes Lagos.

### 3.4. Uso de LSPIV para optimizar el funcionamiento de infraestructura hídrica en estructuras de descarga de presas

#### 3.4.1. Medición en Prototipo y Modelo Físico de Campos de Velocidad De Flujo en Estructuras de Descarga del Dique Los Molinos, Jujuy

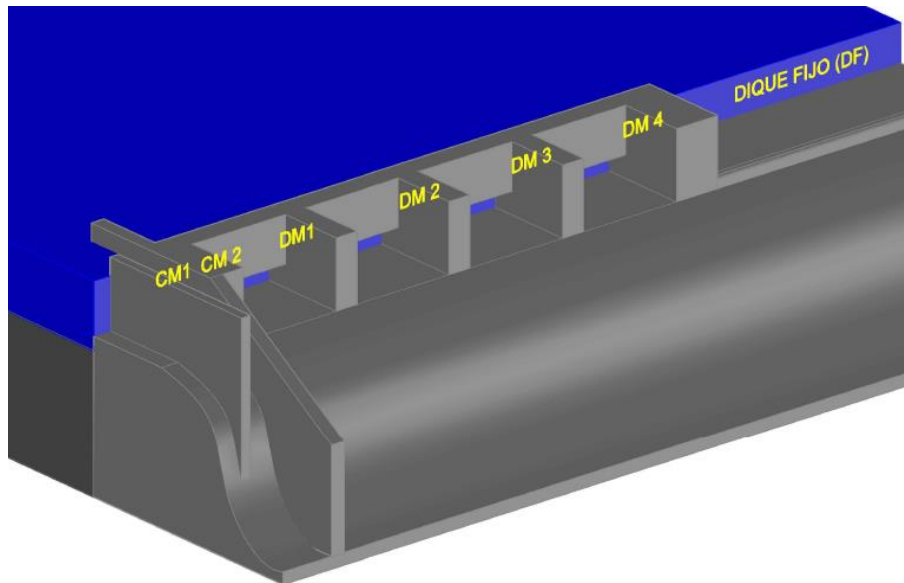
##### Introducción

La presa Los Molinos, localizada 1 km. aguas abajo de la confluencia de los Ríos Reyes y Grande en la provincia de Jujuy (ver

Figura 70), es una obra hidráulica existente diseñada junto a otras obras complementarias para abastecer a la región de agua para riego. La Figura 71 esquematiza los órganos de evacuación de la presa con las denominaciones utilizadas en este trabajo. En su situación previa a las intervenciones realizadas en el periodo 2014 - 2015 la presa presentaba problemas en su operación debido a la colmatación con sedimentos aguas arriba del dique, erosiones significativas aguas abajo y desgaste de la presa por abrasión. Para evaluar el diseño propuesto para dar solución a esta problemática, se construyó un modelo físico tridimensional (escala 1:65) con similitud de Froude en el Laboratorio de Hidráulica de la FCEFyN – UNC (Guillén, 2014). A partir de las validaciones realizadas en el modelo, se llevaron a cabo las intervenciones en prototipo las cuales estuvieron finalizadas en febrero de 2015.



**Figura 70** - Ubicación de la presa Los Molinos.



**Figura 71** - Esquema de los órganos de evacuación de la presa Los Molinos. CM, DM, y DF se denominan a órganos de evacuación del canal moderador, dique móvil y dique fijo, respectivamente.

Previamente a la implementación de LSPIV en este trabajo, no se podían caracterizar de manera adecuada flujos existentes en estructuras de descarga de presas debido a las altas velocidades y la elevada presencia de aire existente.

### Metodología

En primer lugar se presentan las mediciones realizadas en prototipo (luego de las realizarse las intervenciones propuestas) de velocidades de flujo en las estructuras de descarga del dique; y las mismas se comparan con las velocidades estimadas en el modelo físico.

El día 6 de marzo de 2015 se realizó una visita al Dique Los Molinos. Durante la misma se evaluó el funcionamiento de diversas combinaciones de apertura de compuertas ante una crecida de mediana magnitud (del orden de los  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Durante la visita se tomaron fotografías y analizaron diferentes combinaciones hidráulicas de funcionamiento. Además, se captaron videos de las estructuras de descarga y el flujo de aproximación para poder determinar experimentalmente las velocidades del flujo aplicando la técnica experimental LSPIV. Los resultados de estas determinaciones experimentales son los que se presentan en este trabajo. Las combinaciones de descarga por las distintas estructuras que se evaluaron en prototipo son:



1. Combinación 1 (Figura 72):

- Dique Fijo (DF): no vierte flujo por esta estructura.
- Dique Móvil (DM): abiertas las dos compuertas ubicadas sobre la margen izquierda (DM3 y DM4)
- Canal moderador (CM): existen pérdidas a través de la compuerta CM2 y la compuerta CM1 permanece cerrada.



**Figura 72** - Vista del DM en la combinación 1.

2. Combinación 2:

- Dique fijo (DF): no vierte flujo por esta estructura.
- Dique Móvil (DM): abiertas las cuatro compuertas radiales (DM1 a DM4)
- Canal moderador (CM): existen pérdidas a través de la compuerta CM2 y la compuerta CM1 permanece cerrada.

3. Combinación 3 (Figura 73):

- Dique fijo (DF): no vierte flujo por esta estructura.
- Dique Móvil (DM): abiertas las cuatro compuertas radiales (DM1 a DM4)
- Canal moderador (CM): se realiza la apertura parcial de CM2 y CM1 permanece cerrado.



**Figura 73** - Vista del DM en la combinación 3.

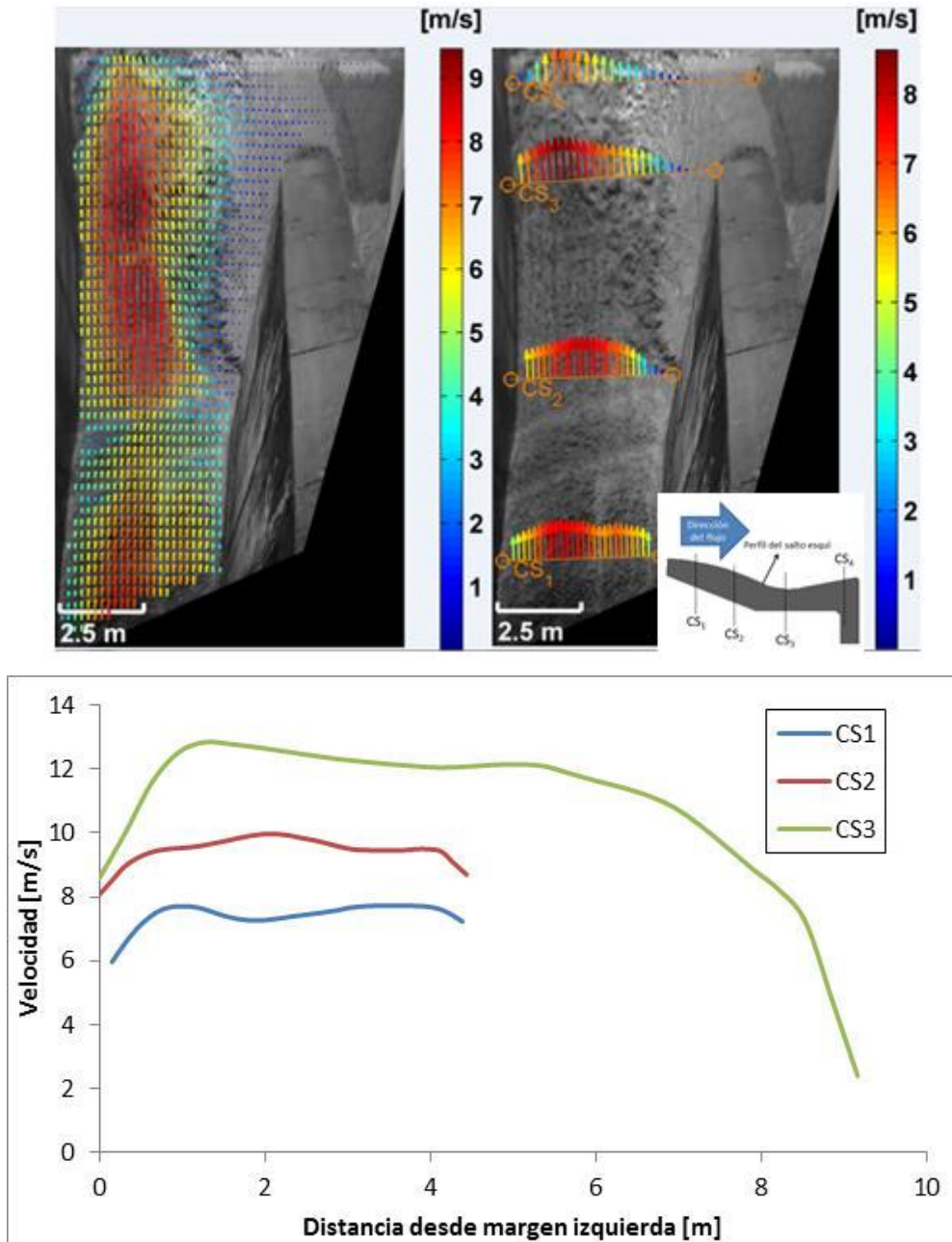
Las pérdidas existentes para las combinaciones 1 y 2 en CM2, aun cuando la compuerta vertical permanece cerrada se debe a que queda atrapado sedimento en el vano lo que impide que esta cierre completamente.

Utilizando videos captados en el campo y mediante la aplicación de la técnica LSPIV se calcularon los campos de velocidad del flujo.

### Resultados

En la Figura 74 se muestra el campo de velocidad media superficial observado en prototipo en CM2 para la combinación 3; es decir CM2 parcialmente abierto. Se observa claramente la bidimensionalidad del flujo en el salto esquí. Además, las velocidades van aumentando a medida que la cota del lecho del salto disminuye y decrecen una vez que la cota crece (a la salida del salto).





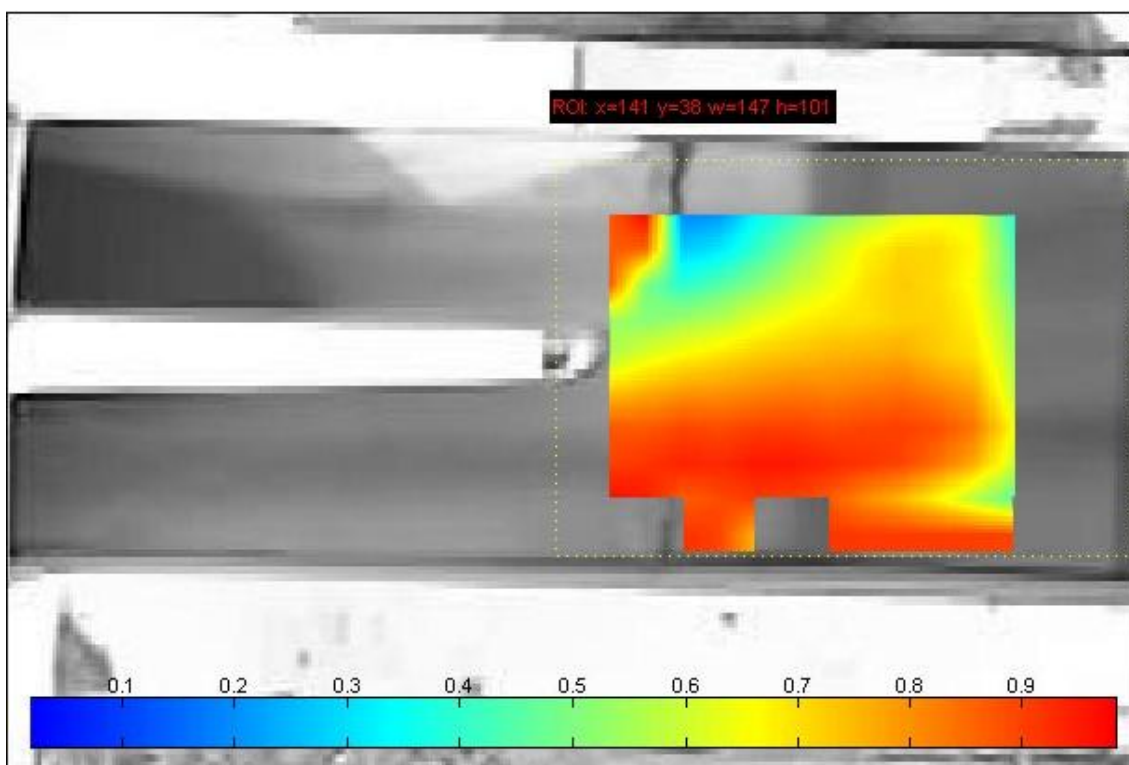
**Figura 74** - Campo de Velocidades medias superficiales [m/s] y perfiles de velocidad media superficial [m/s] en CM2 bajo la combinación 3.

Debido a que al día de la visita no se habían colocado las escalas graduadas aguas arriba de las estructuras de descarga, no se pudo estimar el caudal evacuado por cada una de ellas aplicando las relaciones  $H - Q$  existentes. De todas maneras, como se conoce la relación existente entre el caudal ( $Q$ ) y la distancia de despego del salto esquí ( $D$ ) de cada uno de los CM, se estimó el caudal aplicando la siguiente ecuación (Guillén, 2014):

$$Q_{CM2} = 1.49D^2 - 6.81D + 36.42 \quad \text{[Ecuación 11]}$$

Donde  $Q$  (caudal) se expresa en  $[m^3/s]$  y  $D$  (despege) en  $[m]$ . Para la combinación 3 se midió un despege de la lámina de 5 metros; y si se aplica la relación antes mostrada se obtiene un caudal en CM2 de  $40 m^3/s$ .

Esta medición puede compararse con una de las realizadas en modelo físico en la cual se ensayó un caudal de  $90 m^3/s$  pasante por las dos compuertas del CM. Si tenemos en cuenta que debido a las condiciones de ingreso del flujo el 60% del caudal ingresa por CM1 y el 40% restante por CM2 (Guillén, 2014), el caudal erogado por esta última se estima que es  $36 m^3/s$  (valor muy cercano a lo medido en prototipo). A continuación en la Figura 75 se muestra el campo de velocidad media superficial obtenido en el modelo físico utilizando la misma técnica experimental (LSPIV).

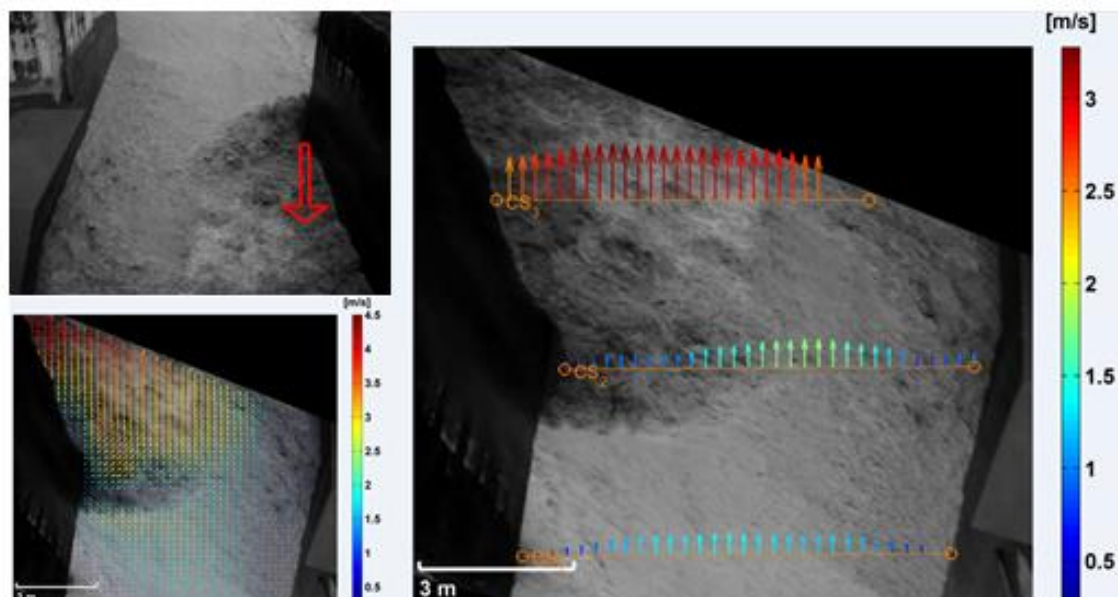


**Figura 75** - Velocidades medidas en el salto esquí del CM para un caudal de  $90 m^3/s$  utilizando LSPIV.

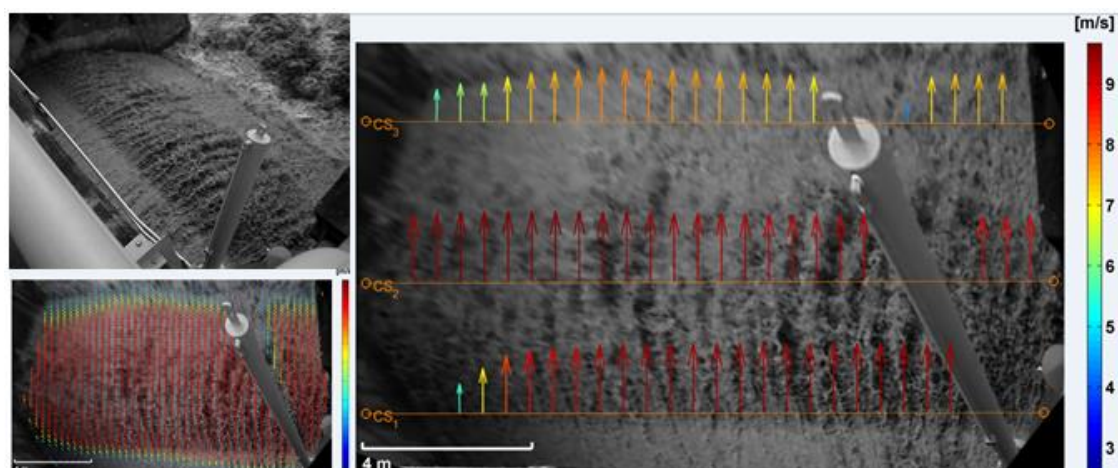
Las velocidades estimadas en el salto esquí varían entre  $0.7$  y  $0.9 m/s$  en el modelo y al llevar estos valores a prototipo se alcanzan velocidades de entre  $6$  y  $8 m/s$ . Si comparamos estas magnitudes con las velocidades del perfil CS1 de la Figura 74 (ya que son en la misma localización) vemos que son del mismo orden de magnitud.

Además de lo mostrado para CM2, también se realizaron mediciones en las diferentes compuertas del DM y en la zona de aproximación del flujo aguas arriba de todas las estructuras de descarga. A modo de ejemplo se muestra la medición aguas

arriba de CM para la combinación 3 en la Figura 76 y aguas debajo de DM1 para la combinación 2 en la Figura 77.



**Figura 76** - Campo de Velocidades medias superficiales [m/s] y perfiles de velocidad media superficial [m/s] aguas arriba de CM obtenidos en prototipo bajo la combinación 3.



**Figura 77** - Campo de Velocidades medias superficiales [m/s] y perfiles de velocidad media superficial [m/s] en DM1 obtenidos en prototipo bajo la combinación 2.

## Síntesis

Del análisis realizado, se observa que aplicando LSPIV fue posible caracterizar en prototipo los campos de velocidad superficial tanto aguas arriba como abajo de las estructuras de descarga de la presa. Esta caracterización experimental en prototipo provee información importante para evaluar el proyecto realizado. Al comparar las velocidades medidas en prototipo y en modelo se obtienen valores del mismo orden de magnitud.

### 3.4.2. Relevamiento in situ de campos de velocidades con técnicas de velocimetría por imágenes de partículas en estructuras de descarga de presas de la Provincia de Córdoba

#### Introducción

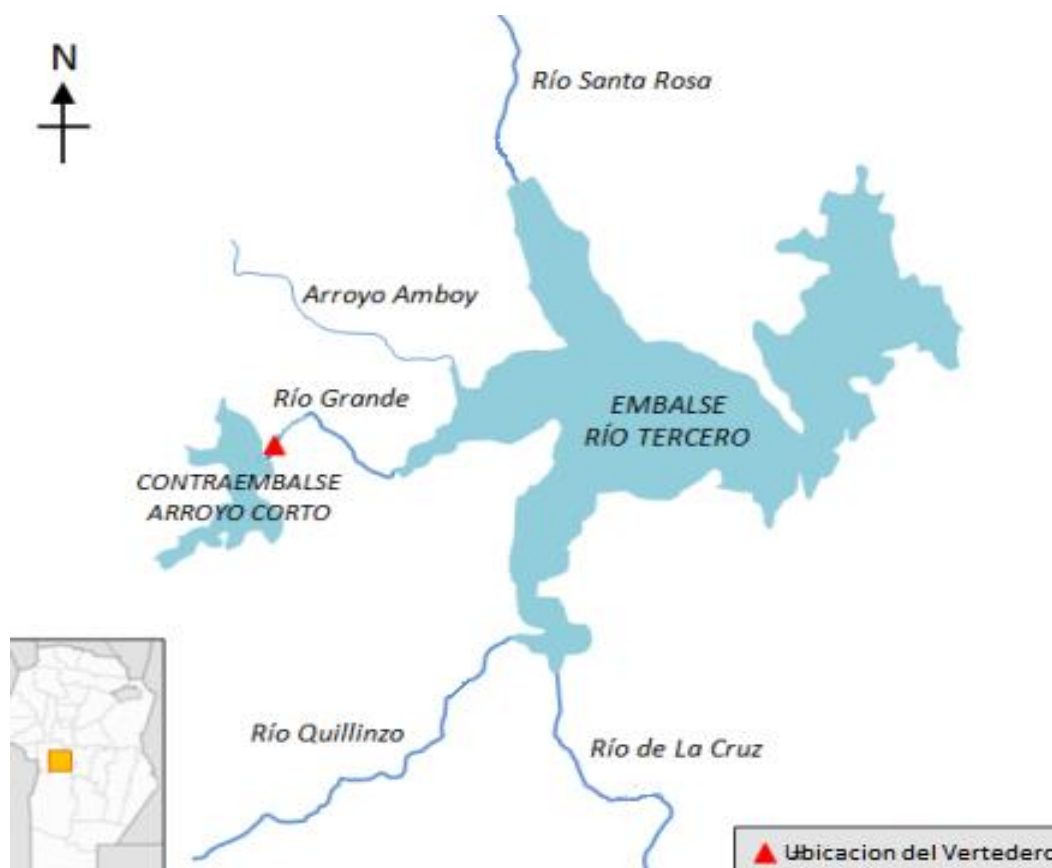
La presa Arroyo Corto, se encuentra ubicada en la región central de Argentina, en la provincia de Córdoba, a la salida de la cuenca del Río Grande, con coordenadas 32° 13' 14" Sur y 64° 34' 07" Oeste. La población más cercana es la Villa Amancay y su principal uso es la acumulación o reserva para la central de turbinado-bombeo Cerro Pelado. Su construcción se inicia en el año 1982 y se termina en 1985 y bajo el control de Agua y Energía Eléctrica S. E., comienza su operación en 1986. La presa es de materiales sueltos, tiene una altura sobre lecho del río de 43.50 m y una longitud de 1528,60 m, lo que le permite almacenar 34.47 Hm<sup>3</sup>. El caudal medio anual del río es de 12 m<sup>3</sup>/s, habiéndose observado crecidas de hasta 750 m<sup>3</sup>/s. No posee central a pesar que se encuentra prevista la ubicación y su conducción.

Lo que aquí se presenta es la cuantificación y caracterización hidrodinámica del flujo escurrido en el vertedero de la Presa Arroyo Corto (ver en Figura 78) el día 10 de marzo de 2014. Se emplea para tal fin la técnica de velocimetría por imágenes LSPIV.



**Figura 78** – Vertedero de descarga de la presa Arroyo Corto.





**Figura 79** - Localización de la presa Arroyo Corto y detalle de la ubicación del vertedero a caracterizar.

### Metodología

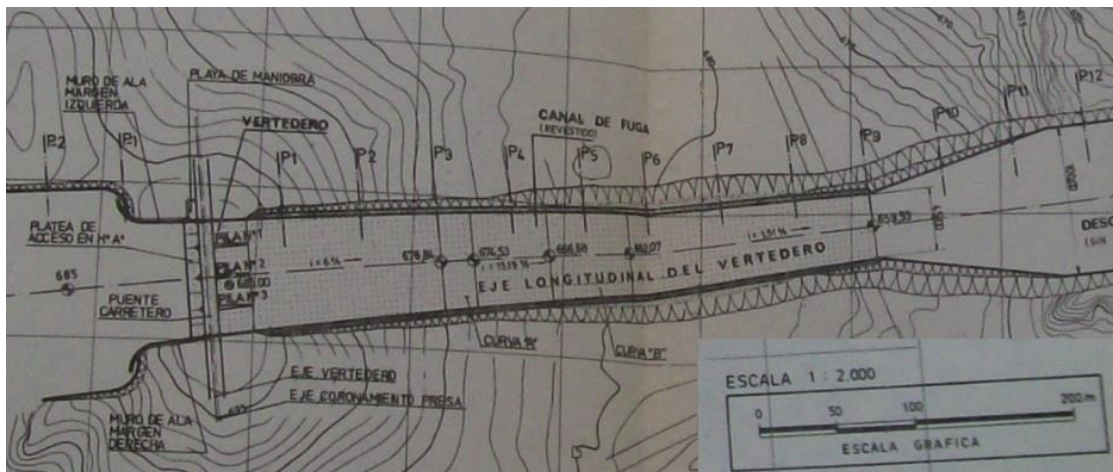
El día 10 de marzo de 2014 a las 18:30 horas se realizó una filmación de un minuto de duración del escurrimiento sobre la rápida del vertedero de Arroyo Corto durante la evacuación de los caudales excedentes (Figura 80). En el momento en que se realizó la filmación, el personal de la presa informó que la erogación de esa estructura de descarga era  $108 \text{ m}^3/\text{s}$ . A partir del video registrado fue posible estimar, utilizando la técnica de velocimetría LSPIV, los campos de velocidad superficial del flujo y la distribución transversal de velocidades.

Las condiciones de aireación de la lámina de escurrimiento en la rápida (Figura 80) proporcionan trazadores óptimos para la implementación de la técnica LSPIV.

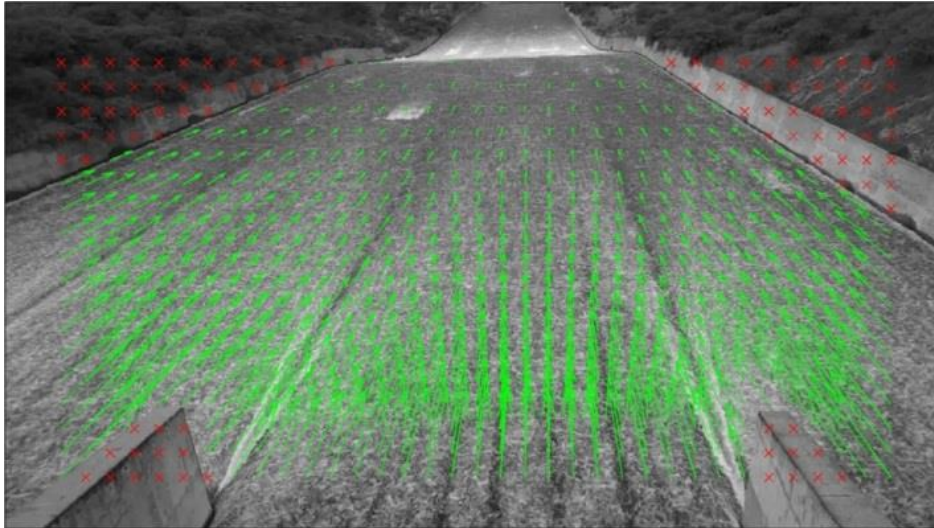


**Figura 80** - Imagen capturada del video digital registrado el día 10 de marzo de 2014 a las 18:30 hs

Para poder rectificar los resultados y obtener las velocidades superficiales del flujo fueron necesarias las distancias entre puntos fijos relevados en el video; y las mismas se extrajeron de los planos de proyecto de la obra (el que se muestra en la Figura 81). A través del procesamiento digital del video, se calculó el campo de velocidad del flujo (Figura 82). Se puede observar una determinación eficiente de los vectores de velocidad que se ha logrado con la técnica LSPIV.



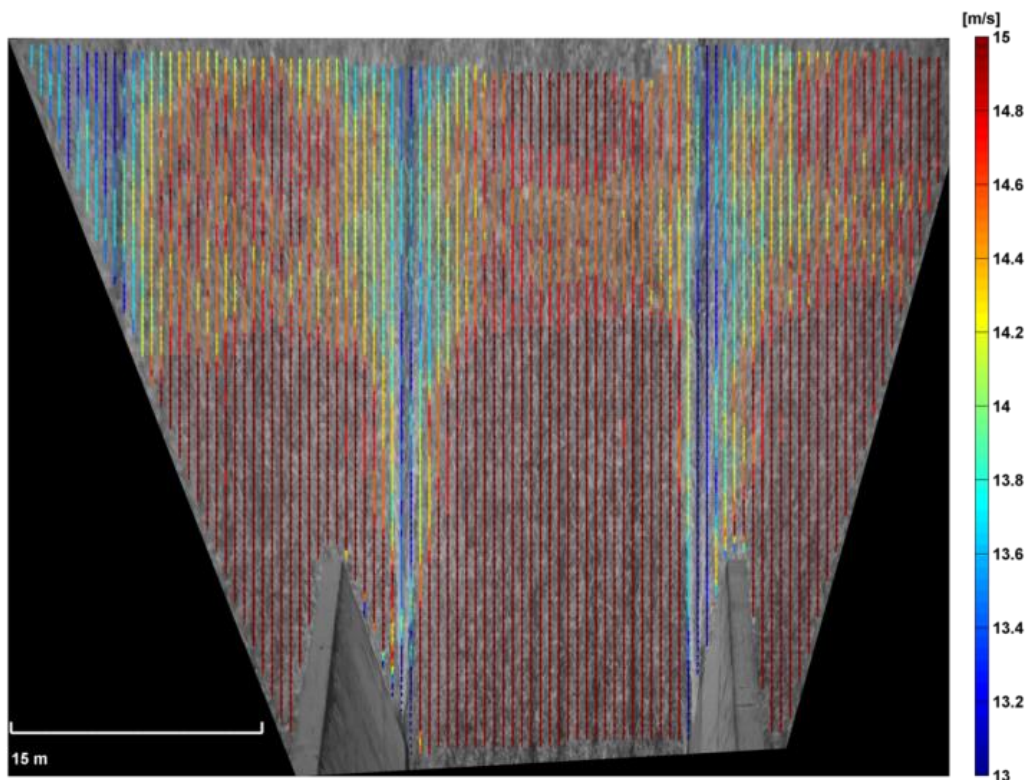
**Figura 81** – Plano en planta del vertedero de descarga conforme a obra con la respectiva escala del mismo.



**Figura 82** – Campo medio de vectores desplazamiento no rectificadas obtenidos de la implementación de LSPIV del video del vertedero de Arroyo Corto. Las flechas representan los vectores velocidad superficial del agua.

## Resultados

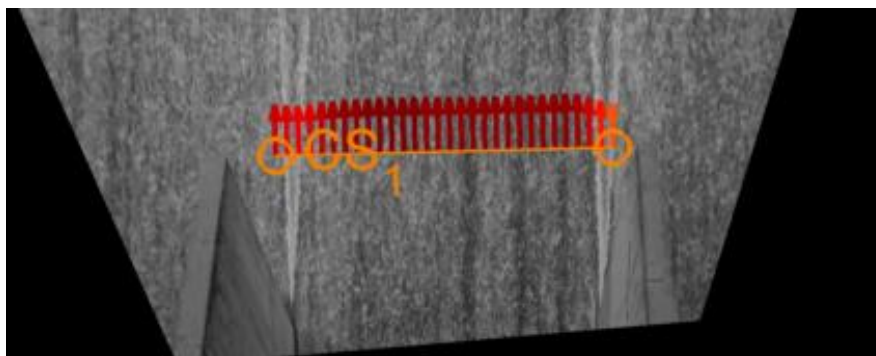
Utilizando las distancias mostradas y el campo de velocidad superficial, se procedió a rectificar los resultados obtenidos con la técnica LSPIV (Patalano et al., 2017) lo cual dio como resultado el campo de velocidades mostrado en la Figura 83.



**Figura 83** - Campo de velocidad media superficial [m/s] rectificado

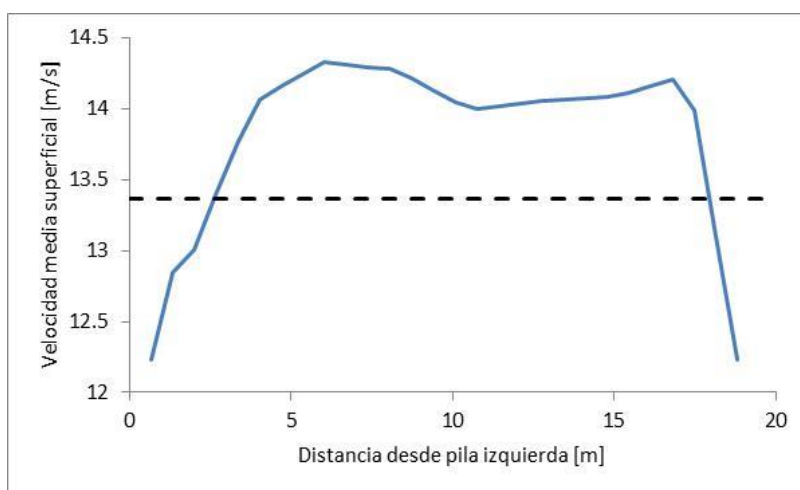
Se observa que las velocidades superficiales varían entre 13 y 15 m/s. Las menores velocidades se dan aguas abajo de los muros separadores de las compuertas debido a la separación del flujo generada en esas zonas y las máximas velocidades en la línea central entre las compuertas. A medida que se aleja de la zona de las compuertas el flujo se hace más uniforme. Esta variación transversal de las velocidades del flujo no podría ser estimada con otra técnica o metodología.

Para contrastar los valores medidos con los valores teóricos de velocidad del flujo utilizados en proyecto se extrajo una sección inmediatamente aguas abajo de la descarga del vertedero (Figura 84):



**Figura 84** - Perfil de velocidad media superficial extraído inmediatamente aguas abajo de la pila.

En la Figura 85 se muestra la variación de la magnitud del vector velocidad superficial, se puede observar que la misma presenta poca variación espacial con un valor de 14.3 m/s, un mínimo de 12.3 m/s y un valor medio de 13.3 m/s (esta se observa con líneas punteadas).



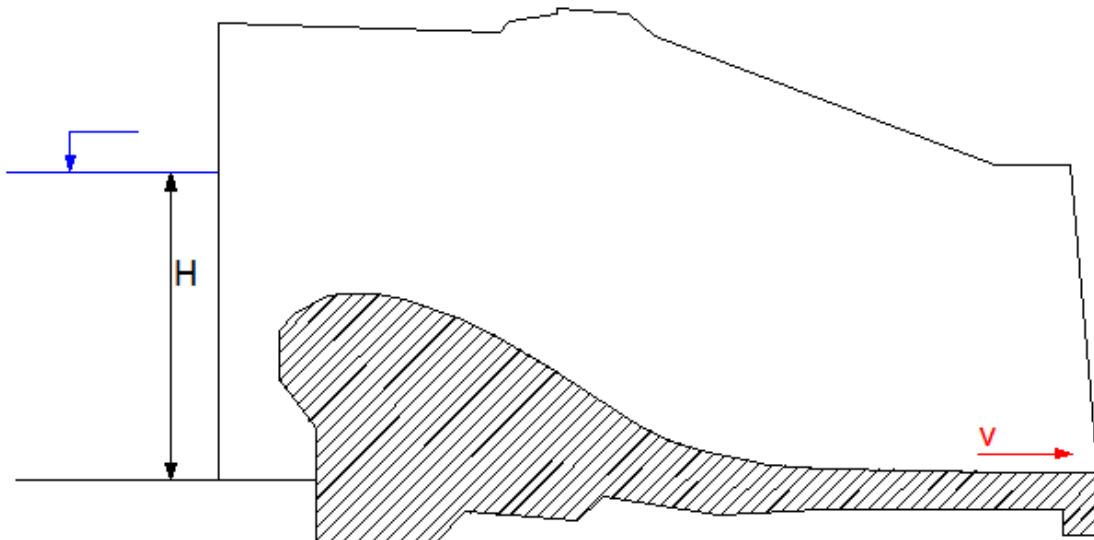
**Figura 85** - Perfil de velocidad media superficial en la sección de estudio



Estos valores se contrastan con los valores teóricos determinados siguiendo la Ley de Torricelli:

$$v = \sqrt{2gH} \quad \text{[Ecuación 12]}$$

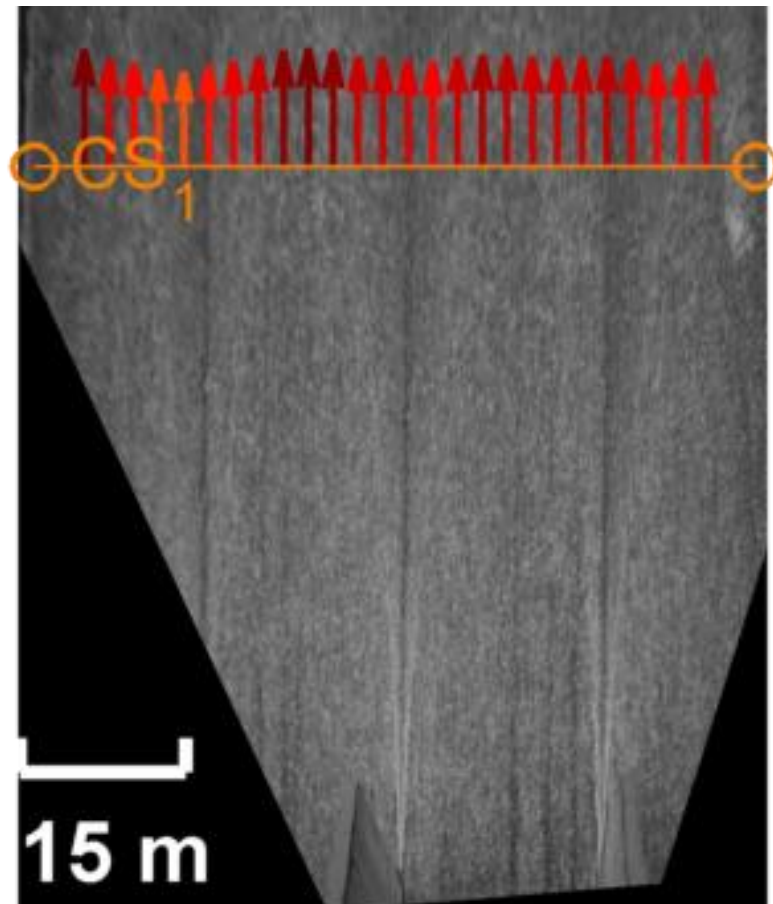
Siendo  $v$  la velocidad del flujo teórica (no incluye pérdidas por fricción y locales),  $g$  es la aceleración de la gravedad, y  $H$  es el desnivel existente entre el nivel de cota del embalse y la cota media de sección de la rápida del vertedero donde se calcula la velocidad. Para ilustrar más claramente la ecuación anteriormente mostrada, en la Figura 86 se muestra una ilustración del corte longitudinal de la sección del vertedero y de la rápida. El día de la medición, el caudal reportado por el operador de la presa fue de  $108 \text{ m}^3/\text{s}$ ; mientras que la altura del nivel de superficie libre en el embalse era de  $691.95 \text{ m}$ . Por otra parte, de la Figura 86 se sabe que el nivel del lecho inmediatamente al pie de la pila es de  $684.48 \text{ m}$ ; por lo que el desnivel entre el pie de la pila y el nivel del embalse es  $7.47 \text{ m}$ . Además, si se tiene en cuenta que la pendiente de la rápida es  $6\%$  y que la sección se extrajo a  $10$  metros aguas abajo del pie de la pila a este desnivel se le deben adicionar  $0.6 \text{ m}$ , con lo que da un valor de  $H$  de  $8.07 \text{ m}$ . Al calcular la velocidad teórica en el lecho de la rápida del vertedero da un valor de  $12.6 \text{ m/s}$  del mismo orden que las velocidades superficiales calculadas con LSPIV aunque con esta última técnica (LSPIV) es posible representar el comportamiento bidimensional en planta del flujo en la estructura caracterizado por una distribución no uniforme del flujo.



**Figura 86** - Corte longitudinal de la sección del vertedero y de la rápida.

Por último, conociendo la geometría de la sección de estudio, el perfil de velocidad superficial promedio y el caudal erogado se procedió a determinar el tirante

del flujo en el vertedero. Para ello, se extrajo un perfil de velocidad superficial ubicado en la posición mostrada en la Figura 87.



**Figura 87** - Perfil de velocidad media superficial extraído para la estimación del tirante del flujo.

Para un caudal de  $108 \text{ m}^3/\text{s}$ , un ancho de sección de  $65 \text{ m}$  y este último perfil de velocidad se obtuvo un tirante  $15 \text{ cm}$ , lo cual es lo esperado según las observaciones realizadas en campo.

### Síntesis

La gran resolución temporal y espacial de la técnica LSPIV, como así también su posibilidad de aplicación en sitios de difícil accesibilidad y/o en donde existen grandes velocidades del flujo, la convierten una metodología adecuada para la caracterización y comportamiento del flujo en estructuras hidráulicas. Actualmente el grupo de trabajo del CETA-UNC se encuentra optimizando la implementación de esta técnica utilizando vehículos aéreos no tripulados para diferentes estructuras hidráulicas en varios ríos de todo el país.

La velocidad media del flujo obtenida con LSPIV es de 11.6 m/s. Este valor de velocidad es imposible de medir con otras técnicas de velocimetría como molinetes o perfiladores de corriente acústicos Doppler (ADCP).

Es fundamental explicar la importancia de medir las velocidades en flujos de este tipo. Al poder mensurar este parámetro hidráulico se puede verificar el funcionamiento de la estructura de descarga.

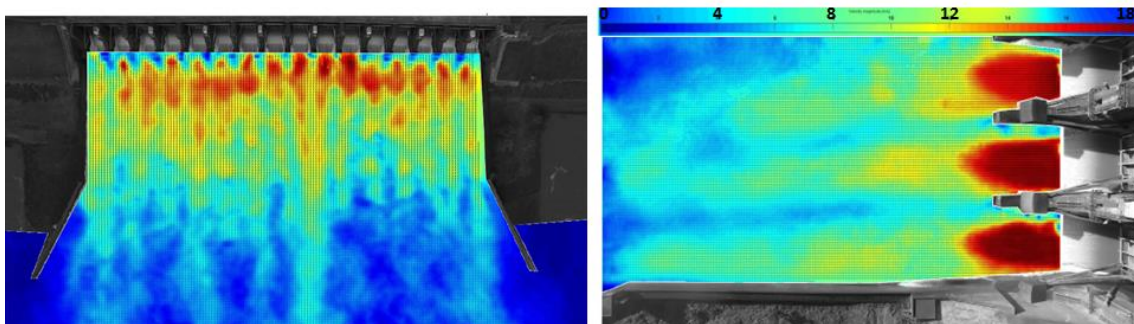
### 3.4.3. Transferencia tecnológica de los desarrollos de esta tesis: Relevamiento in situ de campos de velocidades con técnicas de velocimetría por imágenes de partículas en estructuras de descarga de presa Yacyretá, Provincia de Corrientes. Universidad Nacional de La Plata.

Los desarrollos científicos y tecnológicos realizados en esta tesis han sido transferidos a colegas del Laboratorio de Hidromecánica de la Universidad Nacional de La Plata para implementar LSPIV en la caracterización del flujo en las estructuras de descarga de presa Yacyretá. El trabajo realizado por los colegas de la Universidad Nacional de La Plata (De Dios et. al, 2018) se enmarca dentro de las tareas de mantenimiento que la Central Hidroeléctrica Yacyretá lleva adelante, en particular, en lo que respecta a la limpieza de uno de los vertederos que posee la obra (Vertedero Brazo Aña Cuá o VBAC). La acumulación del material pétreo dentro de la pileta de aquietamiento del VBAC, es un proceso que data de muchos años atrás. La geometría original del Vertedero fue modificada, incorporándose una serie de deflectores en el perfil vertedor, con el objeto de reducir la incorporación de aire a la masa líquida, y en consecuencia, disminuyendo considerablemente la mortandad de peces por sobresaturación gaseosa. Sin embargo, la nueva configuración anuló la capacidad auto limpiante propia del resalto hidráulico para el rango de caudales más frecuentes. Otra característica importante de este Vertedero es que, por requerimientos ambientales, tiene un funcionamiento continuo, con un caudal mínimo de 1000 m<sup>3</sup>/s.

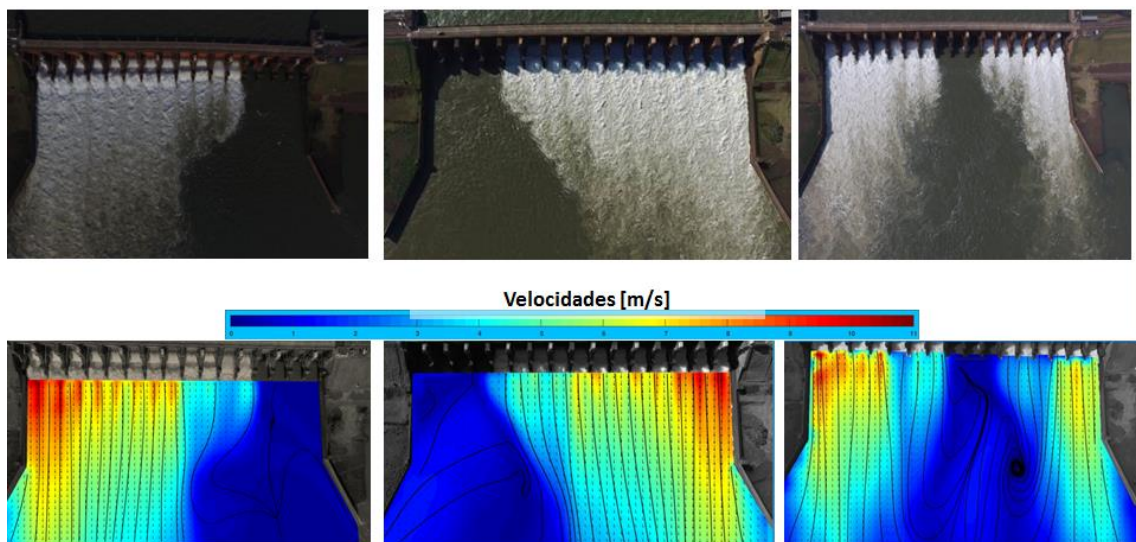
El estudio de limpieza del VBAC tiene la premisa de, sin producir la anulación del caudal por esta estructura, lograr condiciones de flujo en el cuenco disipador que permitan el retiro de material del mismo a través de medios externos (grúas), es decir, zonas de bajas velocidades. Se definió como velocidad media límite 0.5 m/s a partir de la experiencia obtenida en trabajos antecedentes.

Una primera etapa de caracterización del flujo en la pileta de aquietamiento asociado con los trabajos de mantenimiento del Vertedero se reportó en De Dios et al (2017). En dicho trabajo se aplicó la técnica de Velocimetría por Imágenes de Partículas (PTV) para la caracterización del flujo en modelo físico. Posteriormente, se utilizó la técnica LSPIV en el prototipo de manera de validar los resultados obtenidos en modelo físico antes de iniciar los trabajos de limpieza. Para el registro del video analizar se utilizó un drone DJI modelo Inspire 1.

A continuación se presentan algunos de los resultados alcanzados mediante la implementación de la técnica LSPIV para diferentes configuraciones ensayadas en prototipo:



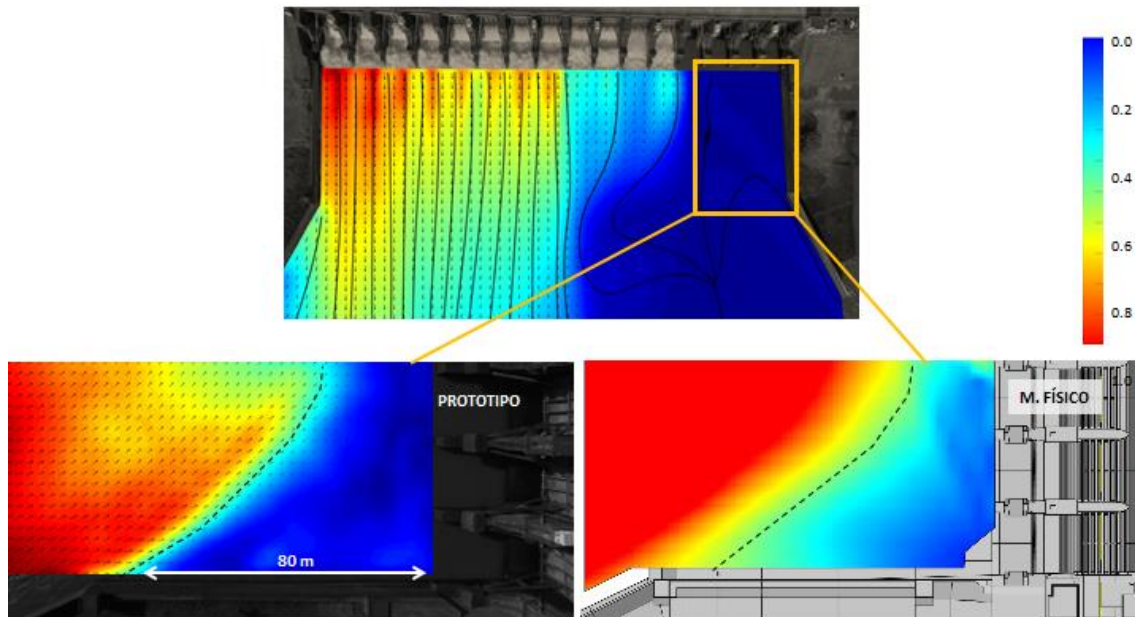
**Figura 88** - Resultados de la implementación de LSPIV utilizando video registrado por drone, Presa Yacyretá – Escenario con todas las compuertas abiertas.



**Figura 89** - Resultados de la implementación de LSPIV utilizando videos registrados por drone, Presa Yacyretá – Escenarios con distintas combinaciones de apertura de compuertas.

Finalmente, vale destacar que también se compararon los campos de velocidad estimados en modelo y en prototipo, alcanzándose muy buena correspondencia entre

los resultados obtenidos. A modo de ejemplo se muestra el escenario donde las únicas compuertas que permanecen cerradas son las de la margen izquierda:



**Figura 90** – Comparación entre campos de velocidad obtenidos en modelo y en prototipo, Presa Yacyretá – Escenario con compuertas cerradas sobre margen izquierda.

Lo que se deduce claramente es que la aplicación conjunta de mediciones en modelo y prototipo realizadas con LSPIV (como las que aquí se plantean) ha permitido seleccionar las configuraciones de compuertas más apropiadas para la limpieza y extracción del material pétreo presente en el cuenco disipador del VBAC.

## **CAPÍTULO 4**

# **Conclusiones, recomendaciones y trabajos futuros**

## 4. Conclusiones, recomendaciones y trabajos futuros

A continuación se resumen las principales conclusiones alcanzadas en esta tesis. Las mismas se dividen en dos partes: las relacionadas a los estudios realizados para el diseño hidrológico y para el diseño hidráulico, respectivamente.

- Diseño hidrológico:
  - ✓ Se estimó la incertidumbre asociada a la extrapolación de curvas que relacionan la altura de superficie libre y caudal en un curso fluvial; y se demostró la importancia de aforar los caudales con recurrencias asociadas mayores a 10 años ya que con las mismas se permiten estimar los caudales de diseño de hasta 100 años de tiempo de retorno con una incertidumbre menor al 10%. Sin embargo, las condiciones adversas existentes en ríos de zonas de montaña durante crecidas asociadas a estos tiempos de retorno (eventos extremos hidrológicos) hacen que la única metodología aplicable sea LSPIV, técnica experimental aplicada a lo largo de esta tesis.
  - ✓ Se optimizó la técnica LSPIV para aforar los caudales mediante la estimación de la relación existente entre la velocidad media y la media superficial de una sección (coeficiente  $\alpha$ ) a partir de datos registrados en el mismo lugar durante el registro del video (es decir durante la misma ocurrencia de la crecida que se busca caracterizar). Para estimar este coeficiente se desarrolló un modelo numérico que de ahora en adelante podrá ser implementado para el aforo de caudales con LSPIV.
  - ✓ Mediante la aplicación de LSPIV, se calibró un modelo hidráulico y sus respectivos coeficientes de rugosidad durante crecidas en cauces fluviales. De videos registrados de crecidas pueden estimarse al mismo tiempo las velocidades superficiales del flujo y los niveles alcanzados por el agua; y a partir de esa información calibrarse adecuadamente el modelo.
  - ✓ Se demostró que LSPIV es una técnica muy adecuada para caracterizar flujos densos y estimar velocidades del frente de estos flujos. Previamente a la realización de este trabajo no era posible medir adecuadamente las velocidades de flujos de este tipo ni siquiera en canales de laboratorio.
  - ✓ Además se determinaron experimentalmente in situ velocidades del frente de un flujo denso en un cauce durante un evento de crecida repentina utilizando LSPIV.



- Diseño hidráulico:
  - ✓ Se estimó la vulnerabilidad de personas y vehículos durante inundaciones urbanas repentinas determinando experimentalmente las velocidades del agua utilizando LSPIV. Se caracterizaron varias secuencias del video tomando en cuenta el criterio de vulnerabilidad basado en la estabilidad de personas y vehículos durante inundaciones repentinas propuestas por Milanesi et al. (2015) y Xia et al. (2011), respectivamente.
  - ✓ Para poder estimar las velocidades del agua a partir de la implementación de LSPIV se propone una optimización de la técnica utilizando las dimensiones de los vehículos para determinar los puntos de control.
  - ✓ Se cuantificó y caracterizó hidrodinámicamente el flujo escurrido en sistemas de esclusas. Aplicando LSPIV fue posible caracterizar in situ los campos de velocidad superficial en las estructuras hidráulicas existentes en Brandon Road, USA. En estas estructuras hidráulicas, las altas velocidades alcanzadas por el flujo, la gran turbulencia existente y la gran incorporación de aire en el flujo de agua hacen que la implementación de LSPIV sea la técnica experimental más adecuada para la caracterización de estos flujos. Aplicando esta técnica fue posible no solo caracterizar minuciosamente el funcionamiento de esta estructura sino que la aplicación de la misma permitirá evaluar medidas a futuro para evitar la transferencia de ANS hacia los Grandes Lagos.
  - ✓ Se cuantificó y caracterizó hidrodinámicamente el flujo escurrido en estructuras de descarga de presas. La gran resolución temporal y espacial de la técnica LSPIV, como así también su posibilidad de aplicación en sitios de difícil accesibilidad y/o en donde existen grandes velocidades del flujo, la convierten una metodología adecuada para la caracterización y comportamiento del flujo en estructuras hidráulicas. Es fundamental explicar la importancia de medir las velocidades en flujos de este tipo. Al poder mensurar este parámetro hidráulico se puede verificar el funcionamiento de las estructuras de descarga en prototipo. Esta caracterización experimental en prototipo provee información importante para evaluar el proyecto realizado.

Desde el año 2015 se ha formado el Surface Velocity WorkGroup (grupo de trabajo sobre mediciones de velocidad superficial) del Servicio Geológico de los Estados Unidos (SVW – USGS por sus siglas en inglés) y nuestro grupo de trabajo ha sido invitado como miembro permanente. Desde ese año, investigadores de los Centros de Ciencias del Agua, el Programa Nacional de Investigación y la Oficina de Agua Superficial (OSW) del USGS comenzaron a experimentar y adaptar algunas

nuevas tecnologías de medición de velocidad superficial de flujos de agua. Con la esperanza de ayudar en la coordinación mundial, OSW formó este grupo de trabajo y lo incorporó dentro de sus programas de investigación, trabajo y desarrollo. El SVW tiene como objetivo brindar orientación a la OSW, quien lidera y da las directrices de las políticas y procedimientos para el despliegue y uso de los métodos experimentales de medición de velocidad superficial. Estas novedosas técnicas tienen mucho potencial para ayudar al USGS a avanzar en la ciencia. Orgullosamente, nuestro grupo de trabajo se encuentra en permanente interacción con investigadores de todo el mundo relacionados a esta temática, y se está reduciendo paulatinamente la incertidumbre asociada a la estimación de velocidades superficiales con la técnica experimental aplicada en esta tesis (LSPIV) aunque todavía queda mucho para trabajar investigando las principales fuentes de incertidumbre y recomendaciones para minimizarla. Se destaca en esta línea que una de las técnicas más utilizadas para medir caudales, los ADCP, se empezaron a utilizar intensivamente por el USGS desde la década de 1990 y aun hoy, casi 30 años después se sigue trabajando tratando de minimizar las incertidumbres de esas técnicas. La SVW también trabaja en nuevas aplicaciones de LSPIV, tales como el trabajo desarrollado en conjunto en el Capítulo 3.

Este trabajo ilustra el gran potencial de las iniciativas de ciencia ciudadana para mejorar la evaluación del riesgo de inundación, ya que los datos hidráulicos que son tan valiosos se pueden calcular utilizando mensajes, fotografías y videos producidos por los ciudadanos. Hoy en día, las nuevas tecnologías de comunicación e imágenes digitales han permitido al público producir grandes cantidades de observaciones de inundaciones y compartirlas a través de las redes sociales. El grupo de trabajo del autor de esta tesis está trabajando en proyectos de ciencia ciudadana en Argentina enfocados en la generación de datos de múltiples fuentes para hidrología de diseño. Además de las iniciativas de ciencia ciudadana, también se está evaluando la aplicación de redes de cámaras de vigilancia con sensores de infrarrojo cercano en áreas urbanas para cuantificar las inundaciones en tiempo real utilizando LSPIV. A futuro se recomiendan nuevos desarrollos relacionados a la técnica LSPIV para ir reduciendo paulatinamente la incertidumbre en la estimación del caudal y las velocidades del flujo. A su vez, debido al alto potencial de la técnica, podría seguirse implementando en aquellos casos donde por la complejidad de los flujos, estos presenten un desafío tecnológico importante.

Para sintetizar y mostrar de manera más clara las conclusiones de esta tesis es que a continuación se presentan todos los desarrollos y aplicaciones de LSPIV presentados en una tabla integradora:

**Tabla 8** – Resumen con los principales avances de la tesis.

<i>Sección de la tesis</i>	<i>Área de vacancia resuelta</i>	<i>Fuente del video/s utilizado/s</i>	<i>Contraste con otras mediciones</i>	<i>Trabajos futuros</i>
Importancia de la cuantificación de caudales durante crecidas extraordinarias para la predicción precisa de caudales de diseño	Estimación de la incertidumbre asociada a la extrapolación de curvas H - Q en un curso fluvial y cuantificación de la importancia de aforar caudales con recurrencias asociadas mayores a 10 años.	Para la aplicación presentada, se utilizaron videos registrados en los afluentes al Dique San Roque durante crecidas extraordinarias para estimar los caudales.	Aplicando otras técnicas tales como ADCP	Aforar crecidas de recurrencias mayores a 10 años con LSPIV para ir reduciendo las incertidumbres asociadas a la extrapolación de curvas H-Q.
Optimización de la técnica LSPIV para la determinación de caudales: Desarrollo de un modelo numérico para la estimación del coeficiente que relaciona la velocidades media superficial y la velocidad media del flujo a partir de datos obtenidos de mediciones in situ	Estimación de la relación existente entre la velocidad media y la media superficial de una sección a partir de datos registrados en el mismo lugar durante el registro del video.	El grupo de investigación registra videos de ríos y se aplica el modelo numérico desarrollado sobre los videos registrados.	Se contrastan los caudales obtenidos con LSPIV con mediciones realizadas con ADCP.	Continuar contrastando los caudales estimados con LSPIV con mediciones realizadas con otras técnicas experimentales existentes y utilizar el modelo para la estimación de transporte de fondo de sedimentos.
Uso de LSPIV para cuantificar un evento hidrológico extremo con videos generados por colaboración abierta distribuida	Calibración de un modelo hidráulico y sus respectivos coeficientes de rugosidad durante crecidas en cauces fluviales.	Se utilizó un video captado por un vecino (crowdsourcing) durante el evento de crecida extraordinaria.	Por la dificultad en la caracterización de estos flujos, el único dato de caudal estimado durante este evento extraordinario fue el reportado por el tesista.	Se está difundiendo a nivel nacional (Salta, Catamarca, Tucumán) el proyecto "Cazadores de Crecidas" y se está capacitando a personal de diferentes municipios y localidades para que conozca como registrar video para posteriormente aplicar LSPIV.
Usos de LSPIV para la caracterización experimental de flujos densos	Medición de velocidad de frente del flujo denso en campo durante la crecida. Estimación de concentración volumétrica del sedimento del flujo denso en campo durante la crecida.	Videos captados en ensayos de laboratorio y por un vecino (crowdsourcing) durante el evento de crecida.		
Uso de LSPIV para optimizar el diseño de medidas no estructurales en inundaciones urbanas: Estimación de vulnerabilidad de personas y vehículos durante inundaciones urbanas repentinas	Estimación de la vulnerabilidad de personas y vehículos durante inundaciones urbanas repentinas experimentalmente las velocidades del agua.	Se utilizaron videos recopilados registrados por individuos (crowdsourcing) durante eventos de crecida.		
Uso de LSPIV para optimizar el funcionamiento de infraestructura hídrica en sistemas de esclusas. Brandon Road, Joliet, USA	Caracterización experimental in situ de los campos de velocidad superficial en estas estructuras hidráulicas con elevada concentración de burbujas de aire.	Se utilizaron videos registrados en conjunto por el tesista e investigadores del USGS utilizando cámaras de alta resolución y un drone.	Por la imposibilidad de caracterizar estos flujos con elevada concentración de aire con otras técnicas, el único dato de velocidad estimado in situ fue el reportado por el tesista.	Se ha formado el Surface Velocity Workgroup, del cual participa el grupo de investigación del cual forma parte el tesista junto a organismos de Estados Unidos, Canadá y otras partes del mundo.
Uso de LSPIV para optimizar el funcionamiento de infraestructura hídrica en estructuras de descarga de presas	Caracterización experimental in situ de los campos de velocidad superficial en estas estructuras hidráulicas con grandes velocidades.	El grupo de investigación registró videos de estructuras de descarga de presas.	Si bien existían datos medidos en modelos físicos, por las altas velocidades existentes en prototipo no es posible medir con otra técnica.	Se propone verificar las estructuras de descarga de las presas para analizar si funcionan como fueron proyectadas aplicando LSPIV.

# **CAPÍTULO 5**

## **Referencias**

## 5. Referencias

- Adrian, R. J. (1984). Scattering particle characteristics and their effect on pulsed laser measurements of fluid flow: speckle velocimetry vs particle image velocimetry. *Appl. Opt.* 10-11.
- Adrian, R. J. (1991). Particle-imaging techniques for experimental fluid-mechanics. *Annu. Rev. Fluid Mech.* 23, 261-304.
- Adrian R. J. (2005). Twenty years of particle image velocimetry. *Exp. Fluids* 39, 159-169.
- Australia Institute of Engineers (1987). *Australian Rainfall and Runoff*, Vol. 1&2. (Ed: Pilgrim, D.H.) Institution of Engineers, Australia.
- Arai M., Takahashi T., The Karman constant of the flow laden with high sediment in *Proc. of the 3rd International Symposium on River Sedimentation University of Mississippi*, 1986, pp. 824-833.
- Aronica, G.; Hankin B.; Beven, K.J. (1998). Uncertainty and equifinality in calibrating distributed roughness coefficients in a flood propagation model with limited data. *Advances in Water Resources*, 22 (4) (1998), pp. 349-365
- Ayala, L. (1996). Hidráulica de los fenómenos de remoción en masa: corrientes de detritos y flujos de barro. Curso pre-XVII congreso latinoamericano de hidráulica, Guayaquil, Ecuador.
- Baek, S. J.; Lee, S. J. (1996). A new two frame particle tracking algorithm using match probability. *Exp. Fluids* 22, 23-32.
- Bagnold, R. A. (1954). "Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian Fluid under shear". *Proc. R. Soc. London Ser. A.* 225:49-63
- Base de Datos Hidrológica Integrada – BDHI. Subsecretaría de Recursos Hídricos. Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda. <https://www.mininterior.gov.ar/obras-publicas/rh-base.php>
- Baraquet, María Magdalena; Liendo, Germán; Alvarez, Javier; Guillén, Nicolás Federico; García, Carlos Marcelo (2017). "Análisis de Incertidumbre relacionada a la extrapolación de curvas Altura-Caudal (H-Q)", Octavo Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos, Noviembre 2017.
- Bates, P.; Anderson, M.; Price, D.; Hardy, R.; Smith, C. (1996). Analysis and development of hydraulic models for floodplain flows. M.G. Anderson, D.E. Walling, P.D. Bates (Eds.), *Floodplain Processes*, Wiley, New York.
- Bechle, A.J., Wu, C.H. (2014). An entropy-based surface velocity method for estuarine discharge measurement. *Water Resour. Res.* 50, 6106–6128. <http://dx.doi.org/10.1002/2014WR015353>.
- Boussinesq, J. (1877). "Essai sur la théorie des eaux courantes, Mémoires présentés par divers savants à l'Académie des Sciences 23: 1-680".
- Brevis W. ; Niño Y.; Jirka G. (2011). Integrating cross-correlation and relaxation algorithms for PTV. *Exp. Fluids* 135-147.
- Caamaño Nelli, Gabriel; Dasso, Clarita (2003) "Lluvias de Diseño: Conceptos, Técnicas y Experiencias". CONICET. Universitas-Editorial Científica Universitaria. Córdoba, Argentina.
- Chen, Y. C., Chiu, C. L. (2004). A fast method of flood discharge estimation. *Hydrol. Process* 18, 1671–1684. <http://dx.doi.org/10.1002/hyp.1476>.
- Cheng, R.T., Gartner, J.W., Mason, R.R., Costa, J.E., Plant, W.J., Spicer, K.R., Haeni, F.P., Melcher, N.B., Keller, W.C., Hayes, K. (2004). Evaluating a Radar-based, Non Contact Streamflow Measurement System in the San Joaquin River at Vernalis, California. Menlo Park, California.

- Chiu, C.-L., Said, C.A.A. (1995). Maximum and mean velocities and entropy in openchannel flow. *J. Hydraul. Eng.* 121, 26–35. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1995\)121:1\(26\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1995)121:1(26)).
- Chow, V. T. (1951). “A general formula for hydrologic frequency analysis”. *Eos Trans. AGU*, 32(2), 231–237, doi:10.1029/TR032i002p00231.
- Chow, V.T. (1959). “Open-channel hydraulics: New York, McGraw-Hill, 680 p.”
- Creutin, J.-D., Muste, M., Bradley, A., Kim, S. C., and Kruger, A. (2003). «River gauging using PIV techniques: a proof of concept experiment on the Iowa River». *Journal of Hydrology*, 277(3-4), 182-194.
- De Dios, M; Groppo, L.; Salvetti, D., Patalano, A; Garcia, C.M., Liscia, S.O. y Cardinali, M. (2017) “Estudio sobre las condiciones óptimas de operación de un vertedero para posibilitar su mantenimiento”. V Simposio sobre Métodos Experimentales en Hidráulica, Buenos Aires, Argentina.
- De Dios, M; Groppo, L.; Conzoli-Lizzi, P.; Groppo, L.; Patalano, A; Garcia, C.M., Liscia, S.O. y Cardinali, M. (2018) “Verificación del campo de velocidades en un vertedero en funcionamiento utilizando LSPIV”. XXVIII Congreso Latinoamericano De Hidráulica, Buenos Aires, Argentina.
- Díaz Lozada, José Manuel (2019). “Avances en la Cuantificación hidrológica y caracterización hidráulica del flujo en el sistema fluvial del Río Carcarañá utilizando ADCP”. Tesis de Doctorado en Ciencias de la Ingeniería. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales - Universidad Nacional de Córdoba.
- Domeneghetti, A., Castellarin, A., and Brath, A.: Assessing rating-curve uncertainty and its effects on hydraulic model calibration, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 16, 1191-1202, <https://doi.org/10.5194/hess-16-1191-2012>, 2012.
- Engineers Australia (2010). “Australian Rainfall & Runoff Revision Projects. PROJECT 10 Appropriate Safety Criteria for People. STAGE 1 REPORT P10/S1/006. April 2010.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA) (1979). *The floodway: a guide for community permit officials*. EEUU.
- Fenton, J. D. (2001). Rating Curves: Part 2 – Representation and Approximation, *Conference on Hydraulics in Civil Engineering*, The Institution of Engineers, Australia, pp. 319–328.
- Fujita, I., Kunita, Y., Tsubaki, R. (2013). «Image analysis and reconstruction of the 2008 Toga River Flash Flood in an urbanized area». *Aust. J. Water Resour.* 16 (2), 12.
- Fujita, I., Muste, M., and Kruger, A. (1998). «Large-scale particle image velocimetry for flow analysis in hydraulic engineering applications». *Journal of Hydraulic Research*, 36(3), 397-414.
- García, C. M.; C. G. Catalini; G. E. Caamaño Nelli (2000) “Distribución Espacial de la Lámina de Diseño en una Cuenca de Montaña”. XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Tomo II, 309-318. AIH. Córdoba, Argentina.
- Gol'din, B. M., Lyubashevskiy, L. S. (1966). “Computation of the velocity of mudflows for Crimean rivers”. *Sov. Hydrol.* 2:179-81
- Guillén Nicolás Federico (2014). “Estudios Avanzados para el Diseño Hidrológico e Hidráulico de Infraestructura Hídrica” – Tesis de Maestría – Maestría en Ciencias de la Ingeniería Mención Recursos Hídricos – FCEFYN – UNC – Córdoba, Argentina.
- Guillén, Nicolás Federico; Patalano, Antoine; García, Carlos Marcelo (2015). “Relevamiento in situ de campos de velocidades con técnicas de velocimetría por imágenes de partículas en estructuras de descarga de presas de la Provincia de Córdoba”, VIII Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos”, Abril 2015.
- Guillén, Nicolás Federico; Patalano, Antoine; García, Carlos Marcelo; Ragessi, I. Matías; Hillman, Gerardo (2015). “Medición en Prototipo y Modelo Físico de Campos de Velocidad De Flujo en Estructuras de Descarga del Dique Los Molinos, Jujuy”, Séptimo Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos, Noviembre 2015.
- Guillén, Nicolás Federico; Patalano, Antoine; García, Carlos Marcelo; Engel, Frank; Jackson, P. Ryan; Oberg, Kevin A. (2015). “Medición de la evolución temporal de Campos de

- Velocidad componentes del Sistema de Presa y Esclusas de Brandon Road, Joliet, Illinois, Estados Unidos”, Séptimo Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos, Noviembre 2015.
- Guillén, N.F., Patalano, A., García, C.M. et al. *Nat Hazards* (2017) 87: 383. <https://doi.org/10.1007/s11069-017-2768-8>
- Guillén, Nicolás Federico; Baraquet, María Magdalena; Patalano, Antoine; García, Carlos Marcelo; Ferreira, Silvia (2017). “Medición de velocidad de frente de alud y cálculo de la concentración del flujo denso en un evento de crecida en el río Chuscha, Cafayate, Salta”, V Simposio Sobre Métodos Experimentales en Hidráulica (MEH V), Junio 2017.
- Guillén, Nicolás Federico; Patalano, Antoine; García Carlos Marcelo. “Aplicación de LSPIV en Estudios Hidrológicos e Hidráulicos”, XXVI Congreso Nacional del Agua – CONAGUA 2017, Setiembre 2017.
- Guillén, Nicolás Federico; López, Sebastián; Weber, Juan; García, Carlos Marcelo (2017). “Relaciones entre velocidades medias y velocidades medias superficiales en cursos fluviales utilizando métodos numéricos y experimentales”, Octavo Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos, Noviembre 2017.
- Gunawan, B.; Sun X.; Sterling, M.; Shiono, K.; Tsubaki, R.; Rameshwaran; Knight; Chandler; Tang; Fujita (2012). The application of LSPIV to a small irregular river for inbank and overbank flows. *Flow. Meas. Inst.* 24, 1-12.
- Hauet, A., Muste, M., & Ho, H. C. (2009). « Digital mapping of riverine waterway hydrodynamic and geomorphic features». *Earth Surface Processes and Landforms*, 34(2), 242-252.
- Jan C.D., A study on the numerical modelling of debris flow in Debris Flow Hazard Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment, Eds. Chen, New York, 1997, pp. 717-726
- Johnson, A. M. (1970). “Physical Processes in Geology”, pp. 433-534. San Francisco: Freeman. 577 pp.
- Kendall, M. G. (1975). *Rank Correlation Methods*, 4th ed., Charles Griffin: London.
- Lauder B.E. and Spalding D.B. (1974). The numerical computation of turbulent flow. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 3:269–289.
- Le Boursicaud, R., Pénard, L., Hauet, A., Thollet, T., Le Coz, J. (2016). «Gauging extreme floods on YouTube: application of LSPIV to home movies for the post-event determination of stream discharges». *Hydrol. Process.* 30, 90-105.
- Le Coz, J., Jodeau Magali, Hauet, A., Marchand, B., and Le Boursicaud, R. (2014). «Image-based velocity and discharge measurements in field and laboratory river engineering studies using the free FUDAA-LSPIV software». *River Flow*, Lausanne, Switzerland.
- Le Coz, J., Patalano, A., Collins, D., Guillén, N. F., García, C. M., Smart, G. M., Bind, J., Chiaverini, A., Le Boursiqueau, Raphaël Dramais, G., and Braud, I. (2016). «Crowd-sourced data for flood hydrology: feedback from recent citizen science projects in Argentina, France and New Zealand». *Journal of Hydrology*, Available online 26 July 2016, ISSN 0022-1694, <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.07.036>. (<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169416304668>)
- Liberzon, A.; Meller, Y. (2013). *OpenPTV*. <https://github.com/OpenPTV>
- Lloyd, P.; Stansby, P.; Ball, D. (1995). Unsteady surface velocity field measurement using PTV. *J. Hydraul. Res.* 33, 519-534.
- Mann, H. B. (1945). Non-parametric test against trend, *Econometrica*, 13, 245-259, 1945.
- Martínez-Gomariz, E., Gómez, M., and Russo, B. (2016). Experimental study of the stability of pedestrians exposed to urban pluvial flooding. *Natural Hazards*, 1-20.
- Milanesi, L., Pilotti, M., and Ranzi, R. (2015). A conceptual model of people's vulnerability to floods, *Water Resources. Res.* 51, 182–197, doi:10.1002/2014WR016172.
- Mueller, D.S., Wagner, C.R., Rehmel, M.S., Oberg, K.A., and Rainville, Francois, 2013, *Measuring discharge with acoustic Doppler current profilers from a moving boat* (ver. 2.0, December 2013): U.S. Geological Survey Techniques and Methods, book 3, chap. A22, 95 p., <https://dx.doi.org/10.3133/tm3A22>.



- Muste, M., Fujita, I., and Hauet, A. (2008). «Large-scale particle image velocimetry for measurements in riverine environments». *Water Resources Research*, 44, 1-14.
- Muste, M., Schöne, J., and Creutin, J.-D. (2005). «Measurement of free-surface flow velocity using controlled surface waves». *Flow Measurement and Instrumentation*, 16(1), 47-55.
- Nanía, L.S. (1999). Metodología numérico experimental para el análisis del riesgo asociado a la escorrentía pluvial en una red de calles. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.
- Naranjo, J.A. and Varela, J. (1996). Flujos de detritos y barro que afectaron el sector oriente de Santiago el 3 de mayo de 1993. Servicio Nacional de Geología y Minería, Boletín No.47.
- Nezu I. and Nakagawa H. (1993). Turbulence in open-channel flows. IAHR Monograph. A.A. Balkema, 1993.
- Norem H., Locat J., Schieldrop B., An approach to the physics and the modelling of the submarine flowslides *Marine Geotechnical* 9, 1990, pp. 93-111
- O'Brien J.S., Julien P.J., Fullerton W.T., Two-dimensional water flow and Mudflow simulation, *Jou. of Hydraulic Engineering*, 1993, 119, pp. 244-261.
- Patalano A., Brevis W., García C. M., Bleninger, T., Rodriguez, A. (2013). PTVlab, una herramienta grafica para el procesamiento digital en velocimetría por seguimiento de partículas. In: Tercer Simposio de Métodos Experimentales en Hidráulica. Santa Fe, Argentina.
- Patalano A., García C. M, Brevis W., Guillén N. F. (2014). Monitoreo continuo de velocidades y caudales de flujo durante un evento de crecida repentina en un rio de montaña utilizando LSPIV. XXVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica.
- Patalano A., García C. M., Guillén N., García C., Díaz E., Rodríguez A. and 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 [Experimental evaluation of large scale particle tracking velocimetry technique for flow discharge measurements in mountains rivers, in Spanish], *Aqua-LAC*, 6(1), 17-24.
- Patalano A., Moreno L., Marcelo García C. and Guillén N. F. (2015) Desarrollo e implementación del proyecto "Cazadores de crecidas" en ríos de la provincia de Córdoba [Development and implementation of the Cazadores de crecidas project in rivers of the Córdoba province, in Spanish], IV Simposio sobre métodos experimentales en Hidráulica, La Plata, Argentina, 2 p.
- Patalano, A., García, C. M., & Rodríguez, A. (2017). Rectification of Image Velocity Results (RIVeR): A simple and user-friendly toolbox for large scale water surface Particle Image Velocimetry (PIV) and Particle Tracking Velocimetry (PTV). *Computers & Geosciences*, 109, 323-330.
- Perkins, R.; Hunt, J. (1989). Particle tracking in turbulent flows. *Adv. Turbul.* 2, 286-291.
- Rooseboom, A., Basson, M.S., Loots, C.H., Wiggett, J.H., and Bosman, J. (1986). Manual on Road Drainage. 2nd Edition. National Transport Commission, Chief Director of National Road. Republic of South Africa.
- Russo, B. (2009). Design of surface drainage systems according to hazard criteria related to flooding of urban areas. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.
- Schmidt, A.R. (2002). Analysis of Stage-Discharge Relations for Open-Channel Flow and their Associated Uncertainties, *Universitz of Ollinois, Urbana* p. 328
- Servicio Nacional de Geología y Minería de Chile (2015). Registro de los Principales Desastres de origen geológico en Chile y efectos sobre la población y bienes públicos y privados entre 1980 y 2015. Sernageomin N°14860-A.
- Sivapragasam, C., & Muttill, N. (2005). Discharge rating curve extension—a new approach. *Water Resources Management*, 19(5), 505-520.
- SonTek/YSI (2010). RiverSurveyor S5/M9 System Manual Firmware Version 1.0

- Stumpf, A., Augereau, E., Delacourt, C., and Bonnier, J. (2016). «Photogrammetric discharge monitoring of small tropical mountain rivers: A case study at Rivière des Pluies, Réunion Island». *Water Resources Research*, 52(6), 4550-4570.
- Syanozhetsky, T. G. Y., Beruchashvili, G. M., Kereselidze, N. B. (1973). “Hydraulics of rapid turbulent and quasilaminar (structural) mud-streams in defonned bed with abrupt slopes”. *Proc. Istanbul Conf. IAHR* 1:507-15
- Takahashi, T. (1981). Debris flow. *Annual review of fluid mechanics*, 13(1), 57-77.
- Taylor; Gurka; Kopp; Liberzon (2010). Long-duration time resolved PIV yo study unsteady aerodynamics. *IEEE Trans. Inst. Meas.* 59,3262-3269.
- Témez, J.R. (1992). Control del desarrollo urbano en las zonas inundables. *Monografías del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos*, 10, pp 105–115. Madrid, Spain.
- Thielicke, W. and Stamhuis, E.J. (2014). PIVlab – Towards User-friendly, Affordable and Accurate Digital Particle Image Velocimetry in MATLAB. *Journal of Open Research Software* 2(1):e30, DOI: <http://dx.doi.org/10.5334/jors.bl>.
- Tsubaki, T., Hirano, M., Uchimura, K. (1972). *Keikoku Taiseki Doshu no Ryudo*. Presented at the 27th Jpn. Nat. Congr. Civil Engrg.
- USACE [US Army Corps of Engineers] (2008). HEC-RAS Version 4.1. Davis, CA Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center.
- USACE [US Army Corps of Engineers] (2015). Great Lakes and Mississippi River Interbasin Study – Brandon Road. Environmental Impact Statement Scoping Summary Report.
- Weber, Juan Francisco; Martijena, Sebastián (2008). “Modelación Numérica de la Distribución Transversal de Velocidades en canales – Caso Trapecial” – *Mecánica Computacional* Vol. XXVII, págs. 385-401.
- WMO [World Meteorological Organization] (2009). Flood Management in a Changing Climate. APFM Technical Document No. 9, Flood Management Tools Series, Associated Programme on Flood Management (WMO), Geneva. Switzerland, [www.apfm.info/pdf/ifm\\_tools/Tools\\_FM\\_in\\_a\\_changing\\_climate.pdf](http://www.apfm.info/pdf/ifm_tools/Tools_FM_in_a_changing_climate.pdf)
- World Commission on Environment and Development (1987). “Our Common Future, From One Earth to One World”
- Wright-Mc Laughlin Engineers (1969). *Urban Drainage and Flood Control District*. 861. Denver, Colorado, USA.
- Xia, J., Teo, F. Y., Lin, B., and Falconer, R. A. (2011). Formula of incipient velocity for flooded vehicles. *Natural Hazards*, 58(1), 1-14.
- Yano, K., Daido, A. (1965). Fundamental study of mudflow. *Bull. Disaster Prevo Res. Inst. Kyoto Univ.* 14:69-83