

XX CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA

INFLUENCIA DEL TIEMPO EN LA SOCAVACION LOCAL DE ESTRIBOS DE PUENTE (ESTUDIO DE UN CASO)

Dr. Ing. Luis Teixeira, Bach. Guillermo López
IMFIA, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Uruguay
luistei@fing.edu.uy, glopez@fing.edu.uy.

RESUMEN

En este artículo se considera la influencia de la variable tiempo en la socavación por estribos de puentes. La metodología actualmente en uso estima la socavación a partir del caudal pico de la creciente de diseño, sin tener en cuenta la persistencia del caudal considerado.

Sobre la base de un caso real de socavación del estribo de un puente ferroviario de pequeñas dimensiones se calcula la sobrestimación que el uso de la metodología aceptada implica.

Se proponen tres alternativas para considerar el efecto del tiempo en la socavación. Se comparan los resultados obtenidos con los provenientes de la observación del comportamiento del caso estudiado y con el que se obtiene aplicando la metodología usual. Se propone una metodología de cálculo de la seguridad de puentes existentes y se destaca la necesidad de profundizar el estudio de la influencia de la variable tiempo en la socavación.

ABSTRACT

In this paper the time incidence in local scour depth around bridge abutments is analyzed. The standard methodology calculates abutment scour depth using the design flow peak value without taking into account the persistence of that flow.

A real case involving a small railroad bridge is analyzed in order to calculate the overestimation of the abutment scour depth.

The time incidence in scour processes is considered in three options. The obtained results are compared against real data. A method to estimate the security of existing bridges is developed. The need to improve the knowledge of the time influence in scouring process is outlined.

INTRODUCCIÓN

En las primeras horas del día 17 de octubre de 2001 el tren que corría desde Montevideo hacia la estación Varela, situada en el departamento de Treinta y Tres, Uruguay, entró a un puente de pequeñas dimensiones que atraviesa el cauce del arroyo Molles. En ese momento el puente colapsó, determinando que la locomotora se incrustara contra el terraplén izquierdo, como ilustran las figuras 1 y 2. La inspección posterior mostró que el estribo izquierdo se había desplomado, como producto de la socavación.



Figura 1. Vista del accidente desde el terraplén izquierdo



Figura 2. Vista desde el terraplén derecho

El puente se encontraba en operación desde los primeros años del siglo XX y no había presentado dificultades operativas hasta el momento de su destrucción. La Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República fue consultada sobre el diagnóstico de la falla y el diseño de la reconstrucción del puente.

Se procedió entonces al análisis del puente en cuestión, empleándose para ello la metodología actualmente aceptada para el estudio de la socavación de estribos de puente, propuesta por la Administración Federal de Carreteras de los EEUU (Federal Highway Administration), Richardson y Davis, 2001 ⁽⁷⁾. Este estudio mostró que la aplicación de esa metodología lleva a un diagnóstico y diseño sumamente conservador, que se contradice con el largo período de tiempo en el cual el puente operó, sin necesidades de mantenimiento y sin que se produjeran averías, ni indicios de socavación en los estribos.

Se pudo constatar que la avería estuvo asociada a un evento de lluvia y creciente de particular intensidad en la pequeña cuenca de aporte al arroyo Molles. Estos fenómenos, junto con el aumento de la pluviosidad anual, se han producido con mayor frecuencia en los últimos años en Uruguay.

La probable disminución de los períodos de retorno de los fenómenos de pluviosidad extremos, junto con el alto número de este tipo de pequeños puentes en Uruguay, tanto ferroviarios como carreteros, otorgan a la necesidad de predecir adecuadamente los niveles de fiabilidad actuales que presentan esas estructuras, una importancia singular.

La bibliografía existente en esta temática es unánime en señalar las dificultades de abordar en la práctica el problema de la socavación de estribos, así como la tendencia general a sobrestimar las profundidades de socavación. Tres aspectos resultan particularmente dudosos:

- La evaluación del efecto de la división del flujo introducida por el puente cuando éste atraviesa en parte la planicie de inundación (Estribos Tipo III según Melville) (Melville, 1995 ⁽⁴⁾; Melville, 1997 ⁽⁵⁾; Shreider et al, 2000 ⁽²⁾).

- La interacción entre la socavación por contracción y la socavación local (Ballio, 2000 ⁽¹⁾).
- La consideración del caudal máximo como constante, sin tener en cuenta su persistencia ni los efectos temporales, presentes en los fenómenos de socavación asociados a eventos de crecidas extremas.

El último aspecto señalado se analiza en este artículo, en relación con la socavación local producida en los estribos de un puente. Por persistencia se entiende el tiempo durante el cual un cierto valor del caudal es superado.

Si bien existen numerosos trabajos de laboratorio que evalúan la evolución temporal de la socavación en pilas y en estribos de puente (Melville et al, 1999 ⁽⁶⁾; Cardoso et al, 1999 ⁽³⁾; Ballio et al, 2000 ⁽²⁾), en la metodología actualmente en uso para el diseño de estas estructuras no se toma en cuenta que la profundidad de socavación, tanto local como por contracción, es un fenómeno que se desarrolla en el tiempo y por lo tanto se verá afectada por la permanencia temporal de los valores de caudal que la determinan.

En este trabajo se muestra como, particularmente para el caso de cuencas de reducidas dimensiones, el no considerar la evolución temporal de los caudales involucrados conduce necesariamente a un diseño extremadamente conservador y por tanto antieconómico, en relación con la seguridad frente a la socavación de los estribos.

El propósito central del trabajo es entonces demostrar, mediante el estudio de un caso particular, que elegido un período de diseño, el calcular la socavación máxima potencial mediante las ecuaciones actualmente recomendadas, empleando el caudal máximo de la crecida correspondiente, no se justifica en cuencas de pequeñas dimensiones, haciéndose una estimación de la sobrestimación en la profundidad de socavación que ello implica. Se proponen además alternativas de estimación de la socavación tomando en consideración el tiempo de persistencia de los caudales empleados en el cálculo.

DESCRIPCIÓN DEL CASO EN ESTUDIO

El puente sobre el arroyo Molles se ubica a 15 km de la estación Varela en el departamento de Treinta y Tres, Uruguay. Su longitud es de 15 m y su altura máxima respecto al lecho del arroyo es de 5.10 m. Las características de la cuenca de aporte al arroyo en ese punto se indican en la tabla 1:

Área de la Cuenca	Long. Cauce	Diferencia de altura
23 km ²	11.758 km	57 m

Tabla 1. Características geométricas de la cuenca de aporte con cierre en el puente averiado.

La información pluviométrica disponible establece que en la estación más cercana a la cuenca, durante las horas previas a la avería del puente, se tuvo una precipitación de 208 mm en 12 horas, con una intensidad máxima de 190 mm en 6 horas. Información recogida en forma directa en el lugar agrega que el nivel de agua alcanzó aproximadamente 1 metro por debajo del nivel del riel en el puente.

El material presente al pie de los estribos consiste en una capa de 0.70 m de espesor de suelo vegetal al que sigue un material granular de diámetro medio $D_{50}=0.3$ mm. Los estribos del puente están fundados a una profundidad de 2.10 m de la superficie del terreno natural. El análisis estructural del puente muestra que si se alcanza la profundidad de socavación 2.10 m, el estribo deja de ser estable. El eje longitudinal del puente está

inclinado respecto a la dirección perpendicular al arroyo, por lo que el estribo izquierdo resulta más susceptible a socavación que el derecho.

METODOLOGIA DEL ESTUDIO

El puente está operativo desde hace 100 años no existiendo registros ni antecedentes de problemas de socavación hasta su caída en octubre de 2001. Si se considera una creciente de 25 años de período de retorno, existe una probabilidad de 98% de que al menos una vez esa creciente se haya presentado. Se admite entonces, como hipótesis, que a lo largo de sus 100 años de vida y hasta octubre de 2001, al menos una vez se presentó ese evento y que en esa circunstancia el estribo se socavó hasta la profundidad límite en la cual es aún estable, es decir 2.10 m. De esa manera se obtiene una cota superior de la socavación real producida, en forma previa al evento que provocó la caída. Esa cota superior se compara con la socavación límite teórica que se obtiene aplicando la metodología de referencia (Federal Highway Administration), Richardson y Davis, 2001 ⁽⁷⁾.

Se realizan luego tres aproximaciones posibles para modelar la relación entre la evolución temporal del caudal y la profundidad de socavación al presentarse el hidrograma de la creciente analizada. Los resultados obtenidos se aplican luego a la creciente de 100 años (recomendado como período de retorno de diseño en la metodología referida) y finalmente a la creciente de 300 años de período de retorno producida en octubre de 2001, que determinara la destrucción del puente.

Mediante el método del hidrograma triangular unitario se procedió a la estimación del hidrograma de 25 años de período de retorno, sobre la base de los datos pluviométricos existentes, para la cuenca del arroyo Molles con punto de cierre en el puente. A partir de ese hidrograma, mediante modelización hidrodinámica se obtuvo el hidrograma en el puente. Ese hidrograma se presenta en la figura 3:

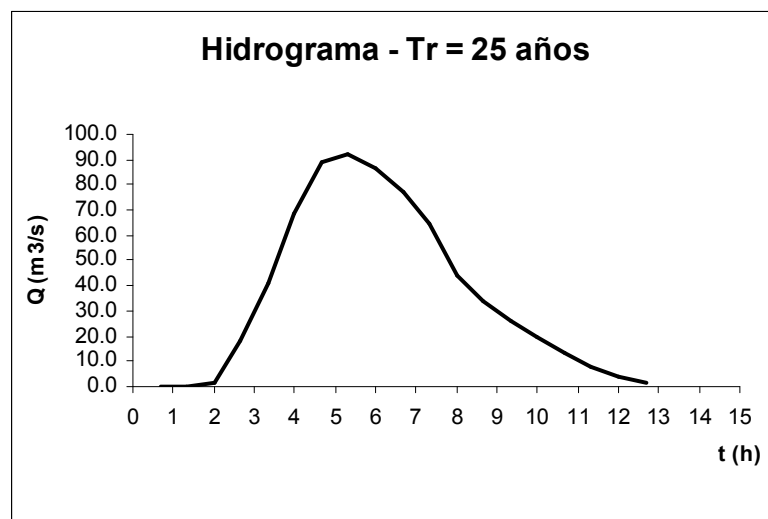


Figura 3. Hidrograma de 25 años de período de retorno.

Aplicando la fórmula de Froehlich, de acuerdo a la metodología referida (Federal Highway Administration); -Richardson y Davis, 2001 (7)- se obtiene la magnitud del caudal que provoca una socavación de 2.10 m en el estribo izquierdo. Ese caudal es 35 m³/s.

La fórmula de Froehlich se indica a continuación:

$$\frac{y_s}{y_a} = 2,27.K_1.K_2.\left(\frac{L}{y_a}\right)^{0,43} .Fr^{0,61} + 1 \quad (1)$$

Donde:

y_s profundidad de socavación final,

y_a profundidad media del flujo en la planicie,

K_1 coeficiente por la forma del estribo,

K_2 coeficiente por el ángulo entre la dirección del flujo y el eje del terraplén,

L proyección perpendicular al flujo de la longitud del terraplén,

Fr Número de Froude inmediatamente aguas arriba del puente,

$$Fr = \frac{v_e}{\sqrt{g \cdot y_a}},$$

$$v_e = Q_e / A_e,$$

Q_e caudal obstruido por el terraplén,

A_e área del flujo que obstruye el terraplén en la sección transversal de aguas arriba.

Se tiene entonces que, al presentarse el hidrograma de $Tr=25$ años la socavación máxima que se produjo fue la que se obtiene con la fórmula de Froehlich considerando como caudal $35 \text{ m}^3/\text{s}$. Al observarse el hidrograma referido, resulta que ese caudal fue superado durante 5.5 horas, intervalo que se denominará "tiempo de persistencia" del caudal $35 \text{ m}^3/\text{s}$. Si se calcula la socavación que produciría el caudal máximo ($92 \text{ m}^3/\text{s}$) se obtiene como socavación 4.50 m. Resulta entonces que para el caso considerado, la estimación de la profundidad de socavación con el caudal máximo del hidrograma supera en más de dos veces el valor de la cota superior de la socavación real producida.

A efectos de estudiar las crecidas de período de retorno 100 años (recomendada como crecida de diseño) y la crecida de 300 años de período de retorno (evento que provocó el accidente) se determinaron los hidrogramas de esas crecidas, también a partir del método del hidrograma triangular unitario propuesto por el Soil Conservation Service.

La extrapolación del resultado obtenido a los hidrogramas de 100 y 300 años de período de retorno se realizó mediante tres aproximaciones, basadas sobre tres hipótesis distintas acerca de la interacción caudal - profundidad de socavación. En la primera aproximación se asume que la socavación total es la producida por el caudal máximo del hidrograma, actuando durante la totalidad del tiempo base del mismo. En la segunda aproximación se asume que la socavación es la suma de las socavaciones producidas por los caudales sucesivos que se obtienen discretizando la rama ascendente del hidrograma, actuando, cada uno, durante el tiempo correspondiente en la discretización. Por último, en la tercera aproximación, se adopta el tiempo de persistencia del caudal $35 \text{ m}^3/\text{s}$ en el hidrograma de la crecida de 25 años de período de retorno, como tiempo mínimo necesario de persistencia de los caudales capaces de socavar el estribo en mayor magnitud.

En las figuras 4, 5 y 6 se esquematizan las formas del hidrograma que resultan en cada una de las aproximaciones efectuadas.

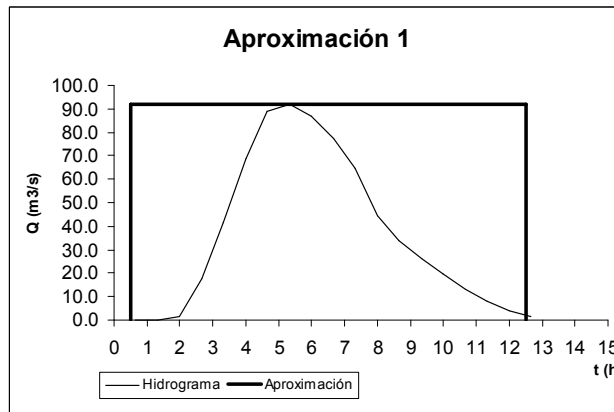


Figura 4. Esquematzación del hidrograma para la 1ª aprox.

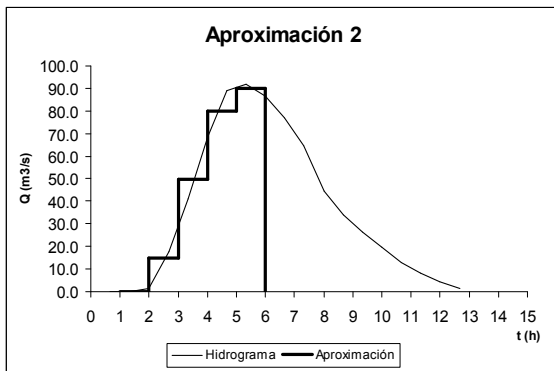


Figura 5. Esquematzación para la 2ª aprox.

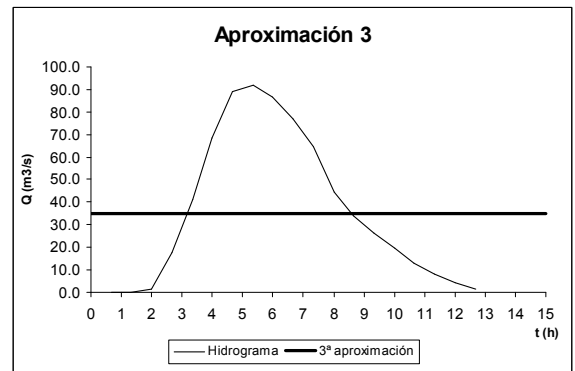


Figura 6. Esquematzación para la 3ª aprox.

Las hipótesis empleadas en las tres aproximaciones utilizan los resultados presentados por Ballio (Ballio et al, 2000 ⁽²⁾) sobre la evolución temporal de la socavación. Estos autores emplean y adaptan la fórmula de Franzetti, obtenida para ensayos de laboratorio sobre pilas de puente, al caso de sus ensayos de laboratorio de estribos de puente, efectuados con caudales constantes, y proponen así la fórmula siguiente:

$$\frac{d_s}{d_{se}} = 1 - e^{-\alpha \cdot \left(\frac{t \cdot U}{\sqrt{b \cdot h}} \right)^\beta} \quad (2)$$

Donde:

d_s profundidad de socavación alcanzada en el instante t ,

d_{se} profundidad de socavación final o de equilibrio,

U velocidad media del flujo,

b ancho del terraplén "activo",

h profundidad del flujo en el puente (sin socavación),

$\alpha = 0.028$ coeficiente experimental,

$\beta = 0.28$ coeficiente experimental.

Primera aproximación:

En esta aproximación se asume que la socavación máxima posible ocurrida durante la creciente de 25 años de período de retorno (2.10 m), se puede predecir aplicando el caudal pico del hidrograma, durante todo el tiempo de base de éste. A partir de esa consideración se realiza el ajuste de la de la formula de Franzetti a través del coeficiente β , para el cual se obtiene el valor $\beta = 0.338$. A partir de ese ajuste, y también suponiendo que la socavación es producida por el caudal pico del hidrograma, actuando durante el tiempo de base, se estima la socavación que se produce para los hidrogramas de 100 y 300 años de período de retorno. Los valores obtenidos son 2.46 m de socavación para 100 años de período de retorno y 2.62 m para 300 años

Segunda aproximación:

También con carácter tentativo se postula la hipótesis de que la socavación final producida por un hidrograma es la que corresponde a la suma de las profundidades de socavación producidas por los caudales discretizados de su rama ascendente. Es decir que por ejemplo para el hidrograma de 25 años de período de retorno los caudales considerados y los tiempos de actuación de los mismos, se obtienen de la figura 5. Discretizando entonces cada 1 hora y aceptando la fórmula propuesta por Ballio et al (con los mismos valores de los coeficientes propuestos por los autores) se obtienen los resultados que se presentan en la tabla 2:

CAUDAL (m ³ /s)	DURACIÓN (H)	D _s (m) SEGÚN FÓRMULA (2)
15	1	0.11
50	1	0.53
80	1	0.71
90	1	0.76
		SUMA =2.11 m

Tabla 2. Profundidad de socavación resultante de la 2ª aproximación para Tr = 25 años.

Discretizaciones semejantes determinan que la profundidad de socavación que provoca el hidrograma de 100 años de período de retorno es 2.55 m y para el de 300 años de período de retorno se tiene 2.90 m.

Tercera aproximación:

La fórmula de Franzetti permite ver que, para un puente determinado, si se aumenta el caudal considerado, el tiempo en el que se desarrolla la profundidad de equilibrio también aumenta.

A partir de esa consideración resulta que el tiempo de persistencia del caudal de 35 m³/s (para el cual se desarrolló la profundidad de socavación de 2.10 m en el hidrograma de 25 años de período de retorno) debe ser menor al tiempo en el que se alcanza la profundidad de equilibrio, determinada por caudales mayores, en los hidrogramas de mayor período de retorno.

De esa manera el caudal de cálculo de la socavación se elige en los hidrogramas de mayor período de retorno, como el caudal con persistencia igual a 5.5 horas, lo que de

acuerdo a la hipótesis efectuada, situará el resultado del lado de la seguridad. La socavación final se obtiene considerando que ese caudal actúa durante un tiempo infinito.

Se obtiene así que para el hidrograma de 100 años de período de retorno, el caudal que provocará la profundidad de equilibrio será $45 \text{ m}^3/\text{s}$, para el cual se obtiene como profundidad de socavación final 2.94 m. Para el hidrograma de 300 años de período de retorno el caudal con persistencia 5.5 horas es $55 \text{ m}^3/\text{s}$ y la profundidad final de socavación que este provoca es 3.45 m.

RESUMEN Y DISCUSION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados obtenidos de la observación del caso real, junto con los que se obtienen con las tres aproximaciones realizadas y los que se obtienen con la metodología recomendada (considerando el caudal máximo del hidrograma durante un tiempo indeterminado), se presentan en la tabla 3:

Tr (años)	d _e real (m)	d _e aprox 1 (m)	d _e aprox 2 (m)	d _e aprox 3 (m)	d _e Q _{máx.} (m)
25	<2.10	2.10	2.11	2.10	4.48
100	Desconoc.	2.46	2.55	2.94	5.20
300	>2.10	2.62	2.90	3.45	5.74

Tabla 3. Profundidad de socavación para la situación observada, las 3 aproximaciones y el caudal pico del hidrograma.

Tal como se observa de los resultados obtenidos surge que, para el caso estudiado, la sobrestimación de la socavación por estribo con la metodología usual es prácticamente el doble de la socavación que pudo haberse producido en la realidad.

Resulta evidente que si se valida, mediante datos de campo que complementen los ensayos de laboratorio, la fórmula de Franzetti u otra expresión similar, que permita vincular la evolución de la profundidad de socavación en el tiempo con el caudal y los demás parámetros que intervienen en el fenómeno, se podrá proceder a calcular la socavación mediante la aproximación 1, manteniendo el cálculo claramente del lado de la seguridad. Ensayos complementarios realizados con caudales variables y apoyados en el seguimiento de casos en prototipo constituyen la base de una línea de investigación de desarrollo imprescindible.

CONCLUSIONES

La metodología de cálculo de la socavación por estribo, actualmente aceptada, determina la sobrestimación de la profundidad de socavación al recomendar el uso del valor del caudal pico del hidrograma de diseño y no considerar la persistencia de ese valor.

Para cuencas pequeñas la sobrestimación de la profundidad de socavación resulta particularmente significativo. En el caso estudiado, con una cuenca aproximada de 20 km^2 , esta sobrestimación es como mínimo el doble de la real.

Se proponen formas de cálculo alternativas basadas en los estudios existentes sobre la evolución temporal de la socavación. Estas alternativas de cálculo estiman la socavación

a partir de las mismas fórmulas actualmente empleadas, pero considerando el tiempo de actuación de los caudales involucrados.

Entre las alternativas propuestas de estimación del caudal de cálculo, la denominada en este trabajo **aproximación 1**, en la cual se trabaja con el caudal pico del hidrograma, pero limitando su efecto por el tiempo base del hidrograma, resulta una forma todavía conservadora, pero de aplicación inmediata, si se está en condiciones de estimar la evolución temporal de la socavación. Esto puede aplicarse a los efectos de la estimación de la seguridad en puentes existentes, en los cuales se deberá calibrar la fórmula de Franzetti a partir de la estimación de la socavación real para una crecida conocida. Se tiene entonces una metodología que proporciona una manera segura de reducir la sobrestimación de la socavación potencial por estribo.

Para los casos de diseño de puentes en los cuales no se tenga información previa, se deberá profundizar en el estudio de la relación funcional entre la profundidad de socavación, el tiempo, el caudal que circula y los demás parámetros involucrados (geométricos y granulométricos), buscando una formulación general del tipo de la propuesta por Franzetti. Esta investigación deberá apoyarse sobre estudios de campo junto con ensayos de laboratorio. La importancia del tema, la complejidad de los fenómenos analizados y las dificultades de su modelación, convierten el tema analizado en una línea de investigación importante.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Administración de Ferrocarriles del Estado (AFE) y al Instituto de Estructuras y Transporte de la Facultad de Ingeniería, los datos de campo facilitados.

REFERENCIAS

- (1) BALLIO F. (2000), "Local and Contraction Scour at Bridge Abutments". *Joint Conference on Water Resources Engineering and Water Resources Planning and Management*, Minneapolis.
- (2) BALLIO F., ORSI E. (2000), "Time evolution of scour around bridge abutments", *Water Engineering Research*, Vol. 2, N. 4, 243-259.
- (3) CARDOSO A.H., BETTESS R. (1999), "Effects of Time and Channel Geometry on Scour at Bridge Abutments", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 125, n. 4, 388-399.
- (4) MELVILLE B. W. (1995), "Bridge Abutment Scour in Compound Channels", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 121, n. 12, 863-868.
- (5) MELVILLE B. W. (1997), "Pier and Abutment Scour: Integrated Approach", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 123, n. 2, 125-136.
- (6) MELVILLE B. W., CHIEW Y.M. (1999), "Time Scale for Local Scour at Bridge Piers", *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 125, n. 1, 59-65.

- (7) RICHARDSON E.V., DAVIS S.R. (2001), *Evaluating Scour at Bridges*, 4ª Edición. Hydraulic Engineering Circular N° 18, Federal Highway Administration, U. S. Dept. of Transportation, Washington, D.C.
- (8) SHREIDER M., SCACCHI G., FRANCO F., ROMANO C. (2000), "Incidencia del Ancho del Puente en la Interacción entre la Erosión por Contracción y por Estribo". *Memorias del XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Córdoba, Argentina, Oct. 2000, 359-368.