

Reducción de la socavación local en estribos cortos y verticales de puentes

Lucio Frago Sandoval

E-MAIL: luciofragosos@gmail.com

Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura. Unidad Adolfo López Mateos
Instituto Politécnico Nacional, Ciudad de México, México**Jaime Roberto Ruiz y Zurvia Flores** E-MAIL: jaruizz@ipn.mxEscuela Superior de Ingeniería y Arquitectura. Unidad Adolfo López Mateos
Instituto Politécnico Nacional, Ciudad de México, México**Gisela Vania Rosales Fuentes** E-MAIL: elipsis1945@gmail.comEscuela Superior de Ingeniería y Arquitectura. Unidad Adolfo López Mateos
Instituto Politécnico Nacional, Ciudad de México, México

RESUMEN

Se describe un proyecto de investigación, cuyo objetivo fue reducir la profundidad de socavación al pie de estribos cortos y verticales de puentes, mediante un modelo físico reducido se analizó la profundidad de socavación que genera un flujo de agua, en sistema formado por un estribo de puente corto y vertical y el fondo de arena de un canal del laboratorio de ingeniería hidráulica de la ESIA unidad Zacatenco; al estribo se le cambiaba su geometría en los ensayos (con alerones laterales a 45, 30 y 20°), para determinar experimentalmente su influencia en la erosión local que generó, bajo ciertas condiciones de flujo; y así en base a ensayo-error, reducir la erosión local. Se logró reducir la profundidad de socavación generada por el estribo original en un 98 %.

PALABRAS CLAVES: estribos cortos y verticales de puentes, profundidad de socavación local, reducción.

Reduction of local scouring at short and vertical abutments of bridges

ABSTRACT

In this work is described a research project, which central objective was to reduce scouring depth in shorts and vertical abutments of bridges, so in this it was analyzed at trough of a physical model reduced, the scouring depth that generate an water flow in a system performed by a short and vertical abutment of bridge, in a sand channel of hydraulic engineering laboratory of ESIA Zacatenco United, in Mexico; the abutment was modified in his geometry (with wings to 45, 30 y 20°), in order to determine experimentally its influence in local scouring that was generated , with some flow condition; and in the way of essay-error to reduce the local erosion. In this project, the local erosion depth generated by the original abutment was reduced in a 98 %.

KEYWORDS: short and vertical abutments of bridges, local scouring depth, reduction.

01 INTRODUCCIÓN

Para asegurar la estabilidad de los puentes que interactúan con ríos, el ingeniero tiene una enorme tarea ante sí tanto la ubicación conveniente del puente, como del cálculo de las profundidades de socavación producidas por pilas y estribos en su interacción con el río, así como otros aspectos, son parte de su diseño.

Los investigadores e ingenieros de varios países se han enfocado al análisis de procesos de erosión en puentes, generándose dicha socavación por la contracción del flujo en estribos y la local por pilas. Con relación, a la erosión al pie de estribos de puentes, su desarrollo es menos que en pilas y la mayoría de estudios realizados corresponden a puentes ubicados en un cauce principal (Melville 1995; Ettema et al. 2004).

En México, no se cuenta con estadísticas del número de puentes colapsados, pero se tiene el conocimiento que en los últimos años, se han venido presentando múltiples fallas en un buen número de puentes que cruzan cauces fluviales de lechos formados, generalmente, por material no cohesivo, siendo la falla principal la producida por socavación local al pie de estribos.

Así, de lo antes expuesto, se deduce la gran importancia que este tema tiene en la ingeniería de caminos, y que, si se lograra una mayor precisión en la determinación de la magnitud de la profundidad de socavación al pie de estribos ó bien poder reducir la magnitud de ésta, se estará en la posibilidad de construir puentes más estables y más económicos. La importancia de contar con un sistema de protección contra la erosión al pie de estribos que sea innovador, eficiente y seguro; motivó la realización de este proyecto.

El objetivo central del presente trabajo fue: reducir experimentalmente la profundidad de socavación local al pie de un estribo vertical y corto de puente; alternando la geometría en el estribo original, intercambiando en éste, alerones laterales de 45, 30 y 20°; con respecto al eje del canal en un modelo físico, con escala de líneas de 1:20, para probar experimentalmente si reducían la profundidad de socavación que generan ciertas condiciones de flujo sobre el material del fondo de un canal de arenas, bajo ciertas condiciones de flujo.

La hipótesis de partida del presente, es que, a través del estudio en modelo físico reducido de un estribo corto y vertical de puente en un canal con fondo de arena gruesa, al que se sometió a diferentes condiciones de flujo y probando cambios en la geometría del estribo con alerones de 45, 30 y 20°; se reduce la profundidad de socavación al pie de éste.

Para alcanzar el objetivo antes descrito, se consideró la siguiente metodología: recopilación bibliográfica y su análisis sobre el tema en estudio (socavación local al pie de estribos cortos y verticales de puentes); diseño, construcción, calibración y operación de un modelo hidráulico reducido de un estribo corto y vertical; ejecución de ensayos en el modelo; análisis de resultados y planteamiento de conclusiones y recomendaciones.

02 ANTECEDENTES

Socavación local al pie de estribos de puentes

El mecanismo básico que provoca la socavación local al pie de estribos de puentes es la formación de dos tipos de vórtices en sus bases (figura 1). Dichos vórtices es el resultado de una acumulación de agua en la cara aguas arriba del obstáculo y una subsecuente aceleración del flujo alrededor del estribo. La acción del vórtice remueve material sólido del lecho del río de alrededor de la base del estribo (Guevara 2003).

La tasa de arrastre de sedimento fuera de la región de la base es mayor que aquella que introduce sedimentos a dicha zona y, consecuentemente, se desarrolla un foso de socavación. Mientras la profundidad de dicho foso se incrementa, la fuerza del vórtice horizontal disminuye, reduciendo de este modo el transporte de material sólido desde la zona del foso (figura 1).

Se forman dos fosas una en el pie del estribo (remolino horizontal) y otra aguas abajo (remolino vertical). Las fórmulas se refieren a la fosa del pie del estribo, que es más severa, ver figura 1.

La magnitud de la socavación depende de que tan fuerte sea el cambio de sección.

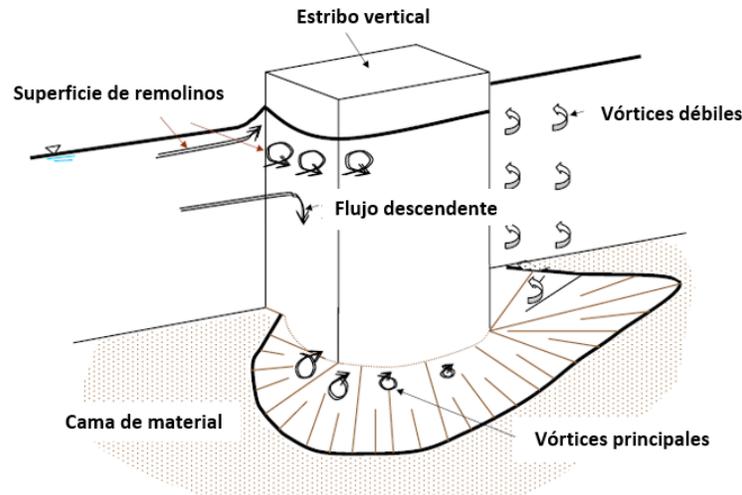


Figura 1.- Representación esquemática de la socavación al pie de un estribo.
Fuente: (Guevara 2003).

Factores principales que afectan a la magnitud de la socavación local en estribos de puentes

La principal dificultad en obtener un adecuado método para predecir la profundidad de socavación, es el gran número de variables que afectan la socavación de estribos.

Melville (1992), enlista los siguientes factores que contribuyen a la profundidad de la socavación local (d_s).

$$d_s = f(\rho, \nu, V, y, G, g, d_{50}, \sigma_g, \rho_s, V_c, L, Sh, Al, t) \quad (1)$$

Donde ρ y ν son la densidad del fluido y la viscosidad cinemática; V es la velocidad; y es la profundidad del flujo; G es el parámetro que describe los efectos de la sección transversal del canal; g es la aceleración de la gravedad; d_{50} y σ_g el tamaño medio y la desviación estándar geométrica del tamaño de la partícula respectivamente; ρ_s es la densidad del sedimento; V_c es la velocidad crítica del sedimento; L es la longitud del estribo; Sh y Al son los parámetros que describen el perfil y el alineamiento del estribo respectivamente; t es el tiempo, y f denota "función de".

Descripción de los factores y de algunas relaciones entre ellos, que afectan a la magnitud de la socavación al pie de estribos.

Intensidad del Flujo (V/V_c), en condiciones de aguas claras la profundidad de erosión local aumenta linealmente con la velocidad hasta su máximo. Como la velocidad excede la velocidad máxima la profundidad de la socavación local primero decrece y crece de nuevo a un pico menor que la velocidad inicial (Melville 1992).

Flujo Superficial (y/L), para profundidades del fluido comparadas con la longitud del estribo, la profundidad de la socavación se incrementa proporcionalmente con la longitud del estribo y es independiente a la profundidad del flujo. Para determinar las profundidades del flujo, debe considerarse que la profundidad de la socavación depende de la profundidad del flujo y de la longitud del estribo. Un aumento en la profundidad de flujo puede aumentar la profundidad de socavación por un factor de 2 o mayor. En los estribos el incremento es de 1.01 a 2.15 dependiendo de su forma.

Rugosidad del sedimento (L/d_{50}), para sedimentos uniformes, la profundidad de la socavación generalmente no se ve afectada por la rugosidad del sedimento a menos que el tamaño del sedimento sea relativamente grande Melville 1992).

No uniformidad del sedimento (σ_g), el pico máximo de la profundidad de socavación reduce enormemente con el incremento de la no uniformidad del sedimento, debido a que las fracciones más gruesas del sedimento permanecen en el foso de erosión protegiendo la cama del foso de socavación.

Forma del estribo (Sh), la profundidad de socavación depende de la obstrucción del flujo impuesta por el estribo. Generalmente, los de pared vertical, tienden a desarrollar más profundos fosos de socavación, que los estribos aerodinámicos (estribos con pendiente al cauce). Para estribos más largos Melville (1992), reconoció que los efectos de la forma son menos importantes.

Alineamiento del estribo (Al), las profundidades de socavación en un punto aguas arriba del estribo son más grandes que las de aguas abajo de los estribos, porque los estribos aguas abajo son más aerodinámicos. Para estribos cortos Melville (1992), reconoció que los efectos de asimetría del estribo son menos importantes.

Geometría del canal (G), para estribos que se extienden a través de la zona de inundación dentro del canal principal, las profundidades de socavación tienden a ser menores que para los estribos largos situados en un canal rectangular. La razón es que el total del flujo desviado por el estribo es reducido debido a la poca profundidad del flujo en el canal.

Tiempo (t), la profundidad de la socavación incrementa con el tiempo y el tiempo requerido para alcanzar el equilibrio de la profundidad de socavación decrece con el incremento de la intensidad del flujo. Bajo condiciones de socavación “agua clara”, la profundidad de socavación se desarrolla asintóticamente hacia el equilibrio de la profundidad de socavación. Bajo condiciones de “lecho vivo” el equilibrio de la profundidad es alcanzado más rápidamente y entonces oscila debido a la propagación de las formas de la cama por las que pasa el estribo del puente. (Melville and Coleman 2000).

Socavación

Socavación es la medida de la profundización local del fondo o lecho de un cauce. A la socavación se le atribuye la falla o colapso de muchos puentes. Su estudio es relativamente nuevo. A continuación, se presenta la formulación desarrollada por Liu et al. (1961).

Los problemas de erosión en estribos como causa del fallo de puentes, son probablemente tan numerosos como los problemas de erosión de pilas. Los dos fenómenos son semejantes, por ejemplo, en cuanto al sistema de vórtice y en cuanto a las propiedades del régimen de agua clara y de lecho vivo. La máxima erosión se produce en la cara de aguas arriba, donde confluye la corriente orientada hacia el vano del puente, con la corriente que viene bordeando el terraplén.

Los estribos con taludes de tierras, dan lugar a erosiones menores que los estribos con muros de contención verticales, por lo que aquellos son siempre preferibles. La longitud de penetración del estribo en el río (llanura y cauce) influye considerablemente en la magnitud de la erosión. Cuanto mayor es el caudal “interceptado” por el estribo, mayor es la corriente que lo bordea y mayor la erosión local. El caudal interceptado no es sólo función de la longitud L del estribo, sino de las profundidades relativas de cauce y llanuras, pero en la expresión más utilizada para la erosión final de equilibrio se usa sólo la longitud L del estribo (m).

$$e = kL^{0.40}y_1^{0.60}Fr_1^{0.33} \quad (2)$$

En esta fórmula (llamada de Liu), e es la profundidad de socavación, y_1 es el tirante, Fr_1 Número de Froude del flujo; y k es un coeficiente de forma que vale 1,10 para talud o derrame y 2,15 para contornos verticales y estribos cortos (para y_1 aproximadamente igual a L).

Descripción de la instalación utilizada.

La instalación en la que se construyó el modelo es un canal de arenas, ver figura 2, de sección rectangular, de fondo plano, de 16,50 m de largo, 2,00 m de ancho y 0,60 m de profundidad. El suministro del agua al canal se realiza a través de dos tuberías, una de 8” y otra de 6” de diámetro, controladas a través de válvulas de compuerta de igual diámetro y alimentadas desde un tanque elevado de carga constante, que a su vez es servido por dos bombas, una de 30 HP y otra de 20 HP; desde la cisterna de almacenamiento, ubicada abajo de dicho tanque.

Instrumentación. Medición de la profundidad de socavación

Las mediciones de la profundidad del foso de socavación se efectuaron con un limnómetro (viajero, móvil) de punta, con aproximación de $\pm 0,10$ mm, montado en una barra tubular, graduada, de aluminio que se apoya sobre dos bases graduadas, paralelas al flujo y niveladas, ver figura 2.

Medición del gasto

El gasto se midió con un vertedor de pared delgada tipo Rehbock, de 0,20 m de carga máxima y 2 m de ancho, cubriendo el rango de gastos requeridos. El vertedor se colocó en el extremo final del canal de arenas.



Figura 2. Limnómetro viajero, para medir la profundidad de socavación.

Medición del tirante y la carga de agua sobre el vertedor

El tirante y la carga de agua sobre el vertedor se midieron con un limnómetro de gancho, con aproximación a 0,10 mm, colocado en la pared izquierda del canal de arenas y dentro de un depósito de acrílico transparente conectado con orificios al flujo del canal.

Medición de la velocidad

Para medir la velocidad, se utilizó un velocímetro electrónico digital de mini hélice de 1 cm de diámetro.

03 EL MODELO

El modelo hidráulico se instaló en el canal de arenas, figuras 3 a 5, y la dimensión del ancho del canal a utilizar se determinó con base en el rango de gasto disponibles y en la velocidad crítica de inicio del movimiento del material (arena gruesa), que formó el lecho del cauce. De acuerdo con el procedimiento siguiente: determinación del rango de gastos disponibles (calibración de las válvulas de suministro), determinación de la granulometría del material del fondo, determinación de la velocidad crítica de inicio del movimiento del material del fondo y obtención del ancho del canal, en la zona de experimentación (Fragoso et al. 2016).

Determinación del rango de gastos disponibles

Para obtener el rango del gasto disponible en la instalación donde se construyó el modelo, se requirió calibrar las válvulas de admisión, lo cual consistió en una serie de actividades para conocer el gasto que pueden suministrar las válvulas, para diferentes aperturas. Finalmente, se obtuvo que el rango de gastos fue: $Q_{\text{máx}}=64,5$ L/s y $Q_{\text{mín}}=6,5$ L/s; para la primera etapa de ensayos, pues en la segunda etapa, después de una rehabilitación del equipo de bombeo, se alcanzó un $Q_{\text{máx}}=135,2$ L/s y el mismo $Q_{\text{mín}}=6,5$ L/s, dividiendo al proyecto en estas dos etapas.

Determinación de la granulometría del material del fondo

La granulometría del material seleccionado para representar el fondo erosionable, se determinó mediante un análisis mecánico.

Los diámetros característicos obtenidos son:

$$D_{90} = 4,190 \text{ mm}$$

$$D_{70} = 2,896 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 2,120 \text{ mm}$$

Su peso específico relativo seco es de:

$$\gamma' = 1,302$$

Determinación de la velocidad crítica o de inicio de movimiento del material del fondo

La velocidad crítica o de inicio de movimiento del material del fondo, se obtuvo experimentalmente en un canal de pendiente variable, resultando una velocidad de inicio de movimiento de 0,28 m/s.

Obtención del ancho del canal, en la zona de experimentación

El ancho del canal para el modelo, que proporcionó aproximadamente la velocidad crítica de inicio del movimiento y que no produjera efectos de escala y fenómenos perturbadores ocasionados por el rebote de la estela del agua en la pared del canal, se determinó considerando: el gasto máximo disponible, para la etapa 1, la velocidad crítica promedio de inicio del movimiento (obtenida previamente), tirante máximo ($d = 20$ cm) y a la ecuación de continuidad. Se obtuvo un ancho de 1,5 m.

Escala del modelo

Generalmente la selección de escalas lineales, se realiza buscando que el modelo resulte lo más grande posible, siempre y cuando lo permita el presupuesto, el espacio, el tiempo, la instrumentación, las rugosidades a reproducir, así como la alimentación de agua; y que el efecto de escala sea lo más reducido posible. Por lo anterior se seleccionó la escala de longitudes, EL, de 1:20,

que es la mayor escala recomendada, (Vergara 1993); para este tipo de estudios en modelos sin distorsión.

Ahora bien, como la socavación al pie de estribos es un fenómeno de flujo a superficie libre, las fuerzas que predominan en él son: las fuerzas de inercia y de gravedad, por lo que las demás escalas se obtuvieron aplicando el Criterio de Similitud de Froude, resultando las siguientes escalas de utilidad en el estudio:

$$E_L = 20 ; E_V = 4,472 ; E_T = 4,472 \text{ y } E_Q = 1778,85$$

Siendo estas las escalas de líneas, de velocidades, de tiempos y la de gastos.

La geometría y dimensiones del estribo del tipo estudiado, que se utilizó en el modelo, se elaboró de madera tratada, de pared vertical, cuyas dimensiones y geometría se muestran en la figura 3. Estas dimensiones se eligieron en función del ancho del canal, considerando, de manera conservadora, que es la mayor permisible para evitar efectos de escala y fenómenos perturbadores ocasionados por el rebote de las estelas del agua en la pared del canal.

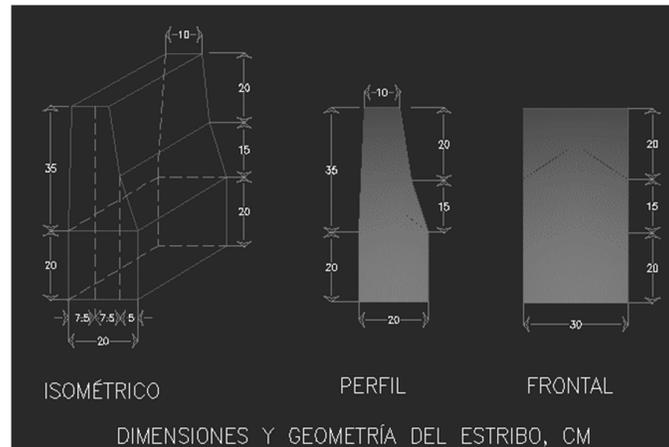


Figura 3. Geometría y dimensiones del estribo.

Calibración del modelo

Esta consistió en verificar que el equipo de bombeo y la instalación en que se estudió el modelo, estuviese en condiciones de proporcionar el flujo de agua requerido para los ensayos, en un rango de gastos comprendido entre 6,5 a 135,5 L/s y además se determinó el tiempo de duración de los ensayos, de forma tal, que se pudiera determinar la profundidad de socavación máxima al pie del estribo, solo con “lecho vivo” (velocidades medias mayores a la velocidad crítica), en el modelo.

Primero se efectuó la calibración de las dos válvulas, con las que se controlaba la alimentación de agua al modelo, de 6” y 8” de diámetro, y se verificó que el vertedor rectangular, de pared delgada, tipo Rehbock, previamente calibrado en el laboratorio cumpliera con la ecuación 3.

$$Q = 1,85(H)^{3/2} \quad (3)$$

Enseguida se determinó el tiempo de duración de los ensayos, para lo cual fue necesario realizar cuatro ensayos de calibración, con el estribo original y el gasto de agua máximo disponible, que en la primera etapa, como ya se presentó, fue de 64,5 L/s y diferentes tiempos (10, 20, 30 y 40 minutos) alternados estos en cada ensayo, (Fragoso et al. 2016).

El tiempo de 30 minutos fue el más adecuado, pues con más tiempo (40 minutos), se llegó al fondo del canal (pérdida total del material erosionable del modelo).

Metodología de los ensayos

La metodología para la ejecución de cada uno de los ensayos fue la siguiente:

- Colocar y asegurar la verticalidad del estribo en la margen izquierda del canal y en el centro de la zona de socavación.
- Nivelar mediante una regla de madera, el lecho erosionable.
- Cerrar completamente la válvula de desfogue del canal.
- Llenar lentamente el canal, evitando el movimiento del material del lecho, hasta un tirante de 35 cm, nivel de la cresta del vertedor.
- Establecer el gasto de ensayo mediante la operación de las válvulas de admisión, dando la apertura requerida para proporcionar el caudal del ensayo a cada una de las dos válvulas.
- Una vez establecido el gasto del ensayo, se establece el tirante del ensayo en forma gradual.
- Al llegar al nivel del tirante de ensayo, se inicia la cuenta del tiempo de duración del ensayo (30 minutos).
- Durante la duración del ensayo, efectuar lecturas del tirante y de velocidad del flujo a los 5, 15 y 29 minutos, toma de fotografías, toma de vídeos y toma de notas de observaciones de importancia.
- Al finalizar el tiempo de ensayo, cerrar inmediatamente las válvulas de alimentación y parar el funcionamiento del equipo de bombeo.
- Vaciar lentamente el canal, evitando el movimiento del material del lecho, mediante una apertura gradual de la válvula de desfogue.
- Esperar 30 minutos después de vaciar el canal, con el fin de que la zona de experimentación quede libre de agua.
- Una vez completamente libre de agua la zona de experimentación, se procede a medir la máxima profundidad de socavación con el limnómetro de punta viajero, ver figura 2.

Ensayos

Una cuestión importante es la del número total de ensayos. Es evidente de que cuantas más pruebas adecuadas se realicen, mayor será la precisión de las conclusiones a las que se llegue y de las leyes matemáticas que se obtengan. Así que se eligió un número que fuera representativo utilizando al máximo los recursos disponibles.

Se efectuaron 53 ensayos; 37 con duración de 30 minutos y 16 con duración de 60 minutos; estos últimos corresponden a la segunda etapa, donde al estribo se le instaló un alerón a 20° aguas arriba, mismo que redujo significativamente la profundidad de socavación y permitió un mayor tiempo de duración de los ensayos.

Los ensayos se realizaron en dos etapas con tres series la primera y una serie la segunda.

Primera etapa, serie 1

Se realizaron 7 ensayos (ver figura 4 y tabla 1). En esta serie, se probó el estribo original (sin alerones), los ensayos se efectuaron con el objeto de conocer la magnitud de la profundidad de socavación al variar el flujo (tirante, velocidad, gasto, número de Froude). Presentando profundidades de socavación máxima en prototipo desde 2,6 hasta 3,2 m.



Figura 4. Estribo original después del ensayo 5 serie1, con gran profundidad de socavación.

Tabla 1. Ensayos con estribo original.

Ensayo No.	Profundidad del flujo "d" en m	Velocidad media "V" m/s	Número de Fr del flujo	Profundidad socavación "ds" en m
1	4,05	2,68	0,425	2,94
2	4,07	2,68	0,426	3,23
3	4,25	2,72	0,420	2,87
4	4,23	2,68	0,416	2,83
5	4,27	2,72	0,423	3,00
6	4,26	2,68	0,414	2,73
7	4,26	2,68	0,414	2,93

Serie 2

En esta serie se realizaron otros 7 ensayos con el estribo original con alerones a 45° con respecto al eje del canal. Presentando una profundidad de socavación máxima en prototipo de 1,91 a 2,32 m. Es decir, se reduce la socavación que presentó el estribo original en un 27,5 % (ver figura 5 y tabla 2).



Figura 5. Vista del estribo con alerones a 45° y el limnómetro móvil.

Tabla 2. Serie 2. Ensayos con estribo con alerones a 45°.

Ensayo	Profundidad del flujo "d" (m)	Velocidad media "V" (m/s)	Número de Fr del flujo	Profundidad socavación "ds" (m)
1	4,62	2,77	0,41	2,22
2	4,61	2,73	0,40	1,91
3	4,02	2,73	0,44	2,32
4	4,01	2,68	0,43	2,24
5	4,02	2,77	0,44	2,29
6	4,20	2,73	0,43	2,30
7	4,61	2,68	0,41	2,18

Serie 3

En esta serie se realizaron 7 ensayos con el mismo estribo, pero con alerones a 30° con respecto al eje del canal. La profundidad de socavación máxima se redujo en un 85% de la máxima de la serie 1, por presentar profundidades de socavación máxima en prototipo de 0,31 a 0,46 m (ver tabla 3).

Tabla 3. Serie 3. Ensayos con estribo con alerones a 30°.

Ensayo	Profundidad del flujo "d" (m)	Velocidad media "V" (m/s)	Número de Fr del flujo	Profundidad socavación "ds" (m)
1	4,13	2,77	0,435	0,33
2	4,31	2,99	0,462	0,46
3	3,71	2,50	0,413	0,27
4	3,60	2,54	0,428	0,31
5	3,57	2,59	0,434	0,31
6	3,57	2,54	0,432	0,21
7	3,66	2,68	0,444	0,37
8	3,62	2,54	0,429	0,32
9	3,71	2,50	0,411	0,36

Etapa 2. Serie 4

En esta etapa se realizaron 16 ensayos, en que al estribo solo se puso un alerón a 20° aguas arriba del mismo, la profundidad de socavación máxima vario de 0,04 a 0,46 m (ver tabla 4 y figura 6).



Figura 6. Vista del canal después del ensayo 16, con estribo con alerón a 20°.

Tabla 4. Serie 4 con estribo y un alerón (aguas arriba) a 20°.

Ensayo	Profundidad del flujo "d" en m	Tiempo (min)	Velocidad media "V" (m/s)	Número de Fr del flujo	Profundidad socavación "ds" (m)
1	2,96	30	2,68	0,498	0,04
2	3,06	60	2,77	0,506	0,04
3	3,26	30	3,13	0,553	0,08
4	3,26	60	3,13	0,553	0,08
5	3,40	30	3,30	0,573	0,12
6	3,40	60	3,30	0,573	0,12
7	3,46	30	3,48	0,598	0,14
8	3,46	60	3,48	0,598	0,14
9	3,50	30	3,57	0,618	0,18
10	3,62	60	3,62	0,618	0,18
11	3,62	30	3,62	0,600	0,26
12	3,68	60	3,66	0,607	0,26
13	3,70	30	3,71	0,610	0,46
14	3,72	60	3,71	0,616	0,46
15	3,72	30	3,75	0,617	0,46
16	3,72	60	3,76	0,622	0,46

Es importante mencionar, que el objetivo del primer ensayo de esta serie, fue determinar sus efectos en la reducción de la profundidad de socavación máxima, puesto que presentó, condiciones hidrodinámicas similares a las 3 series anteriores, de la etapa 1 y en especial en la que se utilizó el estribo original (serie 1), que tuvieron valores de números de Froude de 0,41 a 0,46 y así determinar su influencia en la reducción de la profundidad de socavación máxima.

Por otro lado, un segundo objetivo de esta serie, fue determinar el comportamiento de la profundidad de socavación máxima, con respecto al número de Froude con valores mayores a 0,5. Un tercer objetivo, de esta serie, fue verificar si se había alcanzado la profundidad de socavación de equilibrio a los 30 minutos de duración del ensayo, por lo que se realizaron ensayos con las mismas condiciones hidrodinámicas y un tiempo de duración de 60 minutos, mismo que se pudo probar, ya que el estribo con un alerón a 20° aguas arriba, reduce la socavación significativamente, permitiendo tiempos de ensayos mayores a 30 minutos; observándose que efectivamente, la profundidad de socavación resultó la misma, pues ya se había alcanzado la profundidad de socavación de equilibrio.

04 EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS

Los resultados obtenidos en este proyecto fueron altamente satisfactorios, pues en la serie uno, ensayo 1, con el estribo original, la profundidad de socavación máxima bajo estas condiciones de flujo, presentó profundidades de socavación en prototipo desde 2,73 hasta 3,23 m (ver tabla 1 y figura 4).

En la serie 2, se probó el mismo estribo, pero con alerones laterales a 45°, la profundidad de socavación obtenida varió de 1,91 a 2,32 m. Lo que representa alrededor del 72 % de la profundidad de socavación máxima que presentó el estribo original, es decir redujo la profundidad de socavación del estribo original en un 28 % (ver tabla 2 y figura 5).

En la serie 3, con el estribo y alerones a 30°, la profundidad máxima de socavación del estribo original se redujo aproximadamente en un 85 %, pues presentó profundidades de socavación de 0,21 a 0,46 m (ver tabla 3).

En la serie de ensayos 4, se probó el mismo estribo pero con un alerón a 20° (aguas arriba), la profundidad de socavación máxima obtenida varió de 0,04 a 0,46 m (en prototipo). Del primer ensayo, con un $Fr=0,5$ que presentó una profundidad de socavación máxima de 0,04 m en prototipo, lo cual representa 1,23 % de la profundidad de socavación máxima generada por el estribo original (3,23 m), es decir la profundidad de socavación máxima se redujo en un 98,7 % (ver tablas 1 y 4 y figura 7).

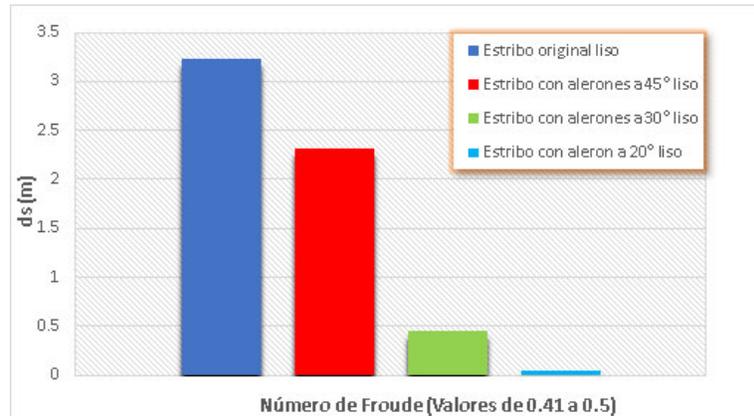


Figura 7. Profundidad de socavación máxima (dsm) de prototipo, que generaron los estribos.

En los ensayos restantes se fue incrementando el valor del número de Froude del flujo, presentando éste un valor de 0,50 a 0,622, la profundidad de socavación máxima en prototipo presentó valores de $ds= 0,04$ a $0,45$ m, de lo que se puede decir, que resultaron profundidades de socavación bajas o moderadas para velocidades medias del flujo de 2,68 a 3,76 m/s.

Los ensayos pares de esta serie 4, se realizaron con las mismas condiciones hidráulicas del ensayo anterior, pero con un tiempo de duración de 60 minutos, para probar si se alcanzaba en 30 minutos la profundidad de socavación de equilibrio, lo cual se comprobó, pues la profundidad de socavación fue la misma que se obtuvo en los ensayos ones, de 30 minutos de duración

05 CONCLUSIONES

Del desarrollo de los ensayos y su análisis, se derivan las conclusiones que aquí se presentan.

Con el estribo con alerón a 45° , se reduce la profundidad de socavación máxima que presentó la serie 1 en un 28 %.

Con el estribo con alerón a 30° , la profundidad de socavación máxima que presento la serie 1, se reduce en un 85%.

Con el estribo original con un alerón a 20° (aguas arriba), la profundidad de socavación máxima obtenida en la serie 1, se reduce en un 98 % (ver tablas 1 y 4 y figura 7). Es decir, se cumple la hipótesis de partida.

Con el estribo con un alerón a 20° , aguas arriba, se alcanzó la profundidad de socavación máxima de equilibrio en 30 minutos; y se obtuvieron valores de profundidades de socavación máximas moderadas en prototipo (de 0,04 m a 0,46 m) con números de Froude del flujo, de 0,50 a 0,62; y velocidades medias desde 2,68 a 3,76 m/s, (ver tabla 4).

RECONOCIMIENTO

Este trabajo se realizó en el Laboratorio de Ingeniería hidráulica de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Adolfo López Mateos y fue financiado por la Secretaría de Investigación y Posgrado, del Instituto Politécnico Nacional de México.

06 REFERENCIAS

- Ettema R., Yoon B., Nakato T. and Muste M.** (2004). "A review of scour condition and scour estimation difficulties for bridge abutments". *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 8 no. 6, pp 643-650, ISSN 1976-3808.
- Fragoso S. L., Ruiz y Z. F. J. R., Viguera, M. L. P., Rosales, F. G. V. y Teoyotl F. J. C.** (2016). "Socavación al pie de estribos cortos de puentes en ríos". Reporte final de investigación, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Unidad Zacatenco, Número de registro 20151284, Secretaría de Investigación y Posgrado, del Instituto Politécnico Nacional de México.
- Guevara A.** (2003). "Socavación en puentes". Facultad de Ingeniería, Editorial Universidad del Cauca, Pp. 255-270, ISBN 978-958-590-354-8. Popayán, Colombia.
- Liu H.K., Chang F.M. and Skinner M.M.** (1961) "Effect of bridge constriction on scour and back water", Civil Engineering Report, Colorado State University, USA.
- Melville B.W.** (1992). "Local scour at Bridge Abutments", Paper and discussion, *Journal of Hydraulic Engineering*; vol. 118, issue 4, pp. 615-631, ISSN 1943-7900; ASCE, USA.
- Melville B.W.** (1995). "Bridge Abutments scour in compound channels". *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 121, issue 12, pp. 863-868, ISSN 1943-7900; ASCE, USA.
- Melville B.W. and Coleman S.E.** (2000). "Bridge Scour". USA/Canada. Water Resources Publications, LLC. Pp. 550, ISBN 1887-201-18-1. Highland Ranch, Colorado, USA.
- Vergara S.** (1993). "Técnicas de Modelación en Hidráulica". Editorial Alfa Omega, pp. 163 y 164; ISBN 968-6223-76-2. Ciudad de México, México.

CONFLICTO DE INTERESES

Los autores no declaran conflictos de intereses.

CONTRIBUCIÓN DE LOS AUTORES

Lucio Frago Sandoval

<https://orcid.org/0009-0005-5092-9066>

Realizó la dirección del proyecto de investigación, participó en el análisis de resultados, en la redacción del informe final, y en la formulación de las conclusiones.

Jaime Roberto Ruiz y Zurvia Flores <https://orcid.org/0009-0005-0676-4858>

Trabajó en la planeación y desarrollo de la investigación, en el procesamiento de datos haciendo contribuciones en su análisis e interpretación y en la redacción final.

Gisela Vania Rosales Fuentes <https://orcid.org/0009-0007-5920-7101>

Participó en la búsqueda de información bibliográfica, en el desarrollo de los ensayos, en las mediciones realizadas en el modelo, en su procesamiento y análisis, además en la redacción final