

SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERÍA HIDRÁULICA
XXII CONGRESO CHILENO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA

**INTENSIDAD DE FLUJO GENERALIZADA: UN PARÁMETRO ADIMENSIONAL
QUE EXPLICA LA SOCAVACIÓN LOCAL BAJO CONDICIONES
HIDRÁULICAS IMPERMANENTES**

ALONSO PIZARRO VALDEBENITO¹
OSCAR LINK LAZO²

RESUMEN

Se presenta un análisis de la socavación local durante crecidas fluviales, adoptando el concepto de trabajo efectivo que realiza el flujo sobre el sedimento en las cercanías de una cepa cilíndrica. Se ensayaron en laboratorio hidrogramas con forma sinusoidal, escalonada, constante y triangular, con diferentes caudales máximos y duraciones. Los experimentos de laboratorio se realizaron en una instalación experimental capaz de reproducir con alta precisión hidrogramas de cualquier forma. Los resultados mostraron que el modelo formulado posee la capacidad de predecir la profundidad máxima de socavación bajo condiciones hidráulicas impermanentes.

¹ Estudiante de MSc, Depto. de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción – alonsopizarro@udec.cl

² Profesor Asociado, Depto. de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción – olink@udec.cl

INTRODUCCIÓN

En la actualidad el diseño tradicional de cepas de puente no considera adecuadamente el fenómeno de socavación local ante crecidas fluviales. Enfoques alternativos consideran un caudal de diseño referido típicamente al caudal *peak* de la crecida centenaria, actuando sobre el sedimento por una duración teóricamente infinita, *i.e.*, el tiempo necesario para alcanzar la profundidad de socavación máxima o de equilibrio. Este enfoque es seguido por rigurosas guías de diseño a nivel mundial (Federal Highway Administration, Estados Unidos; Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall, Alemania; y Ministerio de Obras Públicas, Chile).

La mayoría de los estudios previos se centran en estimar los valores máximos de socavación producidos por un caudal constante (ej. Zanke, 1982; Melville y Chiew, 1999; Oliveto y Hager, 2002) o aplicar estas formulaciones a hidrogramas escalonados (Chang et al., 2004; Oliveto y Hager, 2005; López et al., 2014). Sin embargo, las crecidas fluviales varían su caudal en el tiempo y no tienen una duración infinita, por lo que se visualiza que luego de un evento hidrológico, la profundidad de socavación en las cercanías de una cepa de puente podría ser, para un gran número de casos, significativamente menor que la de equilibrio.

Recientes avances en el monitoreo de pilares de puentes y en el desarrollo de medidas de protección, conllevan a motivar la investigación del fenómeno de socavación local durante crecidas fluviales.

1. ANÁLISIS DIMENSIONAL

La profundidad de socavación local, en las cercanías de una cepa de puente, depende de variables que caracterizan al fluido, al flujo, al sedimento y a la cepa. Escrito en forma funcional:

$$f(\mu, \rho, u, h, g, d_s, \rho_s, \sigma, D, t, z) = 0 \quad (1)$$

donde z es la profundidad de socavación local máxima dependiente del tiempo; μ es la viscosidad dinámica del fluido; ρ es la densidad del fluido; u es la velocidad media del flujo; h es la profundidad del flujo; g es la aceleración de gravedad; d_s es el diámetro representativo del sedimento, considerado como d_{50} ; ρ_s es la densidad del sedimento; σ es la desviación estándar del tamaño de las partículas del sedimento; D es el diámetro de la cepa; y t es el tiempo. La Ecuación (1) es la base para las fórmulas de socavación.

Ettema et al. (1998) analizó los efectos de escala en experimentos de socavación local. La densidad y desviación estándar del tamaño de las partículas del sedimento no fueron incluidas en el análisis, pero si la velocidad crítica para el inicio del movimiento de las partículas del sedimento u_c . Tomando ρ , u , y D como variables repetibles, y tras algunas combinaciones, se obtiene:

$$f\left(\text{Re}_{pier}, Fr_{pier}, \frac{u}{u_c}, \frac{h}{D}, \frac{d_s}{D}, \frac{z}{D}\right) = 0 \quad (2)$$

Donde $Re_{pier} = \rho u D / \mu$ es el número de Reynolds de la cepa; $Fr_{pier} = u^2 / (gD)$ es el número de Froude de la cepa; u/u_c es la intensidad de flujo; h/D es el tamaño relativo de la cepa; d_s/D es la rugosidad relativa; y z/D es la profundidad de socavación adimensionalizada por el diámetro de la cepa. Otro grupo de parámetros adimensionales, que explican de igual manera al fenómeno de socavación local, puede obtenerse si se eligen otras variables repetibles. Tomando ρ , u , y d_s , se obtiene de la Ecuación (1):

$$f\left(\frac{\rho u d_s}{\mu}, \frac{u^2}{g d_s}, \frac{\rho_s}{\rho}, \sigma, \frac{h}{d_s}, \frac{D}{d_s}, \frac{u t}{d_s}, \frac{z}{d_s}\right) = 0 \quad (3)$$

La que puede modificarse tras combinaciones entre sus parámetros adimensionales. Un posible grupo es:

$$f\left(D^*, \rho', \sigma, \frac{u^2}{\rho' g d_s}, \frac{h}{d_s}, \frac{D}{d_s}, \frac{u t}{d_s}, \frac{z}{d_s}\right) = 0 \quad (4)$$

La Ecuación (4) debe reescribirse al considerar la condición hidráulica impermanente. Bagnold (1966) propone utilizar un enfoque energético para tratar el transporte de sedimentos. Recientemente, Lai et al. (2009) modificó el concepto de trabajo efectivo introducido por Bagnold (1966), para el caso particular de socavación local causado por un hidrograma:

$$w = \int_0^{t_p} \left(\frac{u(t)}{u_c} - 0.5 \right)^3 dt \quad (5)$$

Donde t_p es el tiempo al *peak* y 0.5 es el umbral para el inicio de socavación alrededor de una cepa cilíndrica. Nótese que los límites de integración corresponden al ascenso del hidrograma, donde se ha despreciado la influencia de la recesión.

Los autores, consientes de aquella limitación, definen la Intensidad de flujo generalizada W^* como un parámetro adimensional que sigue el enfoque energético propuesto por Bagnold (1966), modificado por Lai et al. (2009) y Pizarro (2015):

$$W^* = \int_0^t \frac{1}{t_R} \left(\frac{u(t)}{u_R} - I_R \right)^4 \delta dt \quad (6)$$

donde δ es la función escalonada definida a continuación:

$$\delta = \begin{cases} 0, & u/u_c < 0.5 \\ 1, & u/u_c \geq 0.5 \end{cases} \quad (7)$$

Siendo t la duración total del hidrograma; $u(t)$, velocidad media de escurrimiento en el tiempo; $u_R = \sqrt{\rho'gd_{50}}$, velocidad de referencia definida por Oliveto y Hager (2002); $t_R = z_R / u_R$, tiempo de referencia; $z_R = D^2 / 2d_{50}$, longitud de referencia; $I_R = u_c / 2u_R$, intensidad de flujo relativa; y u_c velocidad de transporte incipiente.

Nótese que implícitamente W^* incluye los efectos de la forma del hidrograma, la duración y caudal *peak* sobre la socavación local, durante la fase de ascenso y recesión de la crecida.

Al considerar la definición de la Intensidad de Flujo Generalizada W^* , la Ecuación (4) se puede reescribir a continuación:

$$Z^* = f\left(D^*, \rho', \sigma, \frac{h}{d_s}, \frac{D}{d_s}, W^*\right) \quad (8)$$

Donde $Z^* = z/z_R$ y z_R es la longitud de referencia definida previamente. La Ecuación (8) se puede simplificar al despreciar los efectos del sedimento y de la profundidad de agua, lo que queda expresado en la Ecuación (9):

$$Z^* = f(W^*) \quad (9)$$

En efecto, este artículo analiza los efectos de la Intensidad de Flujo generalizada W^* sobre la profundidad adimensional de socavación Z^* de manera experimental.

2. EXPERIMENTACIÓN

Se realizaron ensayos experimentales para verificar la capacidad predictiva del modelo para la evolución temporal de la profundidad de socavación local y su valor máximo luego de una crecida. Los ensayos de socavación fueron realizados en el Laboratorio de Ingeniería Hidráulica y Ambiental de la Universidad de Concepción, en un canal de sección rectangular de 26 m de largo, 1.5 m de ancho y 0.74 m de profundidad con una cepa cilíndrica de plexiglás de 15 cm de diámetro, ubicada al centro de la zona de medición, 20 m aguas abajo de la entrada del canal. La figura 1 muestra un esquema de la instalación experimental utilizada.

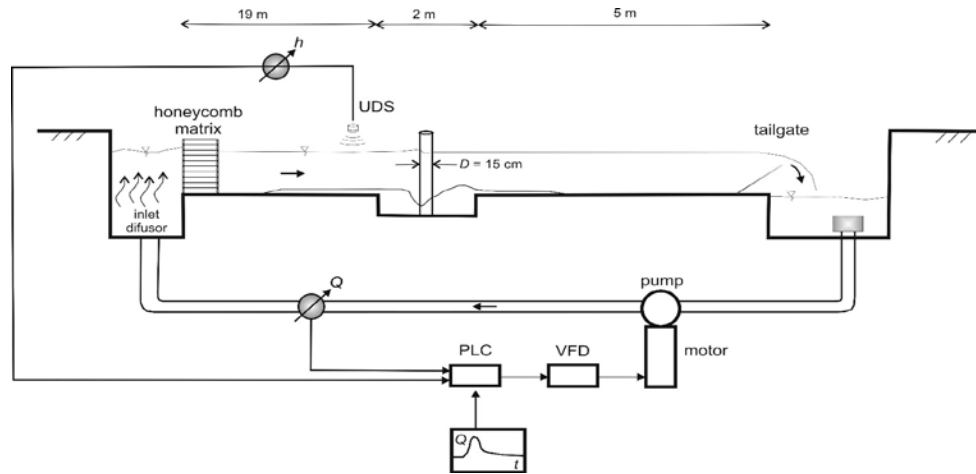


Figura 1. Vista esquemática de la instalación experimental con un esquema del sistema de control de la bomba.

Técnica de medición

El caudal se controló con un sistema de bucle cerrado, considerando el caudal y la profundidad medida como variables de salida. Las correcciones fueron hechas sobre la frecuencia de operación del motor de la bomba basadas en la retroalimentación lógica difusa a través de un controlador lógico programable (PLC) y un variador de frecuencia (VFD). El caudal fue medido con un flujómetro instalado en el sistema de recirculación con una precisión de $\pm 1\%$. La profundidad del flujo fue controlada con una compuerta tipo vertedero instalada en el final del canal, y fue medida con un sensor ultrasónico de distancia (UDS) colocado en lo largo del canal. El sistema de bucle cerrado posibilita la generación de cualquier serie temporal de caudales, permitiendo la simulación de crecidas con diferentes duraciones, *peaks* y forma.

La fosa de socavación fue medida con una precisión de ± 0.4 mm usando un distanciómetro laser (LDS) localizado dentro de la cepa de plexiglás y alineado en dirección horizontal y radial. El sensor fue desplazado verticalmente por un motor paso a paso, con una precisión de $\pm 1/50$ mm. En dirección azimutal, el sistema de posición vertical, fue movido por un segundo motor paso a paso, con una precisión de $\pm 1/100^\circ$. Esto permitió la visualización de la fosa de socavación, tomando varios perfiles verticales en diferentes planos azimutales, determinando el plano azimutal donde la profundidad máxima de socavación ocurría. Esto fue importante para las fases iniciales del desarrollo de socavación, ya que la profundidad máxima no se encontró en la dirección principal del escurrimiento. La medición del radio R , la coordenada vertical z y la coordenada azimutal θ del sensor fueron registradas con una frecuencia de 70 Hz.

Sedimento

En los ensayos se utilizó arena fina. La velocidad crítica del inicio del transporte incipiente, u_c , fue determinada en ensayos preliminares con las mismas condiciones hidráulicas que los ensayos realizados. La tabla 1 muestra las propiedades del sedimento.

Tabla 1. Propiedades de lecho.

Propiedad	Valor
Densidad ρ_s [kg/m ³]	2650
Diámetro de grano característico d_{84} [mm]	0.59
Diámetro de grano característico d_{50} [mm]	0.36
Diámetro de grano característico d_{16} [mm]	0.28
Desviación estándar de la distribución del tamaño de sedimentos σ	1.45
Velocidad de inicio del transporte incipiente u_c [m/s]	0.32

Condiciones hidráulicas y series experimentales

Los experimentos se realizaron bajo caudal constante, hasta la condición de equilibrio, y caudal variable, considerando hidrogramas con distinta duración, forma y caudal *peak*. El máximo caudal, durante los experimentos, correspondió al 91% de la condición crítica de Shields, para la iniciación del movimiento de las partículas de arena en un lecho plano. Como condición inicial, se impuso un caudal base de 35 lt/s y una profundidad de agua de 0.21 m, correspondiente a una intensidad de flujo de 0.37.

Un total de tres series experimentales se realizaron: La serie A contempló dos experimentos con caudal constante, pero diferente intensidad de flujo, con el objetivo de explorar la relación funcional entre W^* y Z^* hasta la condición de equilibrio (Evolución de la profundidad de socavación). Las series B y C incluyeron hidrogramas con diferentes formas, duración y caudal *peak*, donde cada serie por sí sola mantuvo el valor del parámetro W^* , con el objetivo de validar el parámetro para representar la socavación causada por cualquier hidrograma dado. La figura 2 muestra los hidrogramas correspondientes a cada serie experimental. Es importante recalcar que mediante el sistema de reproducción de crecidas, instalado en el laboratorio de Ingeniería Hidráulica y Ambiental de la Universidad de Concepción, es posible reproducir cualquier hidrograma dado, sin importar su duración o forma, lo que es muy atractivo desde el punto de vista experimental.

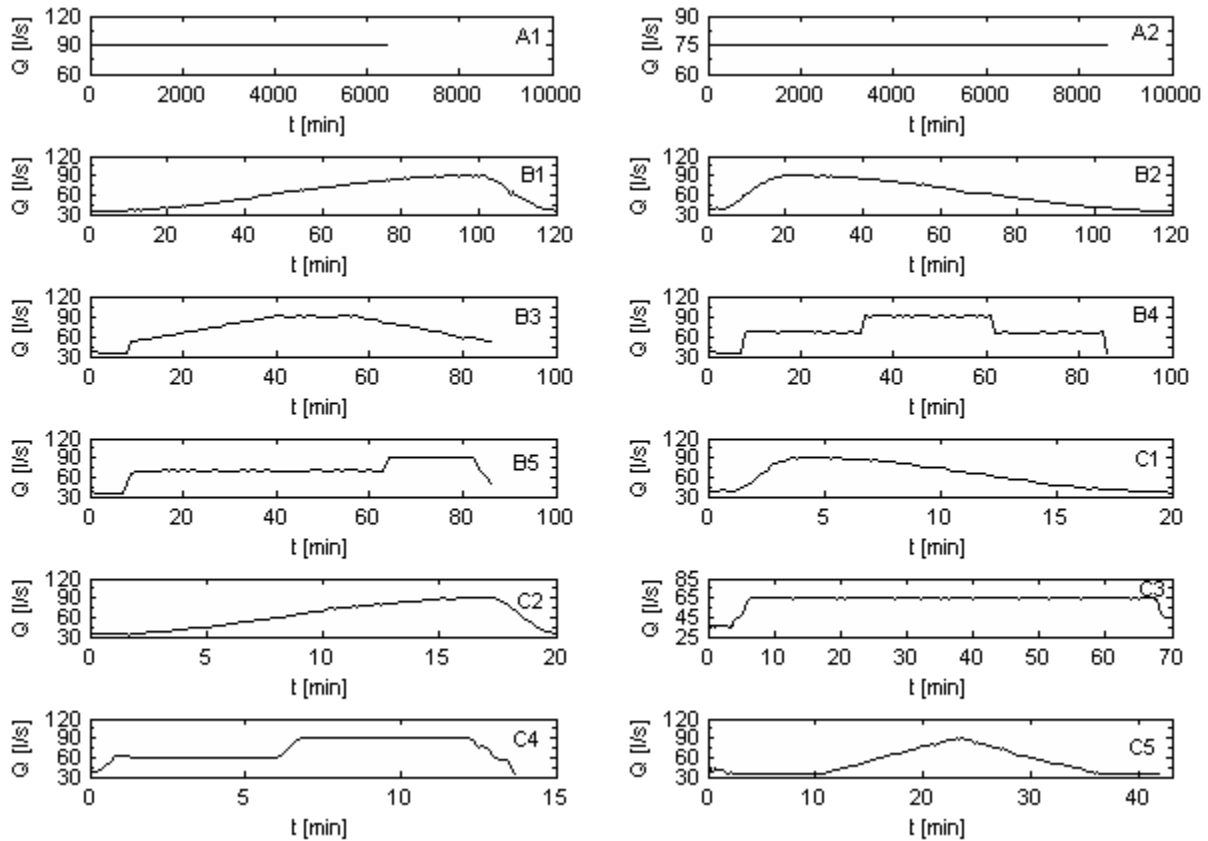


Figura 2. Hidrogramas para las series B y C

3. RESULTADOS

Los resultados corresponden a un total de doce experimentos de socavación. La tabla 2 resume los resultados de las series experimentales, considerando hidrogramas con forma sinusoidal, triangular, escalonada y constante, con caudales *peaks* desde 65 lt/s hasta 90 lt/s y duraciones desde 13 hasta 8600 minutos. Las profundidades de socavación local finales variaron desde el 16% hasta el 80% de la profundidad de socavación de equilibrio, a una intensidad de flujo $u/u_c = 0.91$. Los valores de las variables de referencia ascienden a $z_R = 31.25$; $u_R = 0.076$; y $t_R = 409.38$. La Tabla 2 resume los resultados de cada ensayo, donde Q_B es caudal base; Q_p , caudal peak; u_B , velocidad del escurrimiento para caudal base; u_p , velocidad del escurrimiento para el caudal peak; h_B , profundidad del escurrimiento para el caudal base; h_p , profundidad de escurrimiento en el peak; t_p , tiempo al peak; W_{\max}^* , Intensidad de flujo generalizada máxima terminado el ensayo; Z_{\max}^* , profundidad relativa máxima terminado el ensayo.

Tabla 2. Resumen de ensayos

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
No.	Q_B	Q_P	u_B	u_P	h_B	h_P	t_P	u_P/u_c	W_{\max}^*	$Z_{\max}^* \times 10^{-3}$
	[l/s]	[l/s]	[m/s]	[m/s]	[m]	[m]	[min]	[-]	[-]	[-]
A1	90	90	N/A	0.29	N/A	0.22	N/A	0.91	9498	7.14
A2	75	75	N/A	0.24	N/A	0.23	N/A	0.76	1112	5.66
B1	35	90	0.12	0.29	0.21	0.22	100	0.91	42.1	2.30
B2	35	90	0.12	0.29	0.21	0.22	20	0.91	40.1	2.24
B3	35	90	0.12	0.29	0.21	0.22	40	0.91	38.1	2.24
B4	35	90	0.12	0.29	0.21	0.22	34	0.91	42.9	2.27
B5	35	90	0.12	0.29	0.21	0.22	64	0.91	41.6	2.24
C1	35	90	0.12	0.28	0.21	0.23	3.8	0.87	4.4	1.18
C2	35	90	0.12	0.28	0.21	0.23	16.6	0.87	4.5	1.25
C3	35	65	0.12	0.21	0.21	0.22	6.2	0.66	4.0	1.12
C4	35	90	0.12	0.28	0.21	0.23	6.2	0.87	4.8	1.22
C5	35	90	0.12	0.28	0.21	0.23	23	0.87	4.0	1.25

Caso estacionario

La relación funcional entre la socavación adimensional Z^* y la Intensidad de Flujo generalizada W^* es explorada a través de la Serie A, bajo la hipótesis de que existe sólo una relación funcional, independiente de las condiciones hidráulicas, i.e., un valor dado de W^* produce sólo un valor de Z^* .

Nótese que para el caso estacionario, la Intensidad de flujo generalizada W^* puede ser simplificada, quedando en función sólo del tiempo.

$$W^*(t) = \frac{t}{t_R} \left(\frac{u}{u_R} - I_R \right)^4, \quad u/u_c \geq 0.5 \quad (10)$$

La Figura 3 muestra la evolución de la profundidad de socavación local adimensional Z^* sobre la Intensidad de Flujo generalizada W^* .

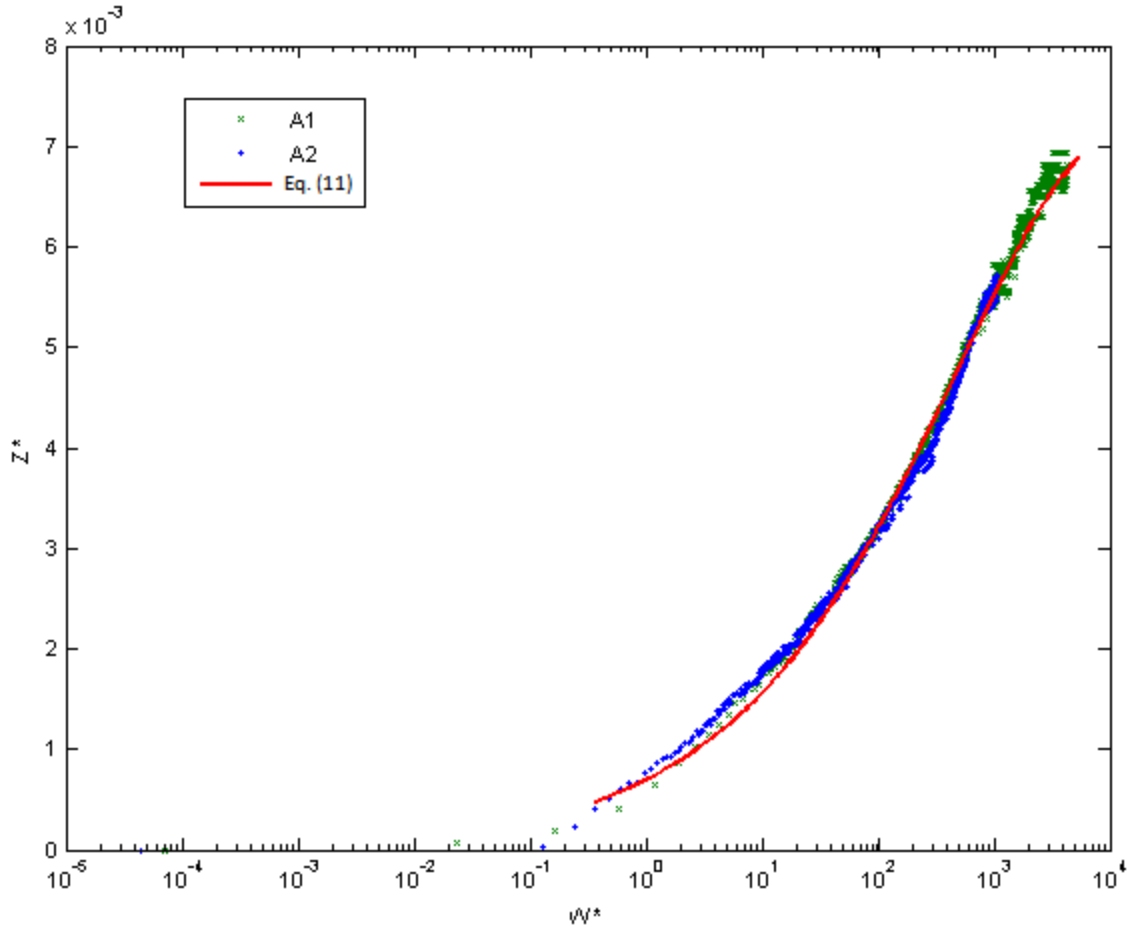


Figura 3. Evolución de la profundidad de socavación local adimensional Z^* sobre la Intensidad de Flujo generalizada W^* .

Diversas expresiones para la evolución temporal de la profundidad de socavación local, bajo condición de aguas claras, han sido propuestas en la literatura (ej. Franzetti et al. 1982; Melville y Chiew 1999; Oliveto y Hager (2002); Kothiyari et al. 2007). Simmaro-Grande & Martin-Vide (2004) y Lança et al. (2013) usaron el modelo sugerido por Franzetti et al. (1982). A continuación se adopta este enfoque y se propone el modelo en la Ecuación (11):

$$Z^* = c_1 \cdot \left(1 - \exp(-c_2 W^{*c_3})\right) \quad (11)$$

Donde Z^* es la profundidad de socavación adimensionalizada por la longitud de referencia; c_1 , c_2 y c_3 son coeficientes a ajustar; y W^* es la Intensidad de Flujo generalizada. El ajuste fue determinado por la herramienta de Matlab: *nonlinear curve-fit function*. El coeficiente de determinación es $r^2 = 0.99$, el error cuadrático medio RMSE = 0.0093 y el valor de los coeficientes a ajustar son $c_1 = 0.00748336$, $c_2 = 0.09694$ y $c_3 = 0.3804$.

Caso no estacionario

Las series B y C incluyeron hidrogramas con diferentes formas y duración, pero manteniendo el mismo valor del parámetro adimensional W^* . La Figura 4 muestra las dos series experimentales para el caso no estacionario, en comparación con el modelo presentado en la Ecuación (11).

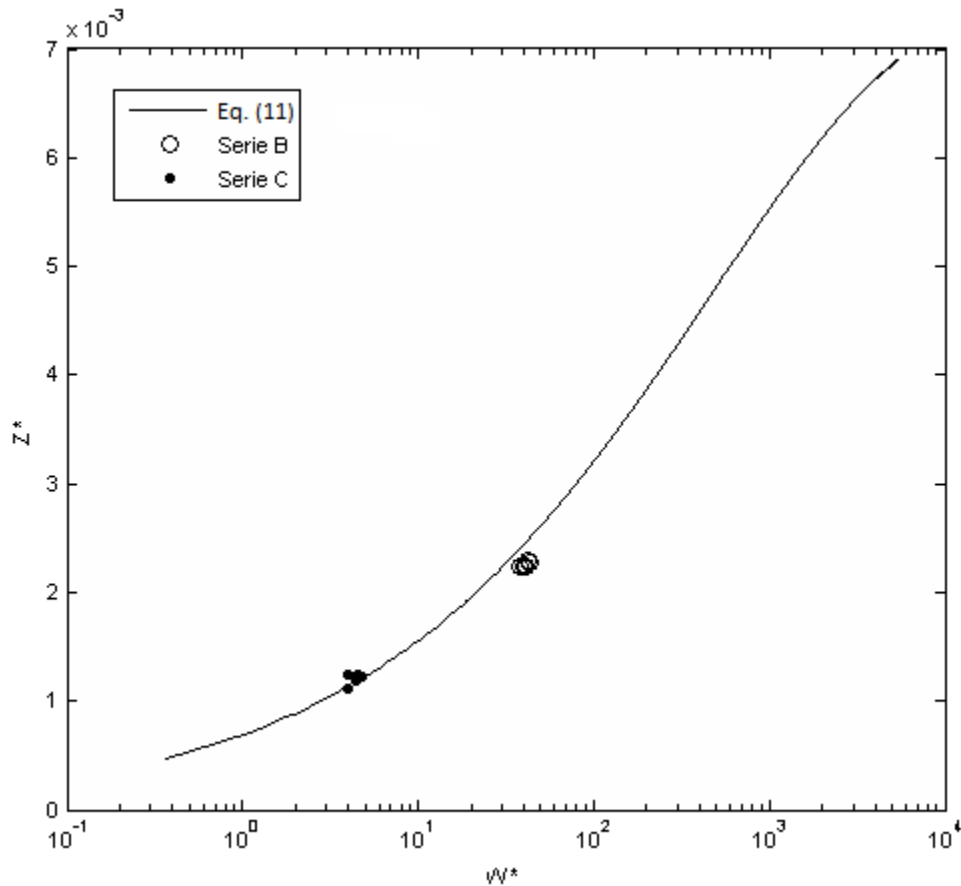


Figura 4. Z^* sobre W^* medido en comparación con el Z^* predicho por la Ecuación (11)

Se observa que la profundidad de socavación local adimensional Z^* depende de la Intensidad de Flujo generalizada W^* para el caso no estacionario, donde la aceleración en los experimentos no juega un rol significativo. El error cuadrático medio RMSE asciende a 0.00017.

4. CONCLUSIONES

Se desarrolló una instalación experimental capaz de reproducir en laboratorio hidrogramas con cualquier forma y duración. Los resultados presentados corresponden a experimentos de laboratorio de socavación local, en las cercanías de una cepa cilíndrica, bajo condición de aguas claras.

Se propuso un set de parámetros adimensionales que en conjunto gobiernan al fenómeno de socavación local. Se presentó el parámetro Intensidad de Flujo generalizada W^* , con el objetivo de tomar en cuenta las condiciones hidráulicas impermanentes.

Los resultados mostraron que el adimensional Intensidad de flujo generalizada W^* posee capacidad predictiva sobre la socavación local, independientemente de las condiciones hidráulicas con las que se ensaye.

Finalmente, se concluye que la relación funcional entre W^* y Z^* es unívoca.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el financiamiento proporcionado por la Comisión Nacional de Investigación Científica y Tecnológica (CONICYT) a través del proyecto FONDECYT 1150997 “Bridge pier scour under flood waves” y por el centro FONDAP Nr. 15130015 CRHIAM. También, agradecen al laboratorista René Iribarren, por materializar la instalación experimental.

REFERENCIAS

- Bagnold, R. A. (1966) An approach to the sediment transport problem from general physics. U.S. Geological Survey Professional Paper.422-J.
- Chang, W. Y., Lai, J. S., & Yen, C. L. (2004). Evolution of scour depth at circular bridge piers. *Journal of hydraulic engineering*, 130(9), 905-913.
- Ettema, R., Mostafa, E. A., Melville, B. W., and Yassin, A. A. (1998) Local scour at skewedpiers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(7). 756–759.
- Franzetti, S., Larcán, E., and Mignosa, P. (1982). Influence of tests duration on the evaluation of ultimate scour around circular piers. *Proc., Int. Conf. on the Hydraulic Modeling of Civil Engineering Structures*, BHRA Fluid Engineering, Coventry, England, 381–396.
- Kothyari, U. C., Hager, W. H., and Oliveto, G. (2007). Generalized approach for clear-water scour at bridge foundation elements. *Journal of hydraulic Engineering*, 133(11), 1229-1240.
- Lai JS, Chang WY and Yen CL (2009).Maximum local scour depth at bridge piers under unsteady flow.*Journal of Hydraulic Engineering*, 135(7), 609–614.
- Lança, R. M., Fael, C. S., Maia, R. J., Pêgo, J. P., & Cardoso, A. H. (2013). Clear-water scour at comparatively large cylindrical piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 139(11), 1117-1125.
- López, G.,Teixeira, L., Ortega-Sánchez, M., and Simarro, G. (2014). Estimating Final Scour Depth under Clear-Water Flood Waves. *Journal of Hydraulic Engineering*, 140(3), 328-332.
- Melville, B. W., &Chiew, Y. M. (1999).Time scale for local scour at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(1), 59-65.
- Oliveto, G., & Hager, W. H. (2002).Temporal evolution of clear-water pier and abutment scour. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(9), 811-820.
- Oliveto, G., & Hager, W. H. (2005).Further results to time-dependent local scour at bridge elements. *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(2), 97-105.
- Pizarro, A. (2015). Estimación de la profundidad de socavación local durante crecidas fluviales. Memoria de título, Depto. Ingeniería Civil UdeC.
- Simarro-Grande, G., & Martín-Vide, J. P. (2004). Exponential expression for time evolution in local scour. *Journal of Hydraulic Research*, 42(6), 663-665.

Zanke, U. (1982). Kolke am Pfeiler in richtungskonstanter Strömung und unter Welleneinfluß. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Technischen Universität Hannover. Heft-Nr.:54.