

Uso combinado de modelación física y simulación numérica para la caracterización hidrodinámica del flujo en el vertedero lateral de la presa Los Alazanes

Muchiut, Jonathan^{1,2}, Ragessi, I. Matías¹, Eder, Matías^{1,2}, Tarrab Leticia^{1,2}, Pintos Gabriela¹, Patalano, Antoine^{1,2}, Pozzi Piacenza, Cecilia¹ y Rodríguez, Andrés^{1,2}

¹Laboratorio de Hidráulica y Centro de Estudios y Tecnología del Agua (LH-CETA), Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (FCEFYN), Universidad Nacional de Córdoba (UNC). Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria, CP 5000, Córdoba, Argentina.

²Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC). FCEFYN, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina

e-mail: jonathan.muchiut@unc.edu.ar

Fecha de recepción del manuscrito: 03/03/2021

Fecha de aceptación del manuscrito: 29/10/2021

Fecha de publicación: 31/10/2021

Resumen— En este trabajo se analizan los fenómenos que se producen en los órganos de descarga de las presas, prestando particular atención a los mecanismos de disipación de la energía del flujo en los cuencos destinados para tal destino. La cavitación, fatiga, vibraciones, inicio de movimiento, erosión, rotura por impacto y desprendimientos por presiones negativas son fenómenos que no tienen entera correlación con respecto a los valores medios de las variables hidrodinámicas del flujo, ya que son sus fluctuaciones las que los provocan.

En este trabajo se presenta el caso de estudio del vertedero lateral de la presa Los Alazanes (Capilla del Monte, Córdoba), a partir de un modelo físico y un modelo numérico tridimensional. En el modelo físico se ha trabajado con el vertedero en su máxima capacidad y se han constituido distintas configuraciones posibles según la ubicación y altura de un azud aguas abajo del cuenco disipador, cuya finalidad, a priori, es reducir los efectos provocados por las variaciones de presión. Esta variable ha sido medida en el fondo del cuenco y se han estimado los correspondientes coeficientes de presión, habitualmente usados para este tipo de estudios. El modelo numérico se enfocará en la caracterización de la rápida del veredero, el flujo de aproximación y el comportamiento a la salida del vertedero en la zona de disipación de energía del flujo. Los resultados alcanzados demuestran que no hay mejoras significativas relacionadas a las variaciones de presión en el cuenco disipador al incorporar los azudes debido a la modificación geométrica de las estructuras turbulentas. Todas las actividades fueron desarrolladas en el Laboratorio de Hidráulica de la FCEFYN-UNC.

Palabras clave— cuenco amortiguador – disipación de energía – turbulencia – presiones fluctuantes – coeficiente de presión.

Abstract— In this work, the phenomena that occur in the discharge organs of the dams are analyzed, paying particular attention to the mechanisms of dissipation of the energy of the flow in the stilling basin destined for this purpose. Cavitation, fatigue, vibrations, initiation of movement, erosion, breakage by impact and detachments due to negative pressures are phenomena that do not fully correlate with the mean values of the hydrodynamic variables of the flow, since they are caused by fluctuations.

In this paper, the case study of the lateral spillway of the Los Alazanes dam (Capilla del Monte, Córdoba) is presented, based on a physical model and a three-dimensional numerical model. In the physical model, we have worked with the spillway at its maximum capacity and different possible configurations have been constituted according to the location and height of a weir downstream of the stilling basin, whose purpose, a priori, is to reduce the effects caused by variations in pressure. This variable has been measured at the bottom of the stilling basin and the corresponding pressure coefficients, commonly used for this type of study, have been estimated. The numerical model will focus on the characterization of the speed of the sidewalk, the approach flow and the behavior at the exit of the landfill in the area of energy dissipation of the flow. The results achieved showed that there are no significant improvements related to the pressure variations in the stilling basin when incorporating the weir due to the geometric modification of the turbulent structures. All the activities were developed in the Hydraulic Laboratory of the FCEFYN-UNC.

Keywords— stilling basin – energy dissipation – turbulence – fluctuating pressures – pressure coefficient.

INTRODUCCIÓN

El aliviadero es, en el sentido más puro y amplio, la obra más propiamente hidráulica de una presa (Vallarino, 2001). Su misión es derivar y transportar el agua

sobranante y amortiguar su energía al reintegrarla al cauce para evitar perjuicios a la propia presa y a los bienes y personas aguas abajo.

El diseño hidráulico convencional de estos órganos evacuadores utiliza valores medios de las variables intervinientes, pero fenómenos como la cavitación, fatiga, vibraciones, inicio de movimiento, erosión, rotura por impacto y desprendimientos por presiones negativas son fenómenos que no tienen entera correlación con dichos valores. Estrictamente hablando, el flujo interno es de carácter impermanente debido a las fluctuaciones aleatorias a las que se encuentra sometido, por lo que no resulta

Dirección de contacto:

Jonathan Muchiut, Bv. Dr. Juan Filloy s/n, Ciudad Universitaria, +54 351-4334446, jonathan.muchiut@unc.edu.ar.

válido el diseño clásico basado sólo en las propiedades medias temporales (Lopardo et al, 1982; Lopardo y Henning, 1984). Bajo este nuevo enfoque, es necesario plantear ciertas aproximaciones estadísticas para obtener resultados prácticos.

En este trabajo se presenta el caso de estudio del dique Los Alazanes, ubicado entre los cerros Uritorco y Las Gemelas, a unos 110 km de la ciudad de Córdoba. El cierre consiste en una presa de arco de radio y ángulo variables, de 71 m de longitud de coronamiento y 25 m de altura desde el lecho del río, almacenando 245000m³. Cuenta con dos aliviaderos: uno se ubica sobre la margen derecha de la presa y trabaja en eventos ordinarios –cota local: 43 m–, mientras el segundo se encuentra sobre la presa de arco y sólo lo hace en eventos extraordinarios –cota local: 44 m–. Los caudales excedentes regularmente erogados por los vertederos han moldeado, como resultado de la erosión, la base de los canales de restitución que le corresponden, modificando principalmente la cota de fondo y la rugosidad.

Las intensas lluvias registradas en el verano del año 2015 produjeron la rotura por erosión del material que protegía la fundación del extremo izquierdo de la rápida del vertedero lateral (Fig. 1). En el año 2017 se proyectaron obras de reparación y readecuación tanto de la rápida del vertedero como del muro lateral ubicado sobre la margen izquierda aguas abajo. Además, se propuso la construcción de un azud aguas abajo del cuenco amortiguador con el objetivo de elevar el nivel de agua a la salida de la rápida y aumentar así la disipación de energía.

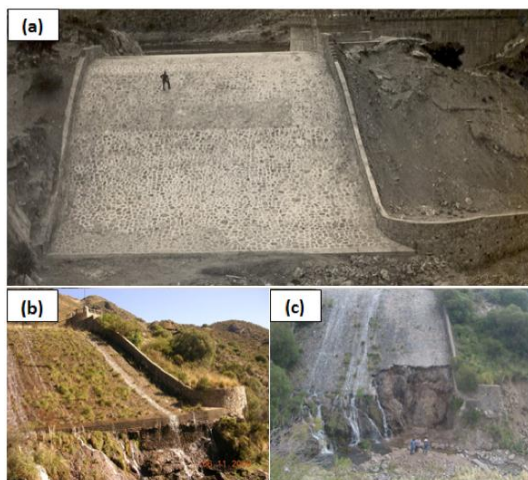


Fig. 1: (a) Imagen del vertedero año 1944, (b) imagen del vertedero año 2006 y (c) imagen del vertedero año 2018.

Vertederos laterales

Los vertederos laterales permiten evacuar grandes cantidades de caudal con velocidades del flujo de aproximación reducidas. Debido a que, generalmente, derivan el agua a un canal paralelo al labio del vertedero, el flujo tiende a ser helicoidal. Los vórtices se desarrollan con eje horizontal y viajan hacia aguas abajo y la energía remanente se disipa hasta alcanzar una sección en la que comienza la transición hacia un flujo uniforme. Al mismo tiempo, se desarrolla una zona de recirculación –con eje vertical– al inicio del canal (Fig. 2). La generación de vórtices en una sección del canal debido a su forma y su desarrollo hacia aguas abajo producto de la acción gravitatoria producen efectos dinámicos contrapuestos

según la dirección de la línea de corriente que resultarán en aumentos y disminuciones de presiones en el fondo del canal que pueden conllevar a problemas típicos de desgaste, deformaciones y desprendimientos. Si bien existen formulaciones matemáticas para tratar de forma aproximada el flujo en este tipo de canales (Hinds, 1926; Camp, 1940; Farney y Markus, 1962; Smith, 1967; Chow, 1976; Rowlings, 2010)

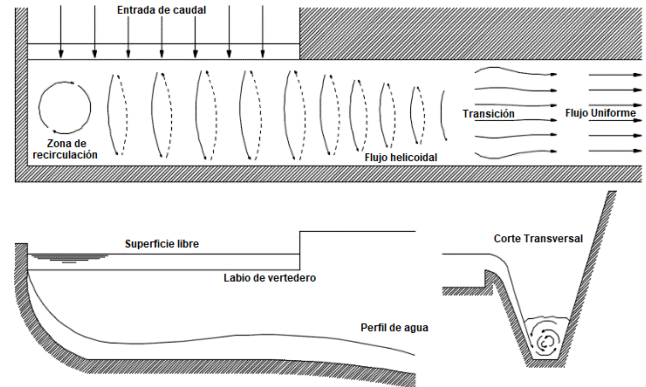


Fig. 2: Esquematización del flujo en un canal debido a un flujo espacialmente variado proveniente de un vertedero lateral.

El coeficiente de presión fluctuante

El coeficiente de presión relaciona la energía de presión con la energía asociada a una velocidad característica, y su uso como indicador de estas aleatoriedades asociadas a la macroturbulencia y tridimensionalidad ha sido ampliamente aplicado en resaltos hidráulicos que tienen lugar aguas abajo de vertederos o compuertas de fondo (Lopardo, 1987; Castillo, 2006; Lopardo y Romagnoli, 2009; Khosrojerdi y Galle-Dari, 2011; Carrillo, 2014). Basado en el concepto del número de Euler, puede definirse el coeficiente de presión fluctuante como la proporción de energía cinética incidente –cuantificada a través de una velocidad característica U – que se transforma en fluctuación macroturbulenta –cuantificada a través de la presión fluctuante P' –:

$$C'_p = \frac{P'}{\frac{1}{2}\rho U^2} \quad (1)$$

Cuando se evalúan fenómenos como cavitación o rotura por choque en el lecho de la estructura, es conveniente utilizar los valores extremos medidos –máximos y mínimos– en lo que refiera a las presiones fluctuantes. Sin embargo, las escalas temporales llevan a considerar alguna medida estadística para tratar el fenómeno en lugar de P' , como la media cuadrática \tilde{P} o RMS_p para N valores medidos:

$$\tilde{P} = RMS_p = \sqrt{\frac{\sum(P')^2}{N}} \quad (2)$$

El fenómeno dinámico de la incidencia del chorro provoca presiones totales en el fondo del cuenco que resultan de la suma entre la presión hidrostática del colchón de agua y la presión dinámica –caracterizadas por su presión dinámica media y sus fluctuaciones–. Resulta evidente que, para la situación de chorros no aireados, el total de la energía cinética con la que el mismo impacta en el fondo –punto de estancamiento– se debe transformar en

energía potencial, por lo que los coeficientes de presión asociados C_p han de ser unitarios. A medida que el chorro se airea y aumenta su ancho, el coeficiente tiende a disminuir. Diversos autores han estudiado estos fenómenos para distintos caudales, niveles de aireaciones, caídas, tirantes en el cuenco amortiguador y formas de chorros. Los resultados han sido recopilados y expuestos en gráficos por Carrillo (2014), y se pueden visualizar en la Fig. 3.

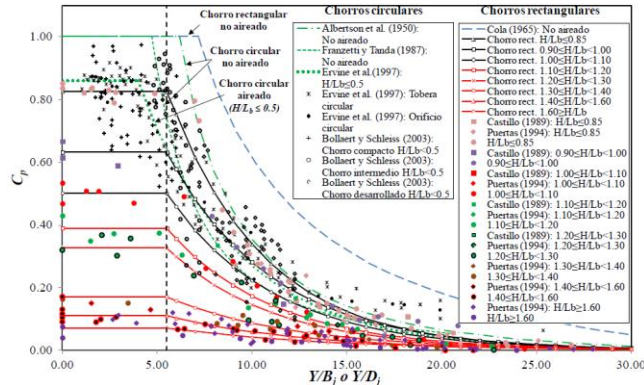


Fig. 3: Coeficientes de presión dinámica media para diferentes tipos de chorro incidente según relaciones Y/B_j (Carrillo, 2014).

Por otro lado, si tenemos en cuenta los coeficientes de presión asociados a las fluctuaciones de presiones, ya no nos encontramos con un plafón como en el caso anterior, sino con una distribución que alcanza un máximo para una relación Y/B_j determinada, que variará según las condiciones propias del ensayo, como se puede ver en la Fig. 4.

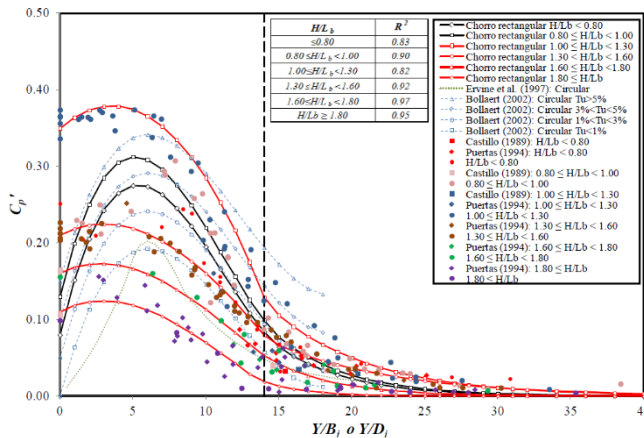


Fig. 4: Coeficientes de presión dinámica fluctuante para diferentes tipos de chorro incidente según relaciones Y/B_j (Carillo, 2014).

Es decir, la relación entre el tirante local y el ancho del chorro repercute directamente en la disipación de energía y en las presiones calculadas en el punto de estancamiento, ya que cambian las estructuras turbulentas que ocurren en el cuenco, al menos para relaciones teóricas $Y_{co}/B_j < 20$.

OBJETIVOS

El objetivo general de este trabajo es caracterizar flujo turbulento en el vertedero y canal lateral mediante un modelo físico a escala y un modelo numérico tridimensional de la presa Los Alazanes. Para ello se plantea:

- Caracterizar hidráulicamente el flujo de aproximación al vertedero y el flujo en la rápida del mismo;

- Estudiar el comportamiento del flujo en el cuenco disipador de energía a través de los coeficientes de presión;
- Analizar los efectos en el flujo producidos por la construcción de un azud aguas abajo del cuenco amortiguador.

MATERIALES Y MÉTODOS

Modelo físico

El modelo físico Los Alazanes es un modelo froudiano a fondo fijo que presenta una relación de longitudes no distorsionada de 1:35 y una disposición espejada respecto del prototipo (Fig. 5). La topografía del modelo se ha definido a partir de relevamientos en campo e imágenes satelitales. La forma del vaso con respecto al cierre hizo necesaria la incorporación de un deflector construido con ladrillos cerámicos huecos para orientar el flujo. En este caso, las líneas de trayectoria media se obtuvieron mediante el uso de la técnica LSPIV (Patalano et al., 2017). Finalmente, se iteró la ubicación y dirección del deflector hasta que las líneas de trayectoria media en modelo físico sean semejantes a las del prototipo, simulado numéricamente a través de HEC-RAS bidimensional (Fig. 6).

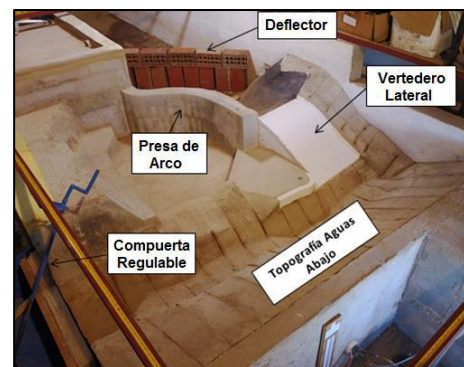


Fig. 5: Modelo físico del dique Los Alazanes.

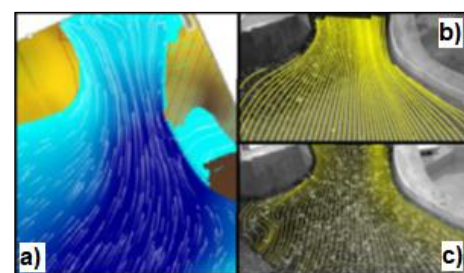


Fig. 6: Comparación de líneas de trayectorias: (a) Modelo numérico, (b) Modelo físico sin deflector y (c) Modelo físico con deflector. Caudal en prototipo aprox. 100 m³/s.

El cuenco disipador dispone de un conjunto de nueve tomas de presión en el lecho (Fig. 7). En particular, la Toma 23 se utilizará como referencia en este estudio por su ubicación central. La medición de esta variable no es de forma directa, sino que utilizan conductos de cobre de 6.5 mm de diámetro y 1.5 m de longitud, en cuyo extremo se conecta un sensor de presión (Fig. 8).

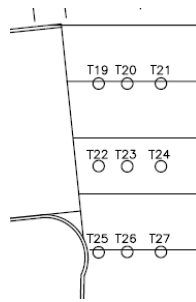


Fig. 7: Esquema de tomas laterales.

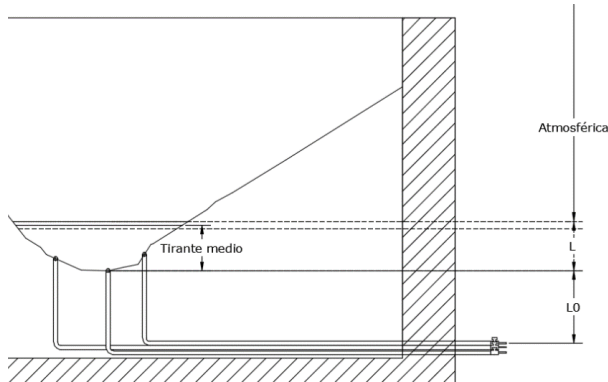


Fig. 8: Esquema de las lecturas de presión para las tomas del cuenco amortiguador en una vista transversal del modelo físico.

Se evaluaron los coeficientes de presión asociados a las fluctuaciones y las medias dinámicas para un evento extraordinario en el que el vertedero se activa a toda su capacidad. Según la curva H-Q calibrada (Joaquín, 2018), se verificó que para todos los caudales mayores a $26 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo el número de Reynolds es mayor a 5000 y el número de Weber mayor a 11, con lo cual se pueden despreciar los efectos de escala producidos por la tensión superficial y los esfuerzos viscosos.

En este trabajo se tratará un caudal de $93 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo, que en el modelo físico son aproximadamente 13 l/s. Por otro lado, según el tamaño y posición del azud previsto aguas abajo de la sección en la que termina el flujo espacialmente variado, se analizaron 5 configuraciones posibles:

- Sin azud
- Con azud bajo en la posición “A”
- Con azud bajo en la posición “B”
- Con azud sobreelevado en la posición “A”
- Con azud sobreelevado en la posición “B”.

Las primeras tres configuraciones pueden observarse en la Fig. 9, donde la condición de “sobreelevado” se refiere a un aumento de la altura del azud a 11.50 cm –aproximadamente 4.00 m en prototipo– en relación al azud normal de 7.00 cm –unos 2.50 m en prototipo–.

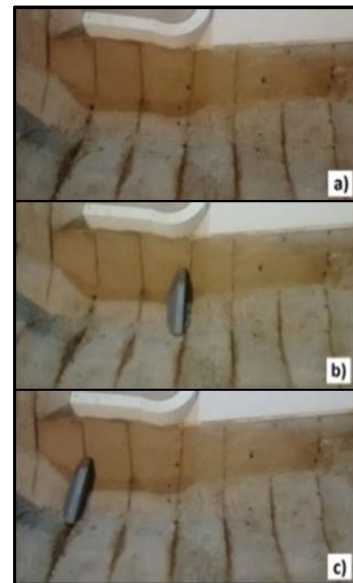


Fig. 9: Configuraciones: a) “Sin Azud”; b) “Azud en posición A”; c) “Azud en posición B”.

1) Medición de presiones y análisis de señales

El Laboratorio de Hidráulica de la UNC cuenta con dos sensores PASCO PS-3203. Ambos han sido ensayados –de forma estática y dinámica– y, posteriormente, calibrados por Romo (2019). El transductor piezorresistivo de cada sensor es capaz de medir presiones absolutas entre 20 kPa y 400 kPa. La frecuencia máxima de trabajo del microcontrolador es de 50 MHz y cuenta con un ADC –Analog to Digital Converter– interno de 10 bits de resolución y frecuencia máxima de muestreo de 400 kS/s, por lo que la resolución a su salida es de 0.37 kPa.

Para cada una de las configuraciones propuestas se realizó un conjunto de 6 muestras, en donde cada una cuenta con mediciones de los dos sensores PASCO disponibles. El tiempo de muestreo varía según el propósito. Se han tomado 180 segundos para la presión atmosférica (sólo se pretende obtener un valor medio), mientras que para las presiones fluctuantes del cuenco el tiempo de muestreo alcanza los 600 s, que es la recomendada para este tipo de experiencias (Lopardo, 2016). La columna de agua L_0 (Fig. 8) se obtuvo a partir de la medición de la presión estática del volumen de agua contenido desde la boca de la toma central 23 hasta el sensor, durante 180 segundos, mientras las demás lecturas se dedujeron a partir de las posiciones relativas de las demás tomas respecto de ésta.

Las series medidas son corregidas, entonces, según las rectas de ajuste de los ensayos de calibración realizados con anterioridad. Las presiones atmosféricas medias son sustraídas de las series de las tomas ubicadas en el cuenco amortiguador según el instante de tiempo transcurrido, bajo la hipótesis de linealidad entre la presión atmosférica inicial y final. Por último, dada la ubicación del sensor a la salida con respecto a la boca de la toma, es sustraído también el valor base L_0 , consiguiéndose así la lectura L deseada.

Las series fueron obtenidas con una frecuencia de 1000 Hz, a fin de conseguir la mayor resolución posible, y fueron transformadas a 100 Hz mediante un promedio móvil, eliminando así posibles ruidos electrónicos e inconvenientes debido al *aliasing*. Se realizó un análisis básico en cuanto a la aparición de datos atípicos y falta de

estacionariedad a cada una, a fin de generar los espectros de energía asociados. La aparición de una banda de frecuencia provocada por ruidos vibracionales/acústicos –como se puede ver a la frecuencia de 10 Hz en la Fig. 11– ha llevado a la generación de una metodología para su eliminación basada en el concepto de turbulencia y la cascada de energía (Muchiut, 2019). La metodología que se utilizó es la siguiente:

- Se supone que, una vez establecido el rango inercial, la caída de energía $G'_{ii(f)}$ responde a una función potencial decreciente cuyo exponente es igual a una constante.
- La banda del espectro caracterizada por una frecuencia inicial f_i y una frecuencia final f_f donde el ruido vibracional está presente, será reemplazada por una banda $G'_{ii(f)}$.
- Se reconstruye la serie original mediante el camino inverso. La serie resultante, denominada *serie filtrada*, se considera como la *serie real*.

La media, el desvío y el exponente de $G'_{ii(f)}$ se pueden obtener a partir de la concepción de una *Banda Modelo*, previa a la banda del ruido vibracional, que se supone como óptima. Por otro lado, según la teoría de cascada de energía el exponente es igual a $-7/3$ –lo que corresponde al rango inercial para la variable presión según Batchelor (1953)–. En la Fig. 10 se muestra un espectro con ruido vibracional/acústico, el espectro reconstruido con el exponente teórico y el espectro reconstruido con el exponente de la Banda Modelo elegida.

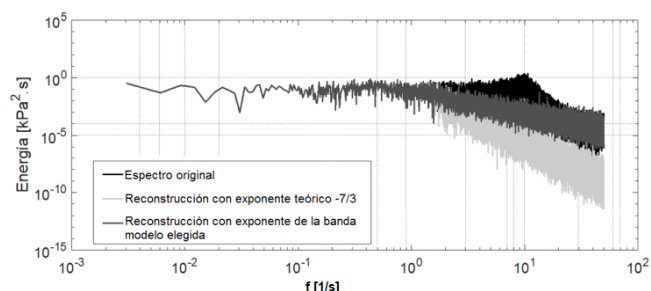


Fig. 10: Diferencia entre espectros de energía reconstruidos según el exponente tomado para hacerlo

Modelo numérico

Se implementó un modelo numérico basado en las ecuaciones promediadas de Reynolds –RANS–. El código computacional utilizado para resolver numéricamente las ecuaciones pertenece al paquete libre y abierto OpenFOAM® (Open Field Operation and Manipulation, OpenCFD Ltd. 2005).

Se propone utilizar el código interFoam de OpenFOAM® que aplica para una malla de volúmenes finitos y dos fluidos incompresibles, isotérmicos y no miscibles con un enfoque de captura de la interfaz basada en la fracción de fase. Se utilizó el algoritmo *Pressure Implicit with Splitting of Operators* de Issa (1986), como esquema de cálculo para la presión y la velocidad, el cual se adapta con éxito para la solución iterativa de problemas de estado estacionario (Versteeg and Malalasekera, 2007). El cierre turbulento utilizado es un modelo de dos ecuaciones $k - \epsilon$ estándar (Launder y Sharma, 1974). Se implementó un primer modelo numérico bidimensional y luego se avanzó con un modelo de tipo tridimensional.

Se encuentran antecedentes sobre este tipo de trabajos. Badano et al. (2013) con una estrategia que complementa modelación física y numérica, verificaron la capacidad de descarga y evaluaron alternativas de diseño para el vertedero Gatun (Panamá) utilizando modelos numéricos bidimensionales y tridimensionales a dos fases –agua-aire– con el código OpenFOAM. Este mismo código usó Gerbec et al. (2013) para validar un modelo tridimensional para el diseño del aliviadero de la presa Gaugüí (República Dominicana). Utilizando la técnica de volúmenes finitos y un modelo basado en las RANS con un modelo de cierre turbulento $k - \epsilon$ estándar, Jorabloo et al. (2011) modelaron el comportamiento del flujo en un salto esquí y lograron validar el modelo en base a datos experimentales. Estos antecedentes indican lo acertado de una estrategia de complementar modelos numéricos y físicos para evaluar alternativas de diseño en este tipo de obras hidráulicas. Además, muestran que el OpenFOAM presenta un buen comportamiento para estudiar fenómenos de flujo a dos fases.

La geometría del dominio de la presa Los Alazanes presenta formas complejas (formas geométricas y relieve accidentado) por lo que se optó por trabajar con las aplicaciones *blockMesh* y *snappyHexMesh* de OpenFOAM para resolver el mallado del dominio.

En una primera fase, con *blockMesh* se construyó una malla base cuyo tamaño corresponde a todo el dominio del modelo físico. Los volúmenes que componen esta malla son de tamaño uniforme igual a 5 cm de lado. Luego, con la aplicación *snappyHexMesh*, se resolvió el relieve accidentado y las formas geométricas complejas usando volúmenes de hasta 3mm de lado. Esta metodología se utilizó para resolver la malla de ambos modelos: bidimensional y tridimensional. En la Fig. 11 se puede apreciar la red de volúmenes sobre las fronteras sólidas. En la Fig. 12 se presentan la malla resuelta para los casos bidimensional y tridimensional.

Las simulaciones se iniciaron con velocidades nulas y la fase líquida (agua) a nivel de la cresta de vertedero. El flujo de ingreso está en función de caudal líquido que se indicó como condición de entrada. Se utilizaron las condiciones *variableHeightFlowRateInletVelocity* y *variableHeightFlowRate* para resolver el campo de velocidades y el nivel de la fase líquida a la entrada del modelo. En el borde de salida se utilizó la condición *zeroGradient* para todas las variables. En las fronteras sólidas se utilizó funciones estándar de pared de la librería de OpenFoam.

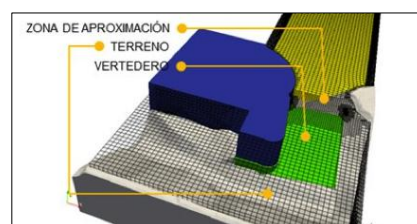


Fig. 11: Malla base de volúmenes uniformes de 5cm de lado.

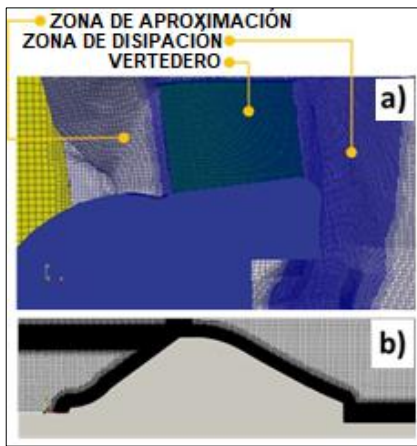


Fig. 12: Malla resuelta con la aplicación snappyHexMesh para los casos tridimensional (a) y bidimensional (b).

RESULTADOS

En primera instancia, se presenta la caracterización del flujo que se observó en cada escenario simulado en el modelo físico. Luego, lo obtenido en el modelo numérico tridimensional, será presentado de manera comparativa a lo obtenido a través del modelo experimental, para poner de manifiesto la capacidad de la modelación híbrida.

Descripción cuali-cuantitativa del flujo en el cuenco

En la Fig. 13 se pueden apreciar tres zonas diferenciadas para la configuración “Sin Azud” en el modelo físico:

- Zona 1: corresponde al tramo central. Está caracterizada por la formación de la estructura macroturbulenta que se desarrolla en forma helicoidal de eje horizontal hacia aguas abajo. Las series medidas en las tomas 22, 23 y 24 caracterizan esta región.
- Zona 2: corresponde al tramo inicial del canal, aguas arriba de la Zona 1. Es la zona de recirculación caracterizada por la formación de un vórtice de eje vertical. Las series medidas en las tomas 19, 20 y 21 caracterizan esta región.
- Zona 3: se corresponde al espacio inmediatamente aguas abajo de la sección a partir de la cual el flujo deja de ser espacialmente variado. Las series medidas en las tomas 22, 23 y 26 caracterizan esta región.

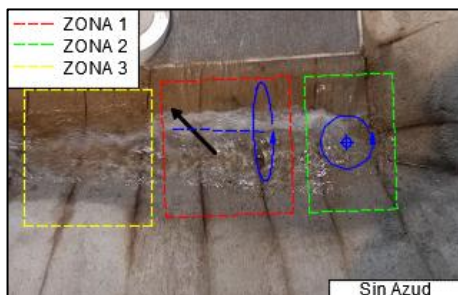


Fig. 13: Zonificación del flujo en el cuenco amortiguador del modelo físico, para la configuración “Sin Azud”.

La misma hidrodinámica se observó en los resultados del modelo numérico tridimensional. En la Fig. 14 se observan dos estructuras turbulentas: una de eje vertical y otra de eje horizontal.

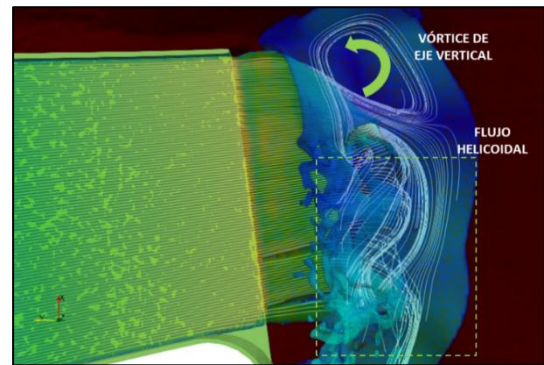


Fig. 14: Estructuras turbulentas en el cuenco: vórtice de eje horizontal (flujo helicoidal) y vórtice de eje vertical.

Para todos los escenarios se observaron las mismas estructuras turbulentas: un vórtice de eje horizontal (Zona 1) y un vórtice de eje vertical (Zona 2). La zona en la cual se produce la disipación macroturbulenta de energía parece no presentar modificaciones significativas al cambiar la configuración adoptada. Se ha observado una inclinación de aproximadamente 45° hacia aguas abajo de las estructuras macroturbulentas en el talud del vertedero, lo que evidencia la fuerza normal y tangencial que éste resiste, concentrada en el comienzo de la Zona 2 –que en prototipo coincide con el centro de la cuña de deslizamiento ocurrida–. Este ángulo aumenta ligeramente para los azudes en posición “A” de tal manera que se espera una componente normal mayor al caso “Sin Azud” y a los casos de los azudes en posición “B”.

El vórtice de eje vertical, si bien aumenta su radio para caudales más altos –debido a que el tirante aumenta y, por tanto, el espacio en el que se puede generar dicho vórtice es mayor–, no se encuentra influenciado a simple vista por la presencia o no de alguno de los azudes propuestos.

Es de remarcar la reducida turbulencia que se observa aguas arriba del azud alto en posición “B”, lo que no ocurre para los demás escenarios. Se observaron altas velocidades aguas abajo de azud en ambas posiciones. Esta situación puede producir en el prototipo erosiones locales inmediatamente aguas abajo del azud.

Para el azud en la posición “A”, la zona de potencial erosión compromete la fundación del muro lateral ubicado aguas abajo del vertedero, mientras que el azud en la posición “B” no afecta directamente dicha fundación.

Para cada uno de los escenarios, a partir de la medición directa del tirante, se han determinado las alturas alcanzadas por la superficie de agua con respecto al fondo del cuenco amortiguador en la sección anterior a la pared aguas arriba del azud. A partir de la topografía escalada, se calcularon los tirantes alcanzados por encima de la toma 23, que se utilizará como toma de referencia por su posición central dentro de la Zona 1. En la Fig. 15 y Fig. 16 se esquematizan los resultados obtenidos para las configuraciones con azud.

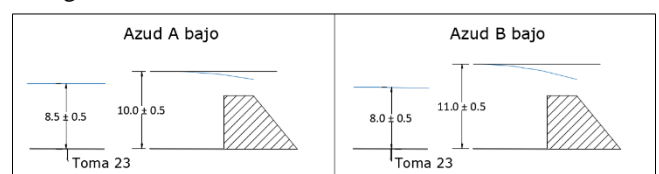


Fig. 15: Tirantes sobre la toma central 23 y aguas arriba del azud para las configuraciones b) y c).

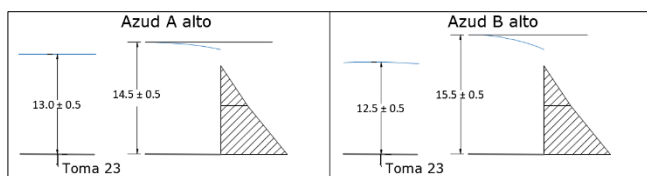


Fig. 16: Tirantes sobre la toma central 23 y aguas arriba del azud para las configuraciones d) y e).

Nivel de ruido del sensor PASCO

El ruido del sensor es relativamente sencillo de identificar en el espectro de energía, ya que es la mínima energía que la función espectral alcanza. Para los sensores usados, la media de este ruido es aproximadamente 1×10^{-4} kPa²s, con valores máximos que alcanzan 1×10^{-3} kPa²s y mínimos de 1×10^{-6} kPa²s.

Para analizar la sensibilidad de la reconstrucción de la señal con respecto al ruido que debe extraerse de la totalidad del espectro, se procede a comparar la varianza de las señales de presión con las varianzas obtenidas mediante integración del espectro luego de sustraerse una serie de diferentes niveles de energía, lo que se resume en la Tabla 1. Como puede observarse, el ruido extraído representa aproximadamente 1% y, por tanto, se supondrá despreciable.

TABLA 1: VARIANZA DE LA SEÑAL LUEGO DE SUSTRAR AL ESPECTRO EL RUIDO DEL SENSOR EN COMPARACIÓN A LA INTEGRAL DEL ESPECTRO.

Ruido del sensor	Integral del espectro	
	Energía alta	Energía alta
1×10^{-3}	2.24	2.39
1×10^{-4}	2.26	2.41
1×10^{-5}	2.26	2.42
1×10^{-6}	2.26	2.42
Sin ruido	2.26	2.42
Varianza de la señal	2.26	2.40

Presiones en el cuenco

En la Tabla 2 se puede observar los valores medios de las presiones en centímetros de columna de agua. Si bien se observan valores del mismo orden de magnitud, hay diferencias significativas entre lo observado experimentalmente y los resultados de la simulación numérica. La complejidad del flujo no permitió abordar a una conclusión cualitativa hasta el momento y se continúa trabajando sobre los resultados obtenidos.

TABLA 2. VALORES MEDIOS DE LAS PRESIONES EN CENTÍMETROS DE COLUMNA DE AGUA (CM DE H₂O)

TOMA	Modelo Numérico		Modelo Experimental		Dif. [%]
	P _{media} [cm]	Desvio [cm]	P _{media} [cm]	Desvio [cm]	
T19	10.25	0.37	9.1	0.6	13
T20	7.62	0.25	2.4	0.5	218
T21	6.58	0.53	8.4	0.4	22
T22	0.81	0.2	2.2	0.1	63
T23	8.14	0.43	11.8	1.1	31
T24	6.60	0.59	9.3	0.3	29
T25	2.51	0.26	6.2	0.2	60
T26	5.98	0.40	8.1	0.5	26
T27	4.74	0.26	6.2	0.4	24

Coefficiente de presión

A partir de las series experimentales filtradas se definen los coeficientes de presión. La velocidad de entrada al cuenco, con la que se adimensionalizará, se obtuvo a partir de considerar que para la situación “Sin Azud” el total de la energía cinética se traduce en el aumento de presión local en la Toma 23, conformando un punto de estancamiento:

$$C_p = \frac{\text{Presión media total}}{\frac{1}{2} \rho U^2} = 1 \rightarrow U = \sqrt{\frac{2\bar{P}}{\rho}} \quad (3)$$

Bajo esta suposición, la velocidad que adimensionalizará a los coeficientes de presión resulta igual a 1.78 m/s. El ancho con el que la lámina impacta el colchón de agua en el cuenco amortiguador se asume igual a 2 cm –próximo al medido experimentalmente–, como resultado de aplicar continuidad suponiendo al flujo como monofásico. Se asumirá, a fines prácticos, que tanto la velocidad como el ancho de impacto son los mismos para todos los escenarios, dado que la diferencia máxima del salto es pequeña.

La Tabla 3 resume los valores y resultados obtenidos para la Toma 23, donde Y es el tirante en el cuenco amortiguador conseguido a partir de la colocación del azud, B es el ancho de la lámina antes del impacto, C_p es el coeficiente de presión dinámica media, C_p' es el coeficiente de presión fluctuante, H es la distancia vertical entre la superficie de agua en la cresta del vertedero y la superficie de agua en el cuenco, y L_b es la longitud de trayectoria entre la sección de la cresta del vertedero y la sección en la que se supone no existe un núcleo sólido de agua (Fig. 17), determinado en el modelo físico, y es igual a 0.65 m.

TABLA 3: COEFICIENTES DE PRESIÓN OBTENIDOS PARA LA TOMA 23.

Escenario	Y [cm]	Y/B	C _p	C _p '	H [m]	H/L _b
Sin Azud	-	-	1.00	0.03	-	-
Azud A bajo	8.50	3.64	0.19	0.02	0.48	0.73
Azud A alto	13.00	5.56	0.04	0.04	0.43	0.66
Azud B bajo	8.00	3.42	0.53	0.03	0.48	0.73
Azud B alto	12.5	5.35	0.20	0.04	0.43	0.66

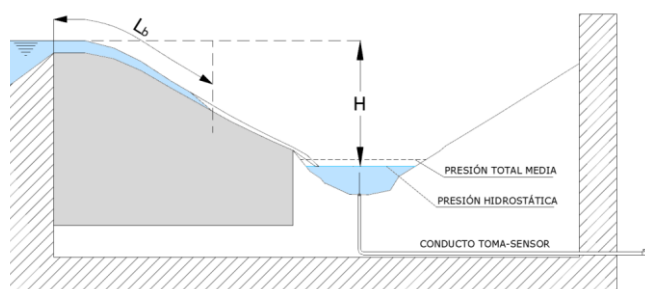


Fig. 17: Esquema de longitud de aireación y altura de vertido.

En la Fig. 18 y la Fig. 19, se expone la comparación entre los resultados alcanzados en la toma 23 en este trabajo y los recopilados por Carrillo (2014). Allí se observa, que existe un comportamiento similar para cada grupo de valores. De esta comparación, se pueden destacar las siguientes singularidades:

- No existe una marcada diferencia entre la relación Y/B de los azudes bajos o altos materializados en las dos posiciones seleccionadas, ya que el tirante Y para cada par de escenarios alcanzado es similar y, por tanto, el ancho del chorro B en el momento de impacto no varía, siempre

que se mantengan las mismas condiciones aguas arriba. Sin embargo, es notorio el efecto de cambio de posición del azud: tanto para los coeficientes de presión media dinámica como para los debidos a presiones fluctuantes, el azud más alejado es el que genera valores mayores.

- Dada una posición del azud, el aumento de su altura trae aparejado la reducción del coeficiente de presión media dinámica –coincidiendo con la zona que Carrillo ha llamado como “zona de colchón efectivo”– junto a un incremento del coeficiente de presiones fluctuantes – “zona de colchón no efectivo” –.

- Los coeficientes de presión asociados a la media dinámica, C_p , no presentan una distribución regular. La causa de esto puede asignarse al hecho de que aquellos valores son el resultado de un estudio prácticamente bidimensional, donde las macroestructuras generadas son advectadas en un canal uniforme, con las condiciones de contorno aguas abajo suficientemente alejadas para no afectar la estabilidad del resalto. En el modelo físico Los Alazanes, en cambio, el canal de restitución no es uniforme y las condiciones de contorno impuestas aguas abajo por la altura y posición del azud afectan el desarrollo de las macroestructuras y la energía específica que éste es capaz de amortiguar, lo que se podría considerar mediante la incorporación de una longitud característica relacionada con la longitud principal del volumen generado por dicha estructura.

- Es posible establecer ciertos patrones. En primer lugar, los coeficientes relacionados a las presiones dinámicas medias disminuyen con la altura del azud y aumentan junto a la longitud del cuenco. En segundo lugar, los coeficientes relacionados con las fluctuaciones aumentan con la altura del azud y, como para los anteriores, aumentan junto a la longitud del cuenco. Por último, hay que destacar la relación que existe entre los coeficientes para un mismo escenario, ya que para aumentos del tirante el orden de magnitud de uno con respecto al otro tiende a ser el mismo, lo que se traduce en mismos órdenes de magnitud entre la presión dinámica media y las fluctuaciones.

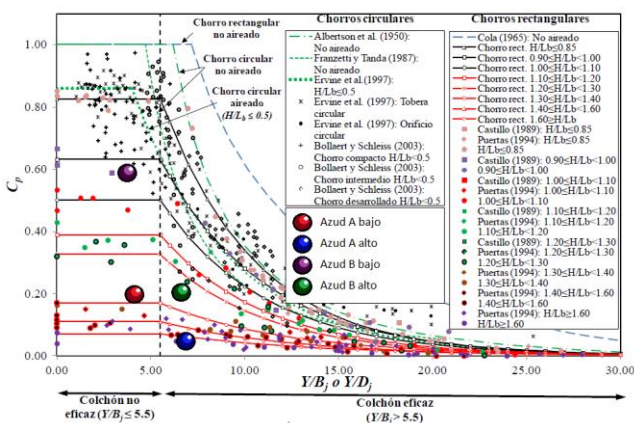


Fig. 18: Coeficientes de presión dinámica media para diferentes formas de chorro y condiciones de entrada de aire, dadas diferentes relaciones Y/B (Carrillo, 2014), donde se han superpuesto los resultados alcanzados en la toma 23 del modelo físico Los Alazanes.

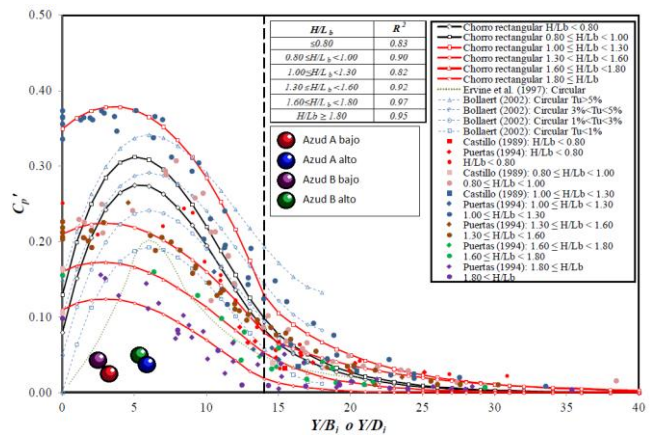


Fig. 19: Coeficientes de presiones fluctuantes para diferentes formas de chorro y condiciones de entrada de aire, dadas diferentes relaciones Y/B (Carrillo, 2014), donde se han superpuesto los resultados alcanzados en la toma 23 del modelo físico Los Alazanes.

En la Tabla 4 se presentan los valores del coeficiente de presión fluctuante para todas las tomas y para cada escenario.

TABLA 4: RESUMEN DE LOS VALORES C_p' PARA TODAS LAS TOMAS, POR ESCENARIO.

Toma	Sin azud	Azud A bajo	Azud A alto	Azud B bajo	Azud B alto
19	0.011	0.086	0.041	0.013	0.026
20	0.013	0.043	0.035	0.014	0.022
21	0.016	0.026	0.022	0.022	0.017
22	0.036	0.128	0.029	0.129	0.023
23	0.027	0.022	0.039	0.032	0.043
24	0.027	0.030	0.049	0.022	0.034
25	0.014	0.018	0.020	0.013	0.016
26	0.015	0.024	0.026	0.018	0.014
27	0.012	0.015	0.032	0.020	0.023

Recordando que cada grupo está en una región de características diferentes, se pueden observar ciertos patrones:

- En la Zona 1, que se encuentra influenciada por el flujo helicoidal, resaltan los valores que adopta el coeficiente para los azudes bajos, en ambas posiciones, en la toma del talud de la rápida. En la orilla opuesta se da la situación inversa, aunque los valores alcanzados son de un orden de magnitud menor: los mayores corresponden a los azudes altos en cualquiera de las dos posiciones.

- En la Zona 2, donde se forma el vórtice de eje vertical, el coeficiente de presión fluctuante es relativamente constante para los escenarios “Sin Azud”, “Azud B bajo” y “Azud B alto”, mientras que aumenta notablemente para el caso de “Azud A bajo”. Para el restante “Azud A alto”, la situación es intermedia. Asimismo, las diferencias sólo son importantes en el talud al cual pertenece la rápida del vertedero, y disminuyen hasta anularse en la orilla opuesta.

- En la Zona 3, los coeficientes no se distinguen de un escenario al otro. Se distinguen, sin embargo, valores mayores para los azudes en la posición “A”.

Por último, se han planteado tres hipótesis que podrían explicar conjuntamente el comportamiento de los coeficientes de presión:

- El aumento del volumen de amortiguación, sea por el incremento del tirante o de la longitud del cuenco debido a la posición del azud, genera un

reacomodamiento de las estructuras macroturbulentas. Bajo esta situación, se necesita de un nuevo análisis junto a una mejor resolución espacial de las tomas de presión.

- Dado el incremento de tirante, la escala de los vórtices mayores no es la del tirante en el cuenco, sino que está limitada por la relación de aspecto B/H . Así, la estructura queda sumergida debajo de un volumen de agua que presenta otro comportamiento y contribuye a una modificación de dichos vórtices.

- El aumento del volumen de amortiguación debido a la longitud del cuenco, aun no reacomodando espacialmente las estructuras macroturbulentas, generan un cambio de la hidrodinámica del flujo helicoidal debido a la capacidad de su desarrollo. Este efecto no se ha tenido en cuenta en los trabajos desarrollados y citados por Carrillo, donde la condición aguas abajo estaba suficientemente alejada como para influenciar en el resalto hidráulico producido en el canal.

CONCLUSIONES

La configuración de la estructura de descarga lateral del dique Los Alazanes y la dirección relativa del eje principal del canal de restitución generan un flujo en el que se distinguen tres zonas bien diferenciadas: al comienzo un vórtice de eje vertical en una región de flujo recirculatorio, seguido por una donde se establece un flujo helicoidal y por último una zona donde la energía extra debida a la rápida se disipa completamente.

Los escenarios propuestos según la ubicación y altura del azud, que a priori se pensaban como una solución directa al problema asociado con las presiones en el fondo del cuenco amortiguador, no presentan ventajas directas con respecto a las presiones según la altura y volumen del colchón generado para los puntos donde se ha materializado las tomas de presión, ya que la disminución de las presiones dinámicas medias se hace a expensa del aumento de las presiones fluctuantes, por lo que las acciones que deberá soportar el lecho serán diferentes según el tirante de amortiguamiento que se consiga. Es evidente que el talud más comprometido es el que se corresponde al talud propio del vertedero, donde se encontraron picos de presiones negativas para todos los escenarios salvo para el "Azud B alto", para el cual, además, se ha observado para todos los casos aumentos de hasta un orden de magnitud en los coeficientes de presiones fluctuantes.

Para los azudes colocados en la posición "A" se genera una deformación de la dirección con la que los vórtices inciden en el mencionado talud y, además, existen mayores presiones fluctuantes en la última sección de tomas debido a la curvatura de trayectoria que el flujo debe adquirir para atravesar la estructura en la sección inmediatamente siguiente, aunque las velocidades convectivas alcanzadas son menores. Además, aguas abajo del mismo, sería necesaria la implementación de un cuenco de amortiguación propio para evitar erosiones en el talud correspondiente al muro lateral del vertedero.

En la zona del cuenco de disipación el modelo numérico tridimensional pudo reproducir la formación de dos estructuras turbulentas: un vórtice de eje horizontal (flujo helicoidal) y otro vórtice de eje vertical. El vórtice de eje horizontal, al igual que se observó en modelo físico,

impacta en la fundación del vertedero en la zona en la cual se produjo la rotura.

REFERENCIAS

- [1] Badano, N.D., Sabarots Gerbec, M., Menéndez, A. N. (2013). "Modelación numérica de vertederos para la verificación de la capacidad de descarga y evaluación de alternativas". VII Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos 2013. San Juan, 13 y 16 de noviembre de 2013.
- [2] Batchelor, G. K. (1953) *Theory of Homogeneous Turbulence*. Cambridge Univ. Press, Cambridge, England.
- [3] Camp, T. R. (1940) *Lateral spillway channels*, Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 105.
- [4] Carrillo, J. M. (2014) *Metodología numérica y experimental para el diseño de los cuencos de disipación en el sobrevertido de presas de fábrica*. PhD Thesis. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Cartagena, España.
- [5] Castillo, L. G. (2006) "Aerated jets and pressure fluctuation in plunge pools". Proc. Int. Conf. The 7th International Conference on Hydroscience and Engineering (ICHE-2006), Philadelphia, 1-23, M. Piasecki and College of Engineering, Drexel University, USA.
- [6] Chow, V. (1976) *Open-Channel Hydraulics*, McGraw Hill, New York.
- [7] Farney, H.S. y Markus, A. (1962) *Side channel spillway desing*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Hydraulic Division.
- [8] Gerbec M., Fattor, C., Badano, N. D., Díaz Ruiz, R., Menéndez, Á. N., y Bacchiega, D. (2013). "Complementación entre modelación física y matemática para la evaluación hidrodinámica de una rápida de desarrollo curvo". XXIV° Congreso Nacional del Agua 2013. San Juan, 14 al 18 de octubre de 2013.
- [9] Hinds, J. (1926) "Side Channel Spillways". Transactions, American Society of Civil Eng., Vol 89.
- [10] Issa, R. I. (1986). "Solution of the Implicitly Discretised Fluid Flow Equations by Operator-Splitting". J. Comput. Phys., Vol. 62, pp. 40-65.
- [11] Joaquín, C. (2018) *Caracterización hidráulica del flujo de aproximación al vertedero de la presa Los Alazanes (Prov. de Córdoba)*. Práctica Supervisada para la obtención del título de grado Ingeniería Civil. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina.
- [12] Jorabloo, M., Maghsoodi, R. y Sarkardeh, H. (2011). "3D Simulation of Flow over Flip Buckets at Dams". Journal of American Science 2011; 7(6):931-936. (ISSN: 1545-1003).
- [13] Khosrojerdi, A. y Galle-Dari, N. (2011) Application of pressure fluctuations on Stilling Basin. *Indian Journal: Wasserkraft mehr Wirkungsgrad + mehr Ökologie= mehr Zukunft*, pág 251-258.
- [14] Launder, B. E., y Sharma, B. I. (1974). "Application of the Energy Dissipation Model of Turbulence to the Calculation of Flow Near a Spinning Disc", Letters in Heat and Mass Transfer, vol. 1, no. 2, pp. 131-138.
- [15] Lopardo, R.A., De Lio, J.C. y Vernet, G.F. (1982) Physical Modelling on Cavitation Tendency for Macroturbulence Hydraulic Jump. *Int. Conf. on the Hyd. Modelling of Civil Eng. Structures. B.H.R.A. Fluid Eng., Paper C3*, Coventry, England. pág. 109-121.
- [16] Lopardo, R.A. y Henning, R.E. (1984) Temas prácticos de la medición y análisis de presiones instantáneas en laboratorio. *Anales del XI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, I.A.H.R.*, Buenos Aires, Vol. 1, pp. 375-386.
- [17] Lopardo, R.A. (1987) Notas sobre fluctuaciones macroturbulentas de presión, medición, análisis y aplicación al resalto hidráulico, *Revista Latino Americana de Hidráulica*, São Paulo, Brasil, N° 2, pág. 109-154.
- [18] Lopardo, R.A. y Romagnoli, M. (2009) Pressure and velocity fluctuations in stilling basins, *Advances in Water Resources & Hydraulic Engineering, Vol. VI*, Zhang, C. & Tang, H., Springer Verlag, pp. 2093-2098.
- [19] Lopardo, R.A. (2016) "Modelación Física de Flujos Macroturbulentos". XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Curso de Modelación Física de Estructuras Hidráulicas. Lima, Perú.

- [20] Muchiut, J. (2019) Caracterización Hidrodinámica del flujo en el vertedero lateral del modelo físico de la presa Los Alazanes, Provincia de Córdoba – Argentina. Trabajo final integrador de la Especialidad en Hidráulica, posgrado de la FCEFyN, Universidad Nacional de Córdoba.
- [21] OpenCFD. <http://www.open CFD.co.uk/openfoam/>.
- [22] 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) 109, 323–330. doi:10.1016/j.cageo.2017.07.009
- [23] Romo, J. C. (2019) *Caracterización de presiones dinámicas en modelos físicos*. Práctica Supervisada para la obtención del título de grado Ingeniería Civil. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba (inédita).
- [24] Rowlings, D. S. (2010) *An experimental and theoretical investigation of side weirs*. Research project towards the degree of Bachelor of Engineering (Civil). University of Southern Queensland, Australia.
- [25] Smith, K.V.H. (1967). Control point in a lateral spillway channel. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Hydraulic Division*.
- [26] Vallarino, E. (2001) *Tratado básico de presas – Tomo II*. 5ta edición. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, España.
- [27] Versteeg H. K. and Malalasekera W. (2007). *An Introduction to Computational Fluid Dynamics. The Finite Volume Method*. Pearson Education Limited, SecondEdition, 2007.