

Métodos para el cálculo de la socavación local en pilas de puentes

Methods for quantification of local scour at bridge piers

ANTONIO CAMPA RODRIGUEZ¹, FERNANDO RAFAEL ASTORGA BUSTILLOS^{1,2}

Recibido: Diciembre 4, 2013

Aceptado: Junio 19, 2015

Resumen

La socavación local en las pilas y estribos es la principal causa de fallas de los puentes. El objetivo de esta investigación fue evaluar las metodologías para el cálculo de la socavación local en las pilas de puentes. Se analizaron 11 métodos para el cálculo de la socavación en pilas de puentes. Se evaluaron los parámetros que contemplan las metodologías más utilizadas para el cálculo de socavación local en pilas, considerando sus ventajas y desventajas. Para el análisis se agruparon los parámetros en tres tipos: hidráulicos (velocidad, tirante y peso específico), geométricos (ancho, forma y ángulo de ataque) y geotécnicos (diámetro de partículas y peso específico). Los parámetros más utilizados en los métodos evaluados son los geométricos, posteriormente los hidráulicos y los menos utilizados son los parámetros geotécnicos del material del cauce. La mayoría de los autores coinciden que las variables que influyen en el fenómeno de socavación local de las pilas de los puentes en orden de importancia son: las dimensiones transversales de la pila, la velocidad de la corriente y su tirante, finalmente la granulometría del material del cauce.

Palabras clave: erosión, partículas en suspensión, velocidad de erosión, vórtices.

Abstract

Local scour at piers and abutments is the main cause of failure in bridges. The objective of this research is a review of methodologies for calculating the local scour at pier piers of bridges. 11 methods for the calculation of scour of the piers of bridges were analyzed. It was compared what parameters contemplated each considering their advantages and disadvantages. For the analysis, the parameters were grouped into three types: hydraulic (velocity, depth and specific gravity), geometric (width, shape and angle of attack) and geotechnical (particle diameter and specific gravity). The most commonly used parameters are geometrical, and then hydraulic and least used are the geotechnical parameters of the channel material. Most authors agree that the variables that influence the phenomenon of local scour of the piers of bridges in order of importance are: the transverse dimensions of the pier, the current velocity and depth, and finally the granulometry of the riverbed material.

Keywords: erosion, suspended particles, erosion velocity, vortex.

¹ Universidad Autónoma de Chihuahua. Facultad de Ingeniería. Circuito No. 1, Campus Universitario 2. Chihuahua, Chih., programa de Doctorado en Ingeniería.

² Dirección electrónica del autor de correspondencia: fastorga@uach.mx.

Introducción

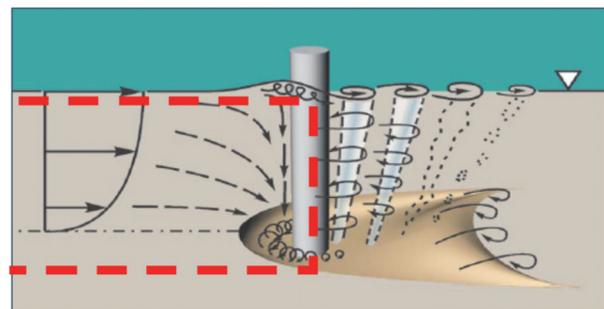
La socavación es un fenómeno natural causado por la acción de la erosión del agua que fluye en los cauces de ríos y canales. La socavación local es la eliminación de los sedimentos alrededor de los elementos estructurales que se encuentran en el flujo del agua. Esto significa el descenso del nivel del lecho del río por la erosión del agua, de tal manera que hay una tendencia para exponer la cimentación de los puentes como resultado de la acción erosiva de las corrientes de agua, a medida que la erosión progresa continuamente, socava los cimientos de la estructura originando el colapso de ésta (Khwairakpam y Mazumdar, 2006).

Según el modo de transporte de los sedimentos desde aguas arriba del flujo, las formas de socavación local se clasifican en socavación en agua clara y socavación en lecho móvil. La socavación en agua clara se produce cuando el sedimento es removido de la fosa de erosión pero no existe reabastecimiento del hueco socavado; mientras la socavación en lecho móvil se produce cuando hay un transporte de sedimentos, por lo que parte de este sedimento se queda atrapado en el hueco de socavación (Dey *et al.*, 1995). Solo en Estados Unidos, la socavación en las pilas de los puentes es la principal causa de falla en más de 487,000 puentes (Landers y Mueller, 1996). Varios investigadores como Lefter (1993), la FHWA (1998) y Antunes (2005) la han reportado que la causa principal del colapso de los puentes en Estados Unidos es la socavación.

La mayoría de las fallas de los puentes en el mundo son por socavación, principalmente debido a la socavación de sus pilas o estribos, habiéndose determinado que el 50% de las fallas se deben a este fenómeno (Richardson, 1999). Otros estudios referentes a puentes y obras menores elevan el porcentaje de falla por socavación a un 90% del total de los casos (Smith, 1979). En México se carecen de estudios referentes, sin embargo, la experiencia en casos atendidos en diversas dependencias relacionadas con la infraestructura de las vías terrestres, permite estimar que la socavación es la causa del 90% de los colapsos en los puentes (Solares, 1989).

La socavación local en las pilas de los puentes es causada por el cambio de dirección de las líneas de corriente, la turbulencia, la aceleración del flujo y los vórtices resultantes inducidos por la obstrucción al flujo (Raudkivi, 1986). En las pilas dentro del cauce, se producen una serie de turbulencias, las cuales hacen que el nivel del río descienda especialmente junto a estas estructuras, alrededor de las pilas se forma una fosa profunda por socavación, producida por un sistema de vórtices generados por la interferencia que la pila causa al flujo. El mecanismo que produce la socavación está asociado a la separación tridimensional del flujo en la cara aguas arriba de la pila y a un vórtice periódico al pie de ella, en la Figura 1 podemos apreciar el comportamiento del flujo en una pila cilíndrica (Dargahi, 1990).

Figura 1. Comportamiento del flujo en una pila cilíndrica (Ettema *et al.*, 2011).



Existen una gran cantidad de métodos para el cálculo de la socavación local alrededor de pilas. La mayoría de las ecuaciones son aplicables para cauces aluviales y no consideran

la posibilidad de que materiales más gruesos presentes en el lecho acoracen el hueco de socavación, lo que limitaría su profundidad. Los métodos más conocidos desarrollados para calcular la socavación local en pilas son: Laursen y Toch (1956), su adaptación de Neill (1964); al método de Larras (1963); Arunachalam (1967); Carsten (1966); Maza y Sánchez (1968); Yaraoslavtziev (1969); Breusers, Nicollet y Shen (1977); Melville y Sutherland (1988); Froehlich (1991) y el Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU), (1995). Los estudios de investigación más recientes son los de Ettema *et al.* (1998), Sheppard y Miller (2006). A la fecha no existe ninguna solución rigurosa ni exacta, la mayor parte de los métodos que se emplean en la actualidad están basados en datos de laboratorio, los cuales exhiben importantes limitaciones, tales como rangos restringidos de los parámetros, efectos de escala y hasta inadecuados ajustes de las ecuaciones matemáticas para describir las tendencias observadas (Farias *et al.*, 2009).

En la presente investigación, se plantea el problema de la socavación local en las pilas de los puentes, se analizan algunos métodos de amplia difusión a nivel mundial, puntualizándose algunas deficiencias importantes de los mismos y se proponen nuevas líneas a investigar para mejorar el cálculo de la socavación local. Los beneficiarios con esta investigación serán los usuarios de las carreteras, los interesados en este tema tanto de las universidades como las dependencias de gobierno involucradas en la construcción y conservación de carreteras.

Metodología

Existen diversos métodos para el cálculo de la socavación local en pilas, la mayor parte están basados en datos de laboratorio con una serie de limitaciones, las que no representan las condiciones reales del fenómeno, permitiendo únicamente realizar solo la estimación de la socavación. A pesar de que existen investigaciones con diferentes enfoques de la ingeniería, los puentes siguen colapsándose, debido a que este es un fenómeno muy complejo de estudiar.

Para evaluar estas metodologías se estudiaron once métodos dedicados al cálculo de socavación local en pilas con el fin de detectar sus fortalezas, pero al mismo tiempo detectar qué les falta para que se conviertan en métodos más confiables. El análisis fue a través de una revisión bibliográfica.

1. Método Laursen y Toch
2. Método de Larras
3. Método de Carsten
4. Método de Arunachalam
5. Método de Maza-Sánchez (UNAM)
6. Método de Yaroslavtziev
7. Método de Breusers, Nicollet y Shen
8. Método de Melville y Sutherland
9. Método de Froehlich
10. Método de la Universidad Estatal de Colorado (FHW)
11. Método de Sheppard y Miller

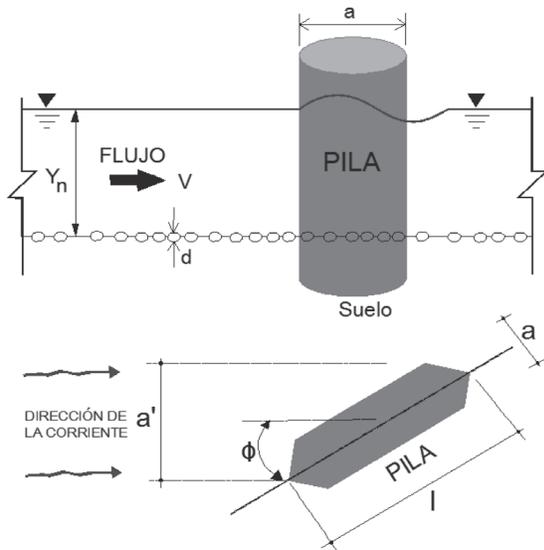
Se analizaron los principales parámetros que intervienen en el proceso de erosión de las pilas (ver Figura 2):

Los geométricos: ancho de la pila (a), forma de la pila y ángulo de ataque de la corriente (ϕ); *los hidráulicos:* la velocidad de la corriente aguas arriba de la pila (V), el tirante hidráulico frente a la pila (Y_n) y peso específico del agua (γ_w); y *los geotécnicos:* diámetro de partículas de suelo (d) y el peso específico del suelo (γ_s).

Hay un gran número de métodos y ecuaciones en la literatura para la estimación de socavación local en las pilas de los puentes. La mayoría, si no todas, de estas ecuaciones son empíricas y se obtienen a partir de los datos de laboratorio de experimentos con flujo estacionario. Debido a la complejidad del flujo y del transporte de sedimentos asociados con los procesos de la socavación local, hay una serie de grupos dimensionales necesarios para caracterizar completamente la socavación. Muchos de estos grupos, tales como la relación de la profundidad del agua con el diámetro de la estructura, pueden mantenerse constantes entre el modelo del laboratorio y la estructura

del prototipo, la mayoría de los experimentos de laboratorio se llevan a cabo con los sedimentos próximos a escala prototipo (Jones y Sheppard, 2008).

Figura 2. Principales parámetros que intervienen en el proceso de socavación de pilas.



ángulo de ataque del flujo y a es el ancho de la pila (en metros). Para fondos de sedimentos sueltos más finos, el método debería utilizarse con reservas, siendo inaplicable para sedimentos muy finos de gran cohesión. No considera la velocidad media de la corriente, para este método, dicha velocidad es inexistente, ya que si varía la velocidad se mantiene el equilibrio entre suministro y capacidad de extracción de los sedimentos. El método no toma en cuenta ningún parámetro geotécnico del material del fondo, únicamente los parámetros de la geometría de la pila, tirante del flujo y el ángulo de incidencia de la corriente (Laursen y Toch, 1956).

Método de Larras (1963).

El método propone una ecuación teórico-práctica deducida de mediciones de socavación tomadas en varios puentes franceses después de haberse producido la creciente. Larras se concentró en la máxima profundidad de socavación para condiciones próximas a velocidad crítica del movimiento de sedimentos (Juárez y Rico, 1984).

$$d_s = 1.05K_f K_\phi a^{0.75} \quad (2)$$

Método de Laursen y Toch (1956).

Este método fue desarrollado en el Instituto de Investigación Hidráulica de Iowa, fue confirmado con algunas mediciones en el río Skunk realizadas por Hubbard y Laursen en 1955. Se desarrolló bajo condiciones de transporte continuo de sedimentos. El método es aplicable para suelos arenosos, no está claro si se puede aplicar para gravas, pero definitivamente no es válido para el caso de boleas, la ecuación general del método es:

$$d_s = K_f K_g K_\phi a \quad (1)$$

En donde d_s es la profundidad de socavación local medida a partir del fondo del cauce (en metros), K_f es el coeficiente que depende de la forma de la pila, K_g es el coeficiente que depende de la relación H_s/a , H_s es el tirante del agua después de la socavación por contracción (en metros), K_ϕ es el coeficiente que depende del

La fórmula de Larras permite un cálculo rápido, sencillo y con resultados conservadores, es de uso práctico al considerar solo las características geométricas de la pila, no considera ningún parámetro geotécnico del material del fondo. El máximo absoluto de la profundidad de socavación es distinto al del equilibrio. Es uno de los pocos autores que realiza estudios con variadas formas de las pilas. Aplicable solo en el caso general de alturas de agua superiores a 30 o 40 veces del diámetro del sedimento y de secciones con menos del 10% de contracción (Juárez y Rico, 1984).

Método de Arunachalam (1967).

Arunachalam realizó una modificación de la ecuación de Englis-Poona (1948) y propuso la siguiente expresión (Breusers, Nicollet y Shen, 1977):

$$d_s = 1.334q^{2/3} \left[1.95 \left(\frac{1.334q^{2/3}}{a} \right)^{-1/6} - 1 \right] \quad (3)$$

Donde q es el caudal unitario aguas arriba del puente ($m^3/s\cdot m$). El método solo toma en cuenta el ancho de la pila y el caudal unitario de la corriente, no considera el tirante hidráulico ni el ángulo de aplicación de la corriente. El método no especifica el rango de aplicación en cuanto al tipo de régimen de la corriente, ni las características geotécnicas del material de fondo para el que fue desarrollado.

Método de Carsten (1966).

Carsten encontró la siguiente expresión para condiciones de socavación en lecho móvil (Shen y Schneider, 1969):

$$d_s = 0.546a \left(\frac{N_s - 1.25}{N_s - 5.02} \right)^{5/6} \quad (4)$$

$$N_s = \frac{V}{\sqrt{\Delta g D}} \quad (5)$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (6)$$

Donde N_s es el número del sedimento, Δ es la densidad relativa cuyo valor común para cuarzos es de 1.65, D es el tamaño del sedimento y g es la aceleración de la gravedad. La ecuación se puede usar en cualquier sistema de unidades compatibles y es de las pocas que involucra el efecto del tamaño del sedimento y su peso específico, no especifica para qué tipos de materiales es aplicable el método, pero sí especifica que es aplicable solo para pilas circulares, no considera la existencia de una profundidad de equilibrio en ausencia de aporte de sedimentos. La ecuación es aplicable para socavación en agua clara y en lecho móvil.

Método de Maza-Sánchez (UNAM, 1968).

Es un método aplicable para lechos cubiertos por arena y grava. Para su aplicación el método se basa en el uso de curvas elaboradas a partir de resultados experimentales de laboratorio en investigaciones realizadas en la División de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México. Las curvas se derivaron con materiales de diámetro entre 0.17 mm y 0.56 mm. Es recomendable que el método sea aplicable solo para suelos con diámetros dentro de este rango. Los parámetros que intervienen en el método son: profundidad del flujo, ancho de la pila, número de Froude y el ángulo de ataque del flujo sobre la estructura (Maza y Sánchez, 1968; Juárez y Rico, 1984).

El número de Froude (F_r) está dado por la siguiente ecuación:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gH_s}} \quad (7)$$

Método de Yaroslavtziev (1969).

El criterio de Yaroslavtziev es el resultado de las mediciones realizadas en la anterior Unión Soviética, este investigador considera dos casos, uno cuando el fondo del río está formado por materiales no cohesivos, y otro cuando está formado por materiales cohesivos. Los parámetros que utiliza el método son la velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila (V), la profundidad de la corriente (Y_n), el ángulo de incidencia de la corriente (ϕ), la geometría de la pila, el tipo de suelo y el diámetro de los granos del sedimento, este investigador fue de los primeros en tomar en cuenta parámetros geotécnicos en el fenómeno de socavación, ya que la mayoría de los investigadores de su época, solo consideraban los parámetros hidráulicos y geométricos de las pilas (Juárez y Rico, 1984).

La ecuación para suelos sin cohesión es:

$$d_s = k_f k_\theta (e + k_h) \frac{V^2}{g} - 30d_{85} \quad (8)$$

Donde e es un coeficiente de corrección, cuyo valor depende del sitio donde se coloca la pila, K_h considera la profundidad de la corriente aguas arriba luego de la socavación general, d_{85} es el diámetro característico que indica que el 85% del peso del material del cauce en estudio, lo constituyen partículas de diámetro menores a él, obtenido a partir de la curva granulométrica del material.

Cuando el material de fondo tiene un diámetro inferior a 0.5 cm, Yaroslavtziev recomienda suprimir el segundo término de la fórmula. Si dos estratos adyacentes tuviesen granulometrías muy diferentes, se debe tomar el de mayor d_{85} de ambas granulometrías, ya que al ser afectados conjuntamente por la socavación, los sedimentos se mezclarán.

Para el caso de suelos cohesivos, el método utiliza la misma ecuación que para los suelos granulares, con la salvedad de que en lugar del diámetro d_{85} utiliza un diámetro equivalente d_{e85} , que en un material granular producirá la misma socavación (Juárez y Rico, 1984).

Yaroslavtziev advierte que su fórmula para suelos granulares puede conducir a errores cuando:

Y_n/a sea menor de 2 y la pila esté desviada respecto a la corriente, y

Y_n/a sea menor de 1.5 y esté o no desviada, según Maza (1968).

En suelos cohesivos es muy probable que durante el tiempo que dura una avenida no se llegue a alcanzar la profundidad total de socavación obtenida mediante este cálculo, puesto que la degradación del fondo en un suelo cohesivo es más lenta que en un suelo arenoso. Yaroslavtziev y Cartens (1966), fueron de los primeros investigadores que analizaron la importancia del diámetro del sedimento del fondo del cauce.

Método de Breusers, Nicollet y Shen (1977).

El método de Breusers, Nicollet y Shen fue desarrollado en la década de los setenta (Breusers, 1984).

$$d_s = af_1\left(\frac{V}{V_c}\right)f_2\left(\frac{h}{a}\right)f_3(forma)f_4\left(K_\phi \frac{l}{a}\right) \quad (9)$$

De la ecuación V_c es la velocidad crítica para inicio del movimiento de partículas de fondo, h es la profundidad del agua, l es la longitud de la pila, f_1 es un parámetro que depende de la relación entre la velocidad media del flujo y la velocidad crítica para inicio del movimiento de partículas de fondo, f_2 , es un parámetro que depende de la relación entre el tirante del flujo y el ancho de la pila, f_3 es un parámetro que depende de la forma de la pila y f_4 es un parámetro en función del ángulo de ataque del flujo y la relación entre la longitud de la pila y el ancho de la pila.

El método no considera ningún parámetro geotécnico del material de fondo, por lo que no especifica si es aplicable a cualquier tipo de material. En el método únicamente intervienen los parámetros hidráulicos y geométricos de las pilas.

Método de Melville y Sutherland (1988).

El método fue desarrollado en la Universidad de Auckland (Nueva Zelanda) y está basado en curvas envolventes de datos experimentales, obtenidos en su mayoría de ensayos de laboratorio. Según Ettema (1990), el método propuesto por Melville para estimar profundidades de socavación de equilibrio en pilas, es mejor que otros métodos recomendados en algunas guías para diseño de los Estados Unidos, ya que ilustra sobre la sensibilidad de la socavación ante parámetros como caudal, sedimentos del lecho y condiciones de la pila.

Sin embargo, Ettema (1990), también argumenta, que por tratar de considerar los efectos más significativos sin un reconocimiento adecuado de las incertidumbres sobre las condiciones bajo las cuales la socavación se presenta, el método puede llegar a ser en algunos casos muy preciso. El método adolece de problemas relacionados con el uso conjunto de los factores de corrección por ángulo de

ataque y por la forma de la pila, por la manera como se considera el efecto de la velocidad del flujo y del tamaño de los sedimentos. Ettema (1990) se inclina por usar la expresión simplificada $d_s = 2.4a$.

La estimación de la profundidad de socavación según Melville (1988), está basada en la socavación máxima que es posible obtener en una pila cilíndrica, la cual es $2.4a$. De acuerdo con el método, esta profundidad máxima se reduce afectándola por ciertos factores que consideran condiciones de agua clara, posibilidad de acorazamiento, profundidades pequeñas del agua, tamaño del sedimento, forma y alineamiento de la pila.

$$d_s = aK_i K_h K_D K_\sigma K_f K_\phi \quad (10)$$

De la cual K_i es un factor de corrección por intensidad del flujo, K_D es el factor de corrección por tamaño del sedimento, K_σ es un factor de corrección por gradación del sedimento.

Método de Froehlich (1991).

Una ecuación desarrollada por el Dr. David Froehlich, la cual es usada por el programa HEC-RAS (1998) como una alternativa a la ecuación de la Universidad Estatal de Colorado:

$$d_s = 0.32K_f (a')^{0.62} h^{0.47} Fr^{0.22} D_{50}^{-0.09} + a \quad (11)$$

Donde a' es el ancho proyectado de la pila con relación al ángulo de ataque del flujo, a es adicionado como un factor de seguridad y D_{50} es el diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor, obtenido de la curva granulométrica del material (HEC-18, 2001).

Para pilas con punta circular alineadas con el flujo se tiene:

$$d_s \leq 2.4a \text{ para } Fr \leq 0.8$$

$$d_s \leq 3.0a \text{ para } Fr > 0.8$$

Si la profundidad de socavación se analiza para un caso particular, Froehlich sugiere que no se adicione el factor de seguridad a al final de la ecuación. El programa HEC-RAS (1998) siempre adiciona este factor de corrección (HEC-18, 2001).

Método de la Universidad Estatal de Colorado (FHWA, 1995)

Este método fue presentado como norma de diseño por la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (FHWA), es una ecuación desarrollada por la Universidad Estatal de Colorado (CSU) para el cálculo de la socavación local en pilas, tanto en agua clara como en lecho móvil. Esta ecuación fue desarrollada con base en análisis dimensional de los parámetros que afectan la socavación y análisis de datos de laboratorio. Es el método más usado en los Estados Unidos de América (HEC-18, 2001) y es uno de los dos que usa el programa HEC-RAS (1998).

$$\frac{d_s}{h} = 2.0K_f K_\phi K_c K_a \left(\frac{a}{h}\right)^{0.65} Fr^{0.43} \quad (12)$$

Para pilas con punta circular alineadas con el flujo aplica la misma regla que en el método de Froehlich.

En donde K_c es un factor de corrección por la forma del lecho, usualmente igual a 1.1, K_a es un factor de corrección por acorazamiento del sedimento del lecho. Este factor fue introducido en la versión corregida de HEC-18 (1993) publicada en 1995.

La FHWA estableció limitaciones para la aplicación del coeficiente por acorazamiento, este coeficiente se aplica solo cuando $d_{50} > 60$ mm, valor mínimo de $K_a = 0.7$. La experiencia ha demostrado que para pilas muy anchas el método da valores muy superiores a los reales. Igual situación ocurre cuando se calcula la socavación para cimientos anchos. Sin embargo, este método es el más utilizado especialmente, por su carácter de norma

obligatoria en los Estados Unidos. Este método se basa en una curva envolvente de eventos de máxima socavación, lo que conlleva a que los resultados obtenidos sean conservadores. El valor de b que se utiliza en la fórmula, debe ser el valor del ancho del pilar cerca al fondo del cauce después de tomar en cuenta tanto la degradación a largo plazo como la socavación por contracción del cauce (HEC-18, 2001).

Es uno de los pocos métodos, que junto con el de Nueva Zelanda, analiza la importancia del acorazamiento en la socavación en torno a los pilares. Para este autor el acorazamiento y engrosamiento de las capas superficiales tiende a reducir la socavación.

Método de Sheppard y Miller (2006).

El conjunto de ecuaciones de Sheppard y Miller (2006) está basado en la consideración de varias investigaciones previas, consolidando resultados obtenidos a través de varios años de experimentos llevados en la FHWA, algunos aspectos de la escuela europea de erosión local, fundamentalmente holandesa, a partir de las investigaciones de experimentos propios, así como mediciones de campo. Las ecuaciones incluyen la importante observación sobre la dependencia normalizada de la profundidad de socavación local de a/D_{50} en incrementos hasta que el valor de a/D_{50} sea igual a 40, en el que el punto de dependencia comienza a disminuir (Farias *et al.*, 2009 y NCHRP, Report No. 682, 2011).

Las ecuaciones propuestas por Sheppard y Miller (2006) para la estimación de la socavación local en pilas simples, se diferencian según sea la condición del flujo de aproximación en cuanto al transporte de sedimentos.

Para socavación en agua clara ($0.47 < V/V_c < 1.0$), la fórmula para d_s se expresa en función del producto de tres funciones principales:

$$\frac{d_s}{a} = 2.5 f_1\left(\frac{h}{a}\right) f_2\left(\frac{V}{V_c}\right) f_3\left(\frac{a}{D_{50}}\right) \quad (13)$$

Para socavación en lecho vivo hasta alcanzar el pico de lecho vivo ($1 < V/V_c < V_{lp}/V_c$):

$$\frac{d_s}{a} = f_1\left(\frac{h}{a}\right) \left[2.2 \left(\frac{V}{V_c} - 1\right) + 2.5 \left(\frac{V_{lp} - V}{V_c - V_c}\right) f_3\left(\frac{a}{D_{50}}\right) \right] \quad (14)$$

Y para socavación en el lecho vivo con rango por encima del pico de lecho vivo ($V/V_c > V_{lp}/V_c$):

$$\frac{d_s}{a} = 2.2 f_1\left(\frac{h}{a}\right) \quad (15)$$

En donde V_{lp} es la velocidad límite de erosión en lecho viva ($0.5V_c$) y las funciones f_1 , f_2 , y f_3 se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$f_1\left(\frac{h}{a}\right) = \tanh\left[\left(\frac{h}{a}\right)^{0.4}\right] \quad (16)$$

$$f_2 = \left(\frac{V}{V_c}\right) = 1 - 1.2 \left[\ln\left(\frac{V}{V_c}\right)\right]^2 \quad (17)$$

$$f_3\left(\frac{a}{D_{50}}\right) = \left[\frac{\frac{a}{D_{50}}}{0.4 \left(\frac{a}{D_{50}}\right)^{1.2} + 10.6 \left(\frac{a}{D_{50}}\right)^{-0.13}} \right] \quad (18)$$

Discusión

La evaluación de cada uno de los métodos descritos en el apartado anterior se puntualiza en el Cuadro 1, en el cual se muestra una descripción detallada de las condiciones, ventajas y desventajas que aportan estos métodos.

Cuadro 1. Análisis de los métodos para el cálculo de socavación local en pilas.

Autor	Condiciones	Ventajas y desventajas
Laursen y Toch	Para condiciones de flujo subcrítico, para números de Froude muy pequeños (< 0.5). Válido únicamente para el caso de erosión local con arrastre generalizado de sedimento. Solo para arenas, no está claro si se puede aplicar para gravas, inaplicable para sedimentos muy finos, de gran cohesión.	Es uno de los primeros métodos que considera la influencia de la geometría de la sección y su orientación con respecto al flujo. Además considera otras formas de pilas además de la circular, como la rectangular, semicircular, elíptica y lenticular. No considera ningún parámetro geotécnico del material del cauce.
Método de Larras	El máximo absoluto de la profundidad de socavación es distinto al del equilibrio. Es independiente del tirante y del diámetro del sedimento. Solución excesivamente simple del problema, la profundidad de socavación solo está en función de las características de la pila (resultados conservadores). Aplicable solo en el caso general de alturas de agua superiores a 30 o 40 veces del diámetro del sedimento y de secciones con menos del 10% de contracción.	Es de uso práctico, permite un cálculo rápido y sencillo con resultados conservadores. Al considerar solo las características de la pila, es uno de los pocos autores que realiza estudios con variadas formas de pilas.
Método de Arunachalam	El método no considera el tirante ni el ángulo de aplicación de la corriente. No especifica el rango de aplicación en cuanto al tipo de régimen de la corriente ni las características geotécnicas del material de fondo para el que fue desarrollado el método.	Muy simple de aplicar. El método solo toma en cuenta el ancho de la pila y el caudal unitario de la corriente.
Método de Carsten	Solo para pilas circulares, por lo que no considera ángulo de incidencia de la corriente. No considera la existencia de una profundidad de equilibrio en ausencia de aporte de sedimentos.	Introduce el diámetro del sedimento como variable. Considera dos condiciones: cuando existe aporte de sedimentos a la fosa de socavación y cuando no hay aporte de sedimentos.
Método de Maza-Sánchez (UNAM)	Para números de Froude menores de 0.6. No toma en consideración el diámetro del sedimento, ni ningún parámetro geotécnico. Es aplicable solo para arenas y gravas, resultando valores mayores que los obtenidos experimentalmente.	La socavación es obtenida a partir de estas curvas para partículas con diámetro medio entre 0.17 mm y 0.56 mm, no es aplicable para diámetros fuera del rango.
Método de Yaroslavtziev	A pesar de que propone dos ecuaciones distintas, uno para materiales no cohesivos y otro para materiales cohesivos, en suelos cohesivos es muy probable que no se llegue a alcanzar la profundidad total de socavación obtenida mediante este cálculo, debido a que un suelo cohesivo se demora más en erosionar que un suelo arenoso (muy conservador). Niega la existencia de la profundidad de equilibrio de socavación sugerida por Laursen y Toch. Posibilidad de errores cuando $Yn/a < 2$ y la pila desviada respecto a la corriente, y cuando la relación $Yn/a < 1.5$.	Es uno de los primeros autores que consideró las diferencias entre un suelo cohesivo y otro no cohesivo, realizando dos fórmulas distintas para cada caso. Considera el diámetro d_{85} de los granos del sedimento.
Método de Breusers, Nicollet y Shen	El método no considera ningún parámetro geotécnico del material de fondo, por lo que no especifica si es aplicable a cualquier tipo de material. En el método únicamente intervienen los parámetros hidráulicos y geométricos de las pilas.	Es de uso práctico, permite un cálculo rápido y sencillo.
Método de Melville y Sutherland	No se sabe bajo qué condiciones y supuestos han sido deducidas estas fórmulas, se desconoce el rango de validez de estas ecuaciones.	Menville es uno de los pocos autores que analizan la importancia del acorazamiento en la socavación en torno a las pilas. Para este autor el acorazamiento tiende a reducir la socavación. Considera el diámetro de los sedimentos del material del cauce.
Método de Froehlich	Para pilas con punta circular alineadas con el flujo se tiene: $ds \leq 2.4a$ para $Fr \leq 0.8$ $ds \leq 3.0a$ para $Fr > 0.8$	El método es usado por el programa HEC-RAS (1998) como una alternativa a la ecuación de la Universidad Estatal de Colorado. Considera el diámetro de las partículas de los sedimentos del material del cauce, combinando las propiedades hidráulicas y geométricas de las pilas.
Método de la Universidad Estatal de Colorado (FHWA)	La ecuación general tiene los siguientes límites: $ds \leq 2.4a$ para $Fr \leq 0.8$ $ds \leq 3.0a$ para $Fr > 0.8$ El coeficiente K_a toma en cuenta el acorazamiento, pero se aplica solo cuando $d_{50} > 60$ mm. Además, para su cálculo se requieren velocidades difíciles de determinar en campo. Para pilas muy anchos la fórmula del FHWA da valores muy superiores a los reales.	Introduce un nuevo factor, en donde considera la rugosidad general del cauce. Considera el acorazamiento introduciendo el diámetro d del material del cauce. Es el método más usado en los Estados Unidos (HEC-18, 1993), fue presentado como norma de diseño por Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (FHWA) y es uno de los dos métodos que usa el programa HEC-RAS (1998).
Método de Sheppard y Miller	Las ecuaciones incluyen la importante observación sobre la dependencia normalizada de la profundidad de socavación local de a/D_{50} en incrementos hasta que el valor de a/D_{50} sea igual a 40, en el que el punto de dependencia comienza a disminuir.	Este método es el más reciente. Considera los tres grupos de variables que son: geométricos, hidráulicos y geotécnicos. Es una metodología complicada de aplicar.

Como podemos apreciar en el Cuadro 1, cada uno de los autores presenta una serie de simplificaciones, limitantes de aplicación y formas de abordar el problema de la socavación, cada método fue desarrollado en condiciones diferentes debido a la complejidad del fenómeno, por este motivo, se dificulta el proceso de comparación de un método con otro. Además, los resultados de cada método difieren uno de otro en gran magnitud, lo que dificulta la homogeneidad de criterios para ser aplicados en el campo. Es por esto, que en este análisis no se pretende realizar una comparación cuantitativa de los métodos, sino enfatizar cuáles son sus bondades, deficiencias y centrarse paulatinamente en el método de interés para cada caso en particular. Por este motivo, al utilizar cualquier relación de cálculo es necesario previamente saber bajo qué condiciones y supuestos ha sido deducido, para así aplicarlo dentro de su respectivo rango de validez. Sin embargo, muchas veces no está claro cómo determinar la relación a utilizar, cuál es su rango de validez, bajo qué condiciones físicas es posible utilizarla o cuál es el significado de cada una de las variables presentes en ella. Debido a esto, los diversos tipos de fórmulas y relaciones dadas representan, en muchas ocasiones, una gran dificultad de interpretación para su aplicación, desde el punto de vista de la ingeniería civil.

El Cuadro 2, presenta un resumen de los parámetros utilizados por los métodos evaluados.

Cuadro 2. Parámetros utilizados en los métodos de socavación local de pilas.

Autores	Parámetros utilizados							
	Hidráulicos			Geométricos			Geotécnicos	
	V	Y_n	γ_w	a	Forma	ϕ	d	γ_s
Método de Larsen y Toch								
Método de Laras								
Método de Arunachalam								
Método de Carsten								
Método de Maza-Sánchez								
Método de Yaroslavtziev								
Método de Breusers, Nicollet y Shen								
Método de Melville y Sutherland								
Método de Froehlich								
Método de la Universidad Estatal de Colorado								
Método de Sheppard y Miller								

En el Cuadro 2 se puede apreciar claramente que los parámetros más utilizados en los métodos evaluados son: los geométricos, posteriormente los hidráulicos y los menos utilizados son los parámetros geotécnicos del material del fondo. La mayoría de los autores coinciden en que las variables que influyen en el fenómeno de socavación local de las pilas de los puentes son, en orden de importancia:

- a) dimensiones transversales de la pila.
- b) velocidad de la corriente y tirante.
- c) granulometría del material del fondo.

Los parámetros hidráulicos que más se utilizan son: la velocidad de la corriente aguas arriba del pilar (V) y el tirante frente al pilar (Y_n), los cuales representan en su mayoría las situaciones hidráulicas. Sin embargo, los parámetros geotécnicos de mayor importancia son, el diámetro representativo del sedimento (d) y el peso específico del sedimento (γ_s), que si bien es cierto son propiedades importantes del suelo, no son suficientes para representar el comportamiento del mismo.

No se puede decir que d represente al suelo, porque es demasiado genérico. En el cauce se pueden encontrar distintos tipos de materiales (cohesivos como arcillas, no cohesivos como gravas o arenas), con sus respectivas propiedades de acuerdo a su estructura y, d no es un parámetro adecuado para representarlos. Por esta razón, se puede decir que las fórmulas de estos métodos no representan la estructura del tipo de suelo que se encuentra en el fondo del cauce.

Solo uno de todos los métodos mencionados, Yaroslavtziev, considera las diferencias entre un suelo cohesivo y otro no cohesivo, realizando dos fórmulas distintas para cada caso. Sin embargo, Yaroslavtziev hace hincapié que para suelos cohesivos es muy probable que durante el tiempo que dura una avenida no se llegue a alcanzar la profundidad total de socavación obtenida mediante este cálculo, debido a que un suelo cohesivo se demora más en erosionar que un suelo arenoso (Juárez y Rico, 1984).

Los métodos no consideran la estratigrafía del suelo, es decir, no toman en cuenta los diferentes estratos que pueden existir bajo el fondo del cauce de un río. Generalmente, se considera como si solo existiera un manto de la misma granulometría y resistencia. Por esto, en ocasiones cuando se tiene un estrato de material no cohesivo (arenas) y este es seguido por un estrato de material cohesivo (generalmente arcillas) no se considera el primero, debido a que ofrece poca resistencia a la erosión. Por lo tanto, en el estudio de la erosión máxima, se calcula como si en la superficie se encontrara el estrato cohesivo, como si fuera todo un manto de las mismas características y propiedades, obteniéndose resultados conservadores.

Conclusiones

El cálculo de la socavación local en pilas de puentes, es de significativa importancia debido a que la mayoría de las fallas de puentes en el mundo es debido a la socavación local. El colapso de estas estructuras no solo implica pérdidas económicas, sino también vidas humanas.

Para el cálculo de la socavación local en pilas, a la fecha no existe ninguna solución robusta, la mayor parte de los métodos que se emplean, están basados en datos de laboratorio, con una serie de limitaciones, tales como rangos restringidos de aplicaciones y suposiciones. Al aplicar los métodos, los resultados obtenidos difieren uno de otro en gran magnitud, lo que dificulta su interpretación. Al utilizar cualquier metodología de cálculo es necesario previamente saber bajo qué condiciones y supuestos ha sido deducida, para así aplicarla dentro de su respectivo rango de validez. Sin embargo, muchas veces no está claro cuál es su rango de validez y bajo qué condiciones físicas es posible utilizarlo.

En la comparación de los parámetros evaluados para cada autor podemos concluir que los parámetros más utilizados son los geométricos, seguido de los hidráulicos y los menos utilizados son los geotécnicos. Los parámetros hidráulicos que más se utilizan, representan en su mayoría las situaciones

hidráulicas. Sin embargo, los únicos parámetros geotécnicos que se utilizan son el diámetro representativo del sedimento d y el peso específico del sedimento, los cuales no son suficientes para representar el comportamiento del material del cauce. En el cauce se pueden encontrar distintos tipos de materiales, ya sean cohesivos, como arcillas; y no cohesivos, como gravas o arenas, con sus respectivas propiedades, de acuerdo con su estructura, el parámetro d no es suficiente para caracterizar a todos los tipos de suelo que se pueden encontrar en el fondo del cauce. Por lo tanto, este es un campo en el que se pueden desarrollar nuevos trabajos de investigación.

El principal problema de los métodos disponibles se deriva de que sus autores han centrado principalmente su atención en torno a un estudio principalmente hidráulico. La predicción de la erosión requiere una integración de los conocimientos de varias ramas de la ingeniería como son geológicas, geotécnicas, hidráulicas e hidrológicas.

La socavación local en las pilas de los puentes no debe limitarse únicamente a la determinación de la magnitud de la socavación, una de las causas principales que originan el colapso de los puentes es la falta de medidas preventivas contra la socavación. Tales acciones pueden ser la colocación de pantallas o cilindros de diámetros pequeños para disipar la energía o pedraplenes que sustituyan el material de fondo, con diámetros de sus elementos lo suficientemente grandes para que no sean levantados y arrastrados por la corriente. En la actualidad existen sistemas comerciales utilizados para disipar la energía, tal es el caso del sistema A-Jacks, empleado para estabilizar márgenes, protección de socavación y disipación de energía. Es primordial que existan programas de monitoreo para tomar medidas preventivas y así evitar que la socavación local provoque la falla del puente. La decisión final sobre la cimentación de la estructura de un puente no solo debe basarse en los resultados que arrojen las ecuaciones, sino también en el criterio del ingeniero proyectista que debe tomar en cuenta todos los factores que involucran el problema a solucionar.

Agradecimientos

A la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Chihuahua y al CONACYT por su valioso apoyo para la elaboración de esta investigación.

Literatura citada

- Antunes Do Carmo, J.S. 2005. Experimental Study on Local Scour around Bridge Piers in Rivers, River Basin Management III, WIT *Transaction on Ecology and the Environment*, Vol. 83, WIT Press.
- Breusers, H. N. C., G. Nicollet and H.W. Shen. 1977. Local Scour around Cylindrical Piers. *Journal of Hydraulic Research*, 15(3), pp. 211-252.
- Breusers, H. N. C. 1984. Lectures Notes on Sediment Transport 1. International Course in Hydraulic Engineering. Delft. The Netherlands.
- Dargahi, B. 1990. Controlling Mechanism of Local Scour. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 116(10), pp. 1197-1213.
- Dey, S., K. Bose Sujit and L.N. Sastry. 1995. Clear water scour at circular piers: A model. *Journal of Hydraulic Engineering*, 121(12), 869-876.
- Ettema, R. 1990. Discussion Design Method for Local Scour at Bridge Piers. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 116(10), October, pp. 1290-1293.
- Ettema, R., E.A. Mostafa, B.W. Melville, and A.A. Yassin. 1998. On local scour at skewed piers, *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 124(7), pp.756-760.
- Ettema, R., G. Constantinescu, and B. Melville. 2011. Report for NCHRP Project 24-27(01) National Cooperative Highway Research Program.
- Farias, H.D., M.T. Pilán, F.J. Pece y M.T. Mattar. 2009. Socavación local de pilas de puentes: Formulación general y análisis crítico de metodologías existentes. Instituto de Recursos Hídricos (IRHIFCEyT-UNSE), Av. Belgrano 1912, Santiago del Estero, Argentina.
- FHWA (Federal Highway Administration). 1998. US Department of Transport, Bridge Technology, Summary of scanning review of European practice for bridge scour and stream instability countermeasures.
- HEC-18. 2001. Evaluating Scour at Bridges. Richardson, Hydraulic Engineering Circular N° 18. U. S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Fourth Edition. Virginia. USA.
- Jones, J.S. and M.D. Sheppard. 2008. Scour at Wide Bridge Piers. *Research Hydraulics Engineer*. Federal Highway Administration, HRDI-07 and Civil and Coastal Engineering Department, University of Florida.
- Juárez, B. y R. Rico. 1984. Mecánica de Suelos, Tomo III. Flujo de Agua en Suelos. Editorial Limusa. México.
- Khairakpam, P. and A. Mazumdar. 2006. Local Scour Around Hydraulic Structures. *International Journal of Recent Trends in Engineering*, 1(6).
- Landers, M.N. and D.S. Mueller. 1996. Channel Scour at Bridges in the United States. Federal High Way Administration, Report Number FHWA/RD-95/18.
- Laursen, E.M. and A. Toch. 1956. Scour Around Bridge Piers and Abutments. Highway Research Board Bull. No. 4.
- Lefter, J. 1993. Instrumentation for Measuring Scour at Bridge Piers and Abutments, NCHRP Research Results Digest, Transportation Research Board, No. 189, 8 p.
- Maza, A.J.A. y B.J.L. Sánchez. 1968. Contribución al estudio de socavación local en pilas de puentes. Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Melville, B.W. and A. J. Sutherland. 1988. Design Method for Local Scour at Bridge Piers. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 114(10), pp. 1210-1226.
- NCHRP, Report No. 682. 2011. *Transportation Research Board*.

- Raudkivi, A.J. 1986. Functional Trends of Scour at Bridge Piers. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 112(1), pp. 1-13.
- Richardson, E.V. 1999. History of bridge scour research and evaluations in the United States. Stream stability and scour at highway bridges. ASCE. PP. 15-40.
- Shen, H.W. and V. R. Schneider. 1969. Local Scour Around Bridge Piers. *Journal of Hydraulics Division ASCE*, 95(HY6), pp. 1919-1940.
- Sheppard, D.M. and W. Miller. 2006. Live-bed local pier scour experiments. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 132(7), 635-642.
- Smith, D.W. 1979. Institution of civil engineers Proceedings, Part. 1, Vol. 6 pp. 367-382.
- Solares, D.C. 1989. La Socavación en Puentes y Obras Menores. Reunión Conjunta sobre Socavación en Puentes y Obras Menores de la AMH, AMIVITAC y SMMS. México. 

Nomenclatura de variables

- a = ancho de la pila.
- ϕ = ángulo de ataque de la corriente.
- V = Velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila.
- Y_n = Tirante hidráulico frente a la pila.
- γ_w = Peso específico del agua.
- D = Diámetro de partículas de suelo.
- γ_s = Peso específico del suelo.
- d_s = Profundidad de socavación local medida a partir del fondo del cauce.
- K_f = Coeficiente que depende de la forma de la pila.
- K_g = Coeficiente que depende de la relación.
- K_θ = Coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo.
- H_s = Tirante del agua después de la socavación por contracción.
- q = Caudal unitario aguas arriba del puente.
- N_s = Número del sedimento.
- Δ = Densidad relativa cuyo valor común para cuarzos es de 1.65.
- D = Tamaño del sedimento
- g = Es la aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).
- F_r = El número de Froude.
- e = Coeficiente de corrección, cuyo valor depende del sitio donde se coloca la pila.
- K_h = Coeficiente que considera la profundidad de la corriente.
- d_{85} = Diámetro característico que indica que el 85% del peso del material del cauce en estudio.
- V_c = Velocidad crítica para inicio del movimiento de partículas de fondo
- h = Profundidad del flujo frente a la pila.
- l = Longitud de la pila.
- f_1 = Parámetro que depende de la relación entre la velocidad media del flujo y la velocidad crítica para inicio del movimiento de partículas de fondo.
- f_2 = Parámetro que depende de la relación entre el tirante del flujo y el ancho de la pila.
- f_3 = Parámetro que depende de la forma de la pila.
- f_4 = Parámetro en función del ángulo de ataque del flujo y la relación entre la longitud de la pila y el ancho de la pila.
- K_f = Factor de corrección por intensidad del flujo.
- K_D = Factor de corrección por tamaño del sedimento.
- K_σ = Factor de corrección por gradación del sedimento.
- a' = Ancho proyectado de la pila con relación al ángulo de ataque del flujo.
- D_{50} = Diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor.
- K_c = Factor de corrección por la forma del lecho, usualmente igual a 1.1.
- K_a = Factor de corrección por acorazamiento del sedimento del lecho.
- V_{lp} = Velocidad límite de erosión en lecho viva.

Este artículo es citado así:

Campa-Rodriguez, A., F.R. Astorga-Bustillos. 2015. Métodos para el cálculo de la socavación local en pilas de puentes. *TECNOCENCIA Chihuahua* 9(1): 36-48.

Resumen curricular del autor y coautores

ANTONIO CAMPA RODRÍGUEZ. Obtuvo el título ingeniero civil en el año de 1993 en la Universidad Autónoma de Zacatecas, el grado de Maestro en Ingeniería con especialidad en Vías Terrestres en el año de 1997 en la Universidad Autónoma de Chihuahua, el grado de Maestro en Administración de la Construcción en el Instituto Tecnológico de la Construcción de la Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción, en el año 2003. Es ingeniero residente de construcción en la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas del Estado de Chihuahua desde el año 1997 a la fecha. Estudiante del programa de Doctorado en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Chihuahua desde el año 2009.

FERNANDO RAFAEL ASTORGA BUSTILLOS. Terminó su licenciatura en 1987 como ingeniero civil en la Facultad Ingeniería de la Universidad Autónoma de Chihuahua (UACH). Maestría en Ingeniería de las Vías terrestres en 1988 en la Facultad de Ingeniería de la UACH. Maestría en Ingeniería Ambiental en 2007 en la Universidad de Texas en El Paso. Doctorado en Ciencia de Materiales en 2010 por el Centro de Investigación de Materiales Avanzados (CIMAV). Desde 1988 labora en la Universidad Autónoma de Chihuahua, donde ha ocupado puestos administrativos: jefe del departamento de construcción y mantenimiento de la UACH de 1988 a 1992. Secretario administrativo de la Facultad de Ingeniería de la UACH de 1994 a 1998. Profesor-Investigador en la Facultad de Ingeniería desde 1988 a la fecha, con categoría ATC. Presidente de academias en la Facultad de Ingeniería de la UACH: Academia de Urbanismo, Academia de Doctorado y Academia de Ambiental. Consejero Técnico de la Facultad de Ingeniería y Consejero Universitario de la UACH. Ha sido conferencista en congresos Nacionales e Internacionales. Área de especialización Impacto Ambiental y Vías Terrestres. Consultor de Gobierno del estado de Chihuahua, donde ha publicado 10 planes de Desarrollo Urbano y 3 planes de Ordenamiento Territorial. Ha llevado a cabo 30 estudios de Manifiesto de Impacto Ambiental para construcción de fraccionamientos. Estudios de Cambio de Uso del Suelo para cuatro carreteras y tres presas. Supervisión ambiental para una carretera a cargo de la SCT en el estado de Jalisco. Publicación de 11 artículos en revistas arbitradas. Actualmente dirige cuatro alumnos de doctorado, diez alumnos de maestría y a tres alumnos de licenciatura. Evaluador de CACEI desde 1998. Perteneció al Colegio de Ingenieros Civiles de Chihuahua A.C. donde ha ocupado diversos puestos en las mesas directivas.