



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

División de Ingenierías Civil y Geomática

Estimación de la socavación en puentes para su uso en el cálculo
del riesgo físico

TESIS

que para obtener el título de
INGENIERO CIVIL

Presenta:

Alejandro Aguado Sandoval

Director de Tesis

Dr. Eduardo Reinoso Angulo

Co-Director de Tesis

Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro

Ciudad Universitaria, México, mayo 2012.





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



Agradecimientos

A mi madre y a mi padre por su apoyo incondicional durante estos largos años, y no sólo en esta etapa, sino en cada uno de mis logros personales, en mi vida diaria, los quiero mucho.

A toda mi familia que siempre ha estado a mi lado, por su interés y apoyo.

A mis amigos que se preocupan por mí y que me aportan algo valioso.

A la Universidad por formarme y educarme como persona, y a todos los que se involucraron en este proceso.

Gracias a todos.



Índice

Introducción	4
Capítulo 1. Antecedentes	5
Tipos de socavación	5
<i>Algunos Factores que influyen en la socavación</i>	5
Socavación general.....	7
Socavación por contracción.....	7
Socavación local.....	8
Fenómeno de socavación en puentes de México	9
Puente Pijjiapan I.....	9
Puente Coatán	11
Puente Tonalá.....	12
Puente Macuilxóchitl	14
Puente Nexpa.....	15
Fenómeno de socavación en puentes alrededor del mundo	17
Puente Naltahua	17
Puente Unete	18
Puente Loncomilla.....	19
Puente Beichuan	21
Puente Shi- Ting- Jiang	21
Puente Molins de Rei.....	22
Puente Bulls Road.....	23
Capítulo 2. Metodología.....	24
Información necesaria para la estimación de socavación	24
Determinación de la socavación	24
Determinación de la socavación por contracción.....	26
Expresión de Laursen.....	26
Expresión del Michigan Tech.....	27
Socavación local en pilas	28
Socavación local en estribos	29



Socavación total.....	30
Capítulo 3. Bases de datos	32
Información hidrométrica.....	32
Información de los puentes del país.....	37
Información geotécnica.....	47
Capítulo 4. Resultados	50
Análisis del puente tipo 1.....	52
Análisis del puente tipo 2.....	52
Análisis del puente tipo 3.....	65
Análisis del puente tipo 4 y 5	65
Análisis para puente tipo 6 y 7	69
Análisis de los puentes tipo 8 y tipo 9	72
Análisis del puente tipo 10, 11, 12 y 13.....	74
Capítulo 5. Calibración.....	82
Puente Cotaxtla	83
Puente Poposoca	86
Puente Tesechoacán	89
Conclusiones	92
Referencias	97



Introducción

Se sabe que la principal importancia de un puente es la conexión de dos espacios de un modo funcional, de modo que es necesario tener un puente estructuralmente seguro, sin embargo, en los cauces de ríos la naturaleza puede hacer que esto no siempre suceda debido al fenómeno de socavación, el cual es la remoción de las partículas del fondo de un cauce causada por el agua que éste conduce, este fenómeno existe independientemente si hay alguna estructura interfiriendo en el cauce o no, sin embargo, una estructura ubicada en su trayectoria hace que este problema se intensifique y la estructura se comporte de forma poco deseable.

Muchos de los daños que se presentan en los puentes que cruzan algún cauce ocurren debido a la socavación ocasionada por precipitaciones intensas que afectan los apoyos del puente, es decir, los estribos y las pilas. Puede tratarse de un daño pequeño y reparable, o incluso, de daños completos en toda la estructura. Independientemente de la magnitud del daño, esta situación representa pérdidas económicas.

Es por esto que se debe tomar en cuenta este fenómeno de socavación ya que al originarse daños en los puentes se afecta a la sociedad, dejando comunidades incomunicadas, imposibilitando el abasto de víveres o en otros casos, el transporte de equipos médicos y la búsqueda o rescate de personas, así como el transporte de heridos a diferentes hospitales para su atención.

Debido a la importancia que representa entender el fenómeno de la socavación, en esta tesis se lleva a cabo la estimación de la profundidad de socavación en cauces naturales debido a la presencia de puentes, y la relación que hay con las características de estas estructuras. Se hace una clasificación de las características principales de los puentes del país y se analizan para poder determinar cuál de estas características afecta de manera importante la socavación del puente.

En este primer capítulo se definen los términos de socavación, socavación general, local, por contracción y total, además, se describen algunos problemas por socavación que han presentado puentes de México y puentes de otras partes del mundo.

En el segundo capítulo se muestra la metodología empleada para los diferentes cálculos de socavación, para la creación de diferentes bases de datos y las expresiones propuestas en la literatura por diferentes autores. En el tercer capítulo se hace una recopilación de las bases de datos empleadas en esta tesis, tanto las proporcionadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) de puentes en el país, como las bases de datos proporcionadas por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) para aspectos hidrométricos, como las propias generadas para clasificación de los puentes, y las generadas para los cálculos de la profundidad de socavación.

Los resultados obtenidos de los cálculos de socavación se muestran en el capítulo cuatro y se comparan con datos e información de socavación reales.

Capítulo 1. Antecedentes

La socavación es la degradación del fondo de un cauce, la remoción de los materiales del fondo por la acción del flujo de agua, ésta depende de las características de la corriente y de las propiedades de dichos materiales del fondo.

Los materiales granulares se erosionan rápidamente y los suelos arcillosos son más resistentes a la erosión. Es por esto que en arenas la socavación se alcanza en horas, mientras que en suelos cohesivos puede tardar días y en rocas años.

Tipos de socavación

La socavación suele presentarse en la naturaleza como un fenómeno natural, en cuyo caso se denomina socavación natural, al estudiarse este tipo de socavación se le llama socavación general, cuando la socavación es alterada o provocada por una estructura construida por el hombre, se denomina socavación inducida; en la socavación inducida se estudia la socavación local en pilas o estribos y la socavación por contracción.

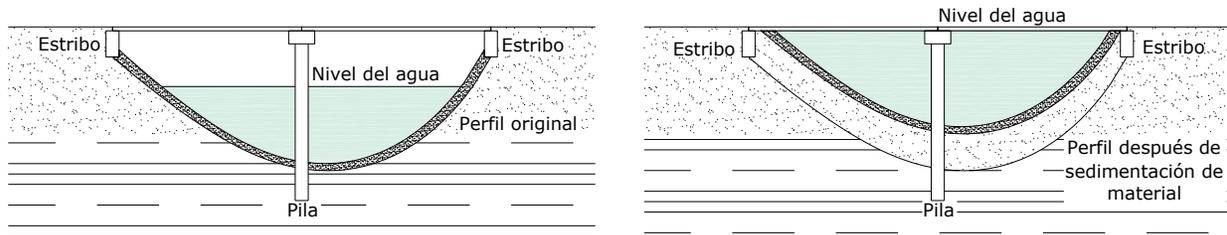
Algunos Factores que influyen en la socavación

Existen factores que pueden alterar de diferentes maneras la profundidad de socavación en los puentes, Melville y Coleman (2000) mencionan algunos de estos factores, tales como características del río, material del fondo o material arrastrado, el flujo que lleva el río, también el tipo de estructura que interviene en el cauce, como se habla de puentes, por ejemplo la forma y dimensiones de las pilas, de los estribos, longitud del puente, etc.

Factores geomorfológicos. La forma del río es importante, si éste tiene meandros, se puede producir la migración del canal, además de ocasionar erosión en el exterior de la curva, mientras que en el interior de la curva habrá sedimentación, lo cual modificará la sección hidráulica que repercutirá en la velocidad y por lo tanto en las características de arrastre o depósito de partículas.

Los factores climáticos y otras características como la topografía, vegetación y tipo de suelo de un río son factores que determinan el transporte de agua y sedimentos hasta el sitio donde se encuentra el puente. La acumulación de escombros en la cimentación del puente puede generar socavación, la cual dependerá del tipo y cantidad de vegetación que se encuentre en el cauce.

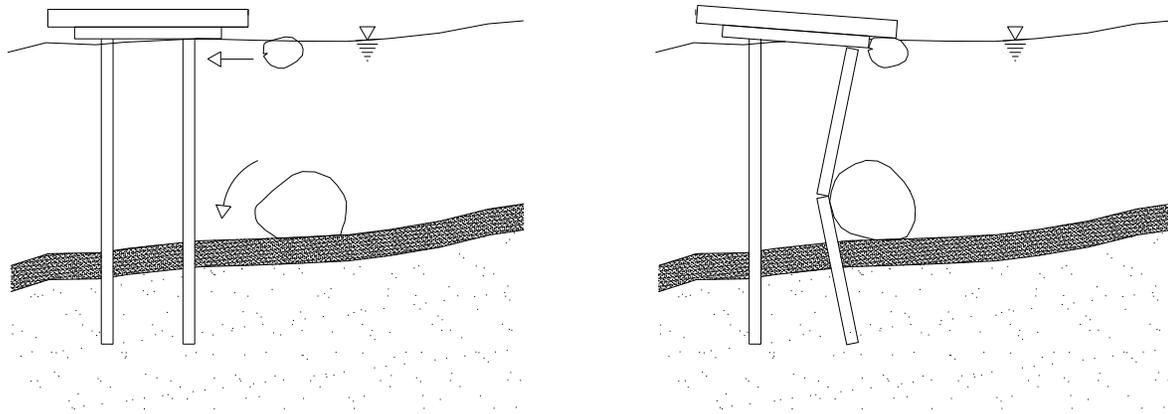
Avenidas. Cuando se genera una avenida, el agua tiene la capacidad de arrastrar material sólido del fondo levantándolo y manteniéndolo suspendido por cierto tiempo, pero también es capaz de transportar materiales ya suspendidos. Si se trata de una avenida extraordinaria, el agua se lleva todo a su paso y cuando toma su nivel normal, los materiales del fondo que ya se desplazaron empiezan a sedimentarse. Si hay mucho material depositado en una sección donde exista algún puente, la capacidad hidráulica de éste se puede ver afectada, pues la capa de material del fondo aumenta, haciendo que los tirantes tengan diferente elevación, ver Figura 1.



Reconstruida de Melville y Coleman (2000)

Figura 1. Depósito de materiales en el fondo de un río

Material del fondo. El tamaño de las partículas que existen en el lecho de un cauce es importante, pues determina con qué facilidad el agua es capaz de moverlas. Generalmente esta situación es importante en suelos arenosos, pues en roca si se generara una avenida capaz de mover las rocas, se moverían por el fondo del canal generando otro tipo de problemas como golpeteo del puente o abrasión de las pilas o estribos. Esto puede apreciarse en la Figura 2, donde debido al golpe de los materiales arrastrados se llega a generar el colapso de la estructura.



Reconstruida de Melville y Coleman (2000)

Figura 2. Daños en la estructura debido al arrastre de sedimentos

Geometría del puente. La geometría del puente influye considerablemente en el fenómeno de la socavación pues siempre que se tenga un puente sobre la corriente, habrá contracción del flujo por la restricción del área, por lo que la posición de las pilas y los estribos es importante, pues al disminuir el área de flujo, se incrementará la velocidad, produciendo un incremento en el transporte de material.

Socavación general

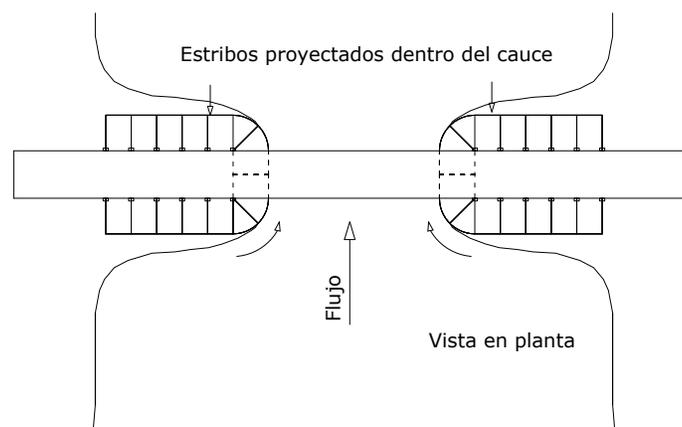
La socavación general ocurre en todos los cauces, independientemente si existe alguna obra como un puente o no, pues es el descenso del fondo del cauce producido por una avenida, aumentando la capacidad de arrastre del material sólido y puede ser a corto o largo plazo, refiriéndose a corto plazo cuando viene una inundación y al poco tiempo ocurre otra. A largo plazo cuando el tiempo entre avenidas es de años.

Al presentarse una avenida y aumentar la velocidad del cauce, también incrementa la capacidad de arrastre de la corriente, por lo que comienza a degradarse el fondo, caso contrario, cuando empieza a disminuir la velocidad inicia una etapa de depósito de material.

Socavación por contracción

La socavación por contracción es causada por la disminución del ancho del flujo ya sea por causas naturales, como contracción natural de la corriente, acumulación de basura, crecimiento de la vegetación en el cauce; o artificiales, como son las pilas y estribos de un puente.

Disminuir una sección del río, es decir, disminuir el área de flujo, implica un aumento de velocidad media del agua, lo que representa un aumento en el esfuerzo cortante en el fondo del cauce, haciendo que la erosión y transporte del material en la sección de contracción sea mayor que el material transportado que el flujo ya traía. Al haber mayor transporte de material, la elevación del cauce disminuye, haciendo que el área de flujo aumente y por continuidad la velocidad y el esfuerzo cortante tienden a disminuir hasta que se alcanza un cierto equilibrio en el río.



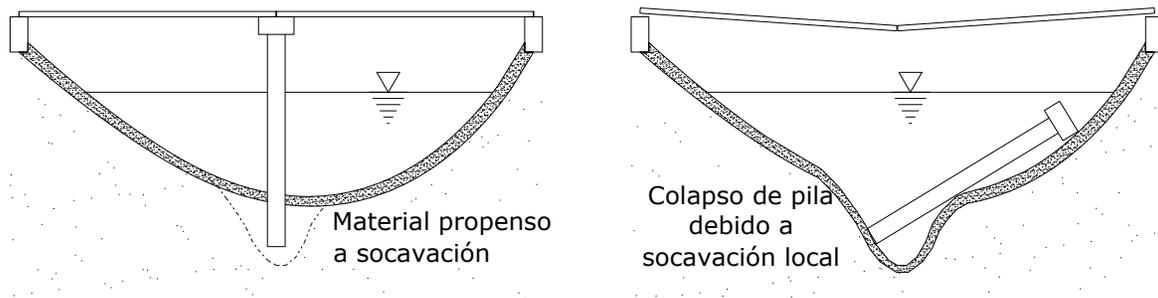
Reconstruida de Maza (1968)

Figura 3. Socavación por contracción

Socavación local

La socavación local ocurre cuando el material que se encuentra alrededor de pilas y estribos es removido, se produce cuando cambia la dirección y aceleración de la línea de flujo, generando vórtices debido a la presencia de estas estructuras, pues las pilas y estribos cambian las condiciones hidráulicas.

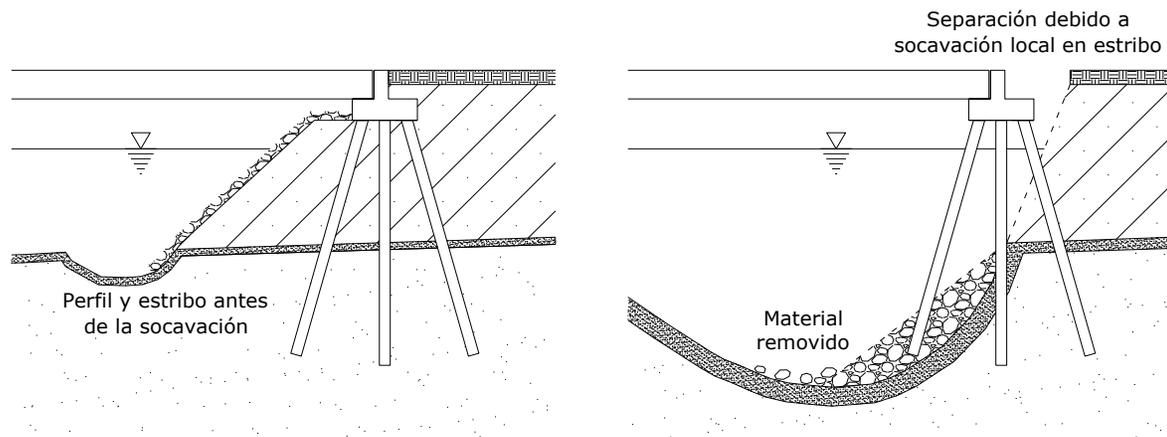
Conocer la socavación en las pilas es esencial para el diseño de la cimentación, ya que la falla de este elemento es crucial para toda la estructura, como se muestra en la Figura 4.



Reconstruida de Melville y Coleman (2000)

Figura 4. Socavación local en pilas

En la Figura 5 se muestra la socavación local en los estribos, en este caso el estribo no sufrió algún colapso, pero la socavación generó una separación entre el terraplén y la superficie de rodamiento del puente, dejando al puente inhabilitado.



Reconstruida de Melville y Coleman (2000)

Figura 5. Socavación local en estribos

Debido a lo anterior, es importante conocer todos los factores a los que está sometido un puente y qué tipo de socavación es la que está afectando más a la estructura y así en caso de refuerzo saber atacar el problema o en caso de una construcción nueva tener especial cuidado en ese aspecto.

Todos los puentes construidos sobre algún río presentan algunos de estos problemas de socavación, a continuación se muestran algunos casos de puentes en el país que han presentado problemas, ya sea de socavación local en pilas, socavación local en estribos o socavación por contracción y algunos casos de puentes en el extranjero.

Fenómeno de socavación en puentes de México

Existen puentes en México que han presentado este problema y han sufrido ciertos daños, a continuación se presentan algunos casos.

Tabla 1. Casos de socavación en puentes de México

Puente	Estado	Año del daño	Fenómeno presentado	Tipo de daño
Pijijiapan I	Chiapas	2010	Socavación local en pilas	Desplome que puede provocar un colapso parcial
Coatán	Chiapas	2005	Socavación local en pilas	Asentamiento
Tonalá	Veracruz y Tabasco	2009	Socavación local en pilas	Colapso total
Macuilxóchitl	Oaxaca	2010	Socavación local en estribos	Asentamiento y derrumbe del estribo, colapso parcial
Nexpa	Morelos	2009	Socavación local en pilas	Asentamiento

Puente Pijijiapan I

El puente Pijijiapan I se encuentra localizado en la carretera Tapanatepec- Talismán, en el estado de Chiapas, el puente tiene una longitud total de 130 metros, distribuidos en 6 claros. Este puente presentó problemas de socavación local en pilas, en la Figura 6, se muestra la socavación que existe alrededor la pilas de apoyo.



Figura 6. Puente Pijijapan I

Lo anterior se muestra con más detalle en la Figura 7, donde además se muestra la abrasión que han sufrido las pilas y se aprecia el acero de refuerzo de éstas, en esta misma figura se puede apreciar un gran desplome, lo que podría llevar al colapso parcial del puente.



Figura 7. Exposición de la cimentación del puente Pijijapan I

Puente Coatán

En el año 2005, el huracán Stan generó una tormenta tropical que provocó el desbordamiento del río Coatán en Tapachula, Chiapas. El río incrementó notablemente su cauce disminuyendo el nivel del fondo y causando socavación en las pilas del puente Coatán. El puente Coatán tiene una longitud de 55 metros y cuenta con dos claros. La pila entre los claros fue la que presentó problemas de socavación local. La imagen que se muestra en la Figura 8, está la escena del río Coatán antes de la llegada del huracán Stan.



Figura 8. Puente y río Coatán antes de la presencia del huracán Stan

Lamentablemente la Figura 9 no muestra el problema que se presenta en las pilas, pero si queda una escena de cómo quedó después del paso del huracán.



Figura 9. Puente y río Coatán después de la presencia del huracán Stan

Puente Tonalá

En el 2009 colapsó el puente Tonalá que se encuentra en el límite entre el estado de Veracruz y el estado de Tabasco, con una longitud de más de 250 metros, 7 claros y apoyado sobre 6 pilas de concreto reforzado.

El puente cruza el río Tonalá, que es de gran caudal, pero aún así no fue capaz de soportar la gran cantidad de agua debido a una depresión tropical, por lo que se generó una socavación de once metros en dos pilas ubicadas en la zona más profunda del río, ocasionando que el puente colapsara.

Lamentablemente este caso cobró la vida de algunas personas que se encontraban cruzando el puente en el momento del colapso, en la Figura 10, se muestra el puente Tonalá colapsado y la labor de los rescatistas.



Fuente: noticias.univision.com

Figura 10. Colapso del Puente Tonalá

La Figura 11, también muestra la labor de los rescatistas por helicóptero y vehículos terrestres, dentro del río se aprecia al personal de rescate buscando personas que se encontraban sobre el puente en el momento del colapso.



Fuente: panoramio.com

Figura 11. Puente Tonalá en el momento del colapso

En la Figura 12 se puede observar un claro del puente y el flujo de agua menos turbulento.



Fuente: panoramio.com

Figura 12. Restos del Puente Tonalá

Puente Macuilxóchitl

El puente Macuilxóchitl en la carretera Oaxaca- Tehuantepec de 28 metros de largo y un solo claro, presentó en el 2010 socavación local en sus estribos ocasionando daños en la unión de la superestructura con el terraplén, generando una separación entre estos dos elementos de aproximadamente 50 centímetros, suficientes para que el puente quedara deshabilitado, pues no es fácil cruzar con un automóvil y difícilmente le sea posible a algún camión un poco más grande. También se generaron grietas en la protección del estribo debido a esta socavación, mismas que se aprecian en la Figura 13.



Fuente: Blog, lomaschido.com

Figura 13. Puente Macuilxóchitl

En la Figura 14, se aprecia desde otro ángulo el problema en el otro estribo del puente.



Fuente: Blog, lomaschido.com

Figura 14. Daños en estribo del puente Macuilxóchitl

En la Figura 15, se aprecia la peligrosa separación del terraplén con el claro del puente. Los daños causados en el puente Macuilxóchitl a punto de colapsar, retrasaron el paso de los servicios de emergencia a la población de Tlahuitoltepec, en la zona Mixe de Oaxaca, debido a que un alud de tierra sepultó cientos de casas y se estimaron casi 500 personas desaparecidas, por lo que la presencia de los servicios de emergencia es de gran importancia.



Fuente: Blog, lomaschido.com

Figura 15. Daño en losa de puente Macuilxóchitl

Este es un caso clarísimo de la importancia de los puentes en cualquier comunidad, ya que independientemente de si el mismo fenómeno, genera los dos problemas (socavación, movimiento de tierras), si el movimiento de tierras es inminente, la socavación del puente no lo es y puede prevenirse.

Puente Nexpa

En Huixastla, Morelos también quedaron incomunicados pues el puente Nexpa que cruza el río Cuautla presentó socavación en una de sus pilas debido a una crecida del mencionado río en el 2009, debido a esa socavación se presentó una separación entre la superestructura y la subestructura como se muestra en la Figura 16, dejando inhabilitado el puente.

Debido a la afectación del puente, los lugareños han tenido que utilizar caminos alternos que se encuentran en mal estado, perdiendo demasiado tiempo y aún así, los habitantes que dependen de maquinaria pesada para trabajar, y sólo el puente como su única opción, éstos se ven más perjudicados.



Fuente: Blog, morquecho.blogspot.com

Figura 16. Pila dañada del puente Nexpa

Estos son algunos casos de socavación que se han presentado en los puentes de México, pero evidentemente esto también sucede en otros lugares del mundo, algunos casos de este fenómeno de socavación en diferentes partes del extranjero, se muestran a continuación.

Fenómeno de socavación en puentes alrededor del mundo

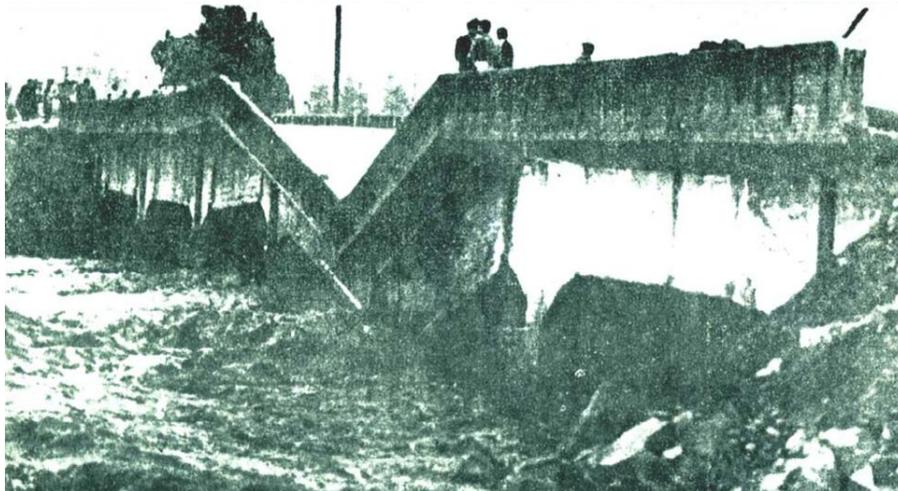
Algunos ejemplos de puentes en otras partes del mundo que sufrieron daños por efecto de la socavación.

Puente Naltahua

El Puente Naltahua en el río Maipo, ubicado en Chile, sufrió un problema en una de sus pilas debido a una crecida del río en el año 1978, lo que provocó que el puente colapsara, como se muestra en la Figura 17.

Poco después, el puente de casi 130 metros de largo se volvió a construir, ya que el río Maipo es importante para la ciudad de Santiago y se extiende por casi 190 kilómetros, sin embargo, en el 2002 se presentó una avenida extraordinaria del río, lo que provocó la falla en una de las pilas del puente, ya que ésta presentó una inclinación considerable dejando inutilizable este puente.

El daño anteriormente mencionado se presentó por socavación local en una de las pilas de los extremos, además de presentar socavación por contracción.



Fuente: López y Arenas (2004)

Figura 17. Colapso puente Naltahua, 1978

En la Figura 18, se aprecia la inclinación en de las columnas de una de las pilas del puente, debido a la gran avenida en el 2002.



Fuente: López y Arenas (2004)

Figura 18. Inclinación de pila del Puente Naltahua, 2002

Puente Unete

Al construir el puente Unete en Casanare, Colombia que forma parte de la Red Vial Nacional de Colombia, no se tomó en cuenta la etapa de estudio hidrológico, pues su criterio fundamental fue la capacidad de carga del puente y dejaron por un lado el fenómeno de la socavación, esto ocasionó que fallara en uno de los estribos y por lo tanto, que el puente de 70 metros de longitud, colapsara.

La Figura 19 muestra el puente colapsado. En la esquina inferior derecha de esta misma imagen se aprecia como era el puente antes del colapso.

Este es un caso claro de que se tienen que tomar en cuenta todos y cada uno de los estudios previos para la construcción de un puente.



Fuente: Muñoz y Valbuena (2006)

Figura 19. Puente Unete

Puente Loncomilla

El Puente Loncomilla en Chile, colapsó en noviembre del 2004, la socavación poco tuvo que ver en este caso, aunque no es irrelevante, pues al construir el puente no se hizo un estudio suficiente sobre la capacidad de carga, además durante su funcionamiento necesitó ser reparado, pero el Ministerio de Obras Públicas de Chile ignoró las peticiones de reparación, lo que hizo que finalmente en noviembre el puente de 216 metros de largo y 7 claros entre 20 y 40 metros, colapsara, como se muestra en la Figura 20.



Fuente: sirve.cl

Figura 20. Puente Loncomilla

En la vista lateral del puente Loncomilla de la Figura 21, se aprecia la inclinación en una de las pilas, debido a que parte del puente ya está colapsado y las demás pilas ni siquiera son visibles, pues ya colapsaron.



Fuente: sirve.cl

Figura 21. Vista lateral del Puente Loncomilla colapsado

Puente Beichuan

En Beichuan, provincia de Sichuan, China colapsó parte de un puente en el 2008, debido a la existencia de una falla el drenaje, por las grandes cantidades de agua que era necesario evacuar y el drenaje no fue capaz de desalojar, provocando la socavación en las pilas del puente, en la Figura 22 se observa el desbordamiento del agua sobre el puente y la ausencia de uno de los claros debido al colapso en las pilas.



Fuente: Blog, geodiendo.com

Figura 22. Puente Beichuan

Puente Shi- Ting- Jiang

Otro gran problema también se presentó en la misma provincia de Sichuan, China ya que el puente ferroviario Shi-Ting-Jiang falló en sus pilas centrales, provocando el colapso y en consecuencia la caída de dos vagones al cauce.

La Figura 23, muestra como medio vagón se encuentra suspendido en el aire, pues ese claro del puente ya había colapsado quedando suspendidas parte de las vías. Además de lo anterior, se aprecia lo turbulenta que está el agua y el gran ancho que tiene dicho río.



Fuente: Blog, geodiendo.com

Figura 23. Puente Shi- Ting- Jiang

Puente Molins de Rei

En España en 1967, al puente Molins de Rei (Molinos de Rey) que cruza el río Llobregat le hicieron una ampliación a cuatro carriles, alterando la obra original, estas modificaciones ocasionaron que los pilotes de madera donde se asentaba el puente quedaran expuestos al flujo del agua. Más tarde, en 1971, se presentó una avenida de más de $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ que el puente resistió, pero dos meses más tarde una avenida de $800 \text{ m}^3/\text{s}$, provocó el hundimiento de una de sus pilas y el colapso en dos de sus arcos, posteriormente otros dos arcos también fallaron como se muestra en la Figura 24.



Fuente: Blog, vencamp.blogspot.com

Figura 24. Puente Molins de Rei

Puente Bulls Road

El puente Bulls Road en el río Rangitikei, en Nueva Zelanda colapsó debido a que cambió la morfología del canal, es decir, hubo una migración del canal, esto sucede cuando la pendiente es muy escasa y el río necesita avanzar, por lo que se generan meandros, esta migración del canal ocasionó socavación local en las pilas cercanas a uno de los extremos y por ende la caída del puente. La Figura 25, muestra el fallo en la pila del extremo, ocasionando colapso en el puente.



Fuente: Melville y Coleman (2000)

Figura 25. Puente Bulls Road

Con estos casos, tanto en puentes de México, como en puentes en otras partes del mundo se aprecia el grave problema que es la socavación para este tipo de estructuras, como se sabe, un puente es importante para el desarrollo de cualquier comunidad, para lograr una comunicación, un intercambio cultural o económico. Por eso, es muy importante tomar en cuenta cada una de las acciones que pueden intervenir en el puente para su análisis y diseño, y en este caso, enfocarse en la cuestión del fenómeno de la socavación.

Este no es un tema nuevo, por lo que existen varios autores que se han dedicado a esta línea de investigación y por lo que existen diferentes expresiones que han servido para determinar la profundidad de socavación, en el siguiente capítulo se mencionan las expresiones que se usarán en este trabajo para determinar los diferentes tipos de socavación, tanto para socavación local en pilas y estribos, como para socavación por contracción y socavación total. Además de las expresiones a utilizar, también se cuenta con diferentes bases de datos, para así poder hacer los cálculos y análisis correspondientes.

Capítulo 2. Metodología

Información necesaria para la estimación de socavación

En esta tesis se estima la profundidad de socavación de los puentes de la República Mexicana, por lo que es necesario conocer ciertos parámetros, como las características geométricas de los puentes en estudio, información hidrométrica, litológica y las expresiones que se van a emplear para estimar la socavación.

Para ello, en primer término, es necesario contar con una base de datos de los puentes de la zona en estudio, exclusivamente de aquellos que se encuentran localizados en los cauces de ríos. Dicha base de datos deberá contener la información correspondiente a las características que sean relevantes en la estimación de la socavación, como aquellas que definan la geometría de la subestructura (número de pilas, forma de pilas, ancho de claros, número de claros, etc.)

Además de contar con una base de datos de las características geométricas, es necesario contar con información hidrométrica que contenga información de velocidad y gastos de los flujos de los cauces localizados en la zona en estudio.

Para estimar el tirante de socavación, es necesario conocer el tamaño promedio de las partículas que se encuentran en el cauce, ya sea material de fondo o del material arrastrado, por lo que se recomienda tener estudios de mecánica de suelos, de preferencia, estudios recientes de la zona en estudio. Aunque si no se tienen estos estudios se puede consultar a la bibliografía existente o pedir, si es posible a los diferentes organismos que hayan trabajado en la zona, los estudios geotécnicos donde contenga la información del tipo de suelo y tamaño de las partículas. Por esta razón también se creó una base de datos con información litológica del país.

Determinación de la socavación

Diferentes autores ya han estudiado el tema de socavación, y como se menciona en el primer capítulo de esta tesis, existen diferentes tipos de socavación.

Para la socavación local en pilas, Ettema (1980) propone una expresión donde involucra la velocidad de la corriente (v), la viscosidad del agua (ν), el tiempo (t), y una constante K_1 , la expresión es la siguiente:

$$\frac{Y_s}{B} = K_1 \ln \left[\left(\frac{D_{50}}{B} \right) \left(\frac{v \cdot t}{B} \right) \left(\frac{v}{\nu \cdot B} \right) \right] + \ln K_2 \quad (1)$$

El ancho de la pila corresponde a B y D_{50} es el diámetro medio del material que se encuentra en el flujo.

Por otra parte, Froelich (1989) propone la siguiente expresión:

$$Y_s = 0.32 \cdot \Phi \cdot B^{0.62} \cdot Y_1^{0.47} \cdot Fr^{0.22} \cdot D_{50}^{-0.09} + B \quad (2)$$

En ella, interviene un coeficiente que depende de la forma de la pila (Φ), y el ancho de ella (B), además del tirante aguas arriba (Y_1) y el número de Froude (Fr) donde se localiza el estribo.

Una expresión más sencilla que las anteriores es la propuesta por Neill (1964), mencionada por Federico y Silvagni y Volpi (2002), él hace intervenir el ancho de la pila (B) y altura de la corriente cuando ésta se encuentra en calma (Y_0), la expresión es la siguiente:

$$Y_s = 1.5B^{0.7}Y_0^{0.3} \quad (3)$$

Así como existen propuestas de diversos autores para la socavación local en pilas, también se han propuesto expresiones para estimar la socavación local en estribos. Por ejemplo, Froelich (1991), propone:

$$\frac{Y_s}{Y_0} = 2.27K_1K_2 \left(\frac{L}{Y_0} \right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1 \quad (4)$$

Involucrando el tirante (Y_0), el ancho del estribo (L) y diferentes coeficientes, uno en función de la forma del estribo (K_1), y el otro, en función del ángulo entre la corriente y el estribo (K_2).

Por otro lado, Richardson (1990) propone un expresión que también se puede emplear para determinar la socavación local en estribos, ésta involucra un coeficiente K_1 que está en función del tipo de estribo y un tirante aguas arriba (Y_1), la expresión es la siguiente:

$$\frac{Y_s}{Y_1} = 4 \cdot Fr^{0.33} \frac{K_1}{0.55} \quad (5)$$

Para la socavación por contracción Laursen (1963) propone una expresión que involucra el gasto del flujo, ancho de la sección y coeficiente de Manning, tanto aguas arriba como en la sección contraída, la expresión es:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{K_1} \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^{K_2} \Rightarrow Y_s = Y_2 - Y_0 \quad (6)$$

Los términos con subíndice 1, corresponden a la sección aguas arriba y aquellos con subíndice 2, son aquellos donde se encuentra la sección contraída, es decir, Q_1 , corresponde a la sección aguas arriba del gasto; W_1 , al ancho de la sección y n_1 , al coeficiente de rugosidad (Manning), el tirante en la sección de contracción corresponde a Y_2 .

Existe otra expresión de este mismo autor, donde además de involucrar el ancho de la sección y el gasto, también interviene el tamaño del material ($D_m=1.25D_{50}$)

$$Y_2 = \left(\frac{Q^2}{40D_m^{2/3}W^2} \right)^{3/7} \quad (7)$$

Las expresiones antes mencionadas se enfocan en determinar la profundidad de socavación cuando la zona de estudio es pequeña y se tienen los valores de todos los parámetros involucrados, para la magnitud que abarca esta tesis (pretendiendo abarcar toda la República Mexicana), se consideran las expresiones de Laursen (1963) y Michigan Tech (2011) para la socavación por contracción; la expresión de Paris (1997) para la socavación local en pilas; la expresión de Richardson y Davis (1995) en la socavación local en estribos, el detalle de éstas se muestran a continuación.

Como se ha comentado, la socavación general se presenta independientemente de la existencia de algún cuerpo en el flujo del cauce, por esta razón, para la estimación de la socavación que se pueda presentar en la subestructura de un puente no se considerará la socavación general, solamente aquella ocasionada por la contracción del cauce y la ocasionada de manera local en pilas y estribos

Determinación de la socavación por contracción

En la socavación por contracción básicamente intervienen tres factores, el ancho de la sección, los estribos y las pilas de un puente, éstos últimos afectan directamente el área de flujo, la disminuyen, provocando aumento en la velocidad y transporte de material.

Se mencionan dos expresiones para el cálculo de este tipo de socavación, en la primera el autor toma en cuenta el ancho de la sección efectiva (tomando en cuenta el ancho de pilas y estribos), mientras que en la segunda expresión, el autor toma en cuenta el ancho efectivo y el ancho total, haciendo una relación entre éstos.

Expresión de Laursen

Para la socavación por contracción se utiliza la ecuación 1 propuesta por Laursen (1963), la cual toma en cuenta el material, el ancho de la sección y el gasto.

$$Ds = Hs - h_2 ; \quad Hs = \left(\frac{0.25Q_2^2}{D_m^{2/3}B_2^2} \right)^{3/7} \quad (8)$$

donde

Ds , profundidad media de socavación por contracción (m).

Hs , profundidad media del flujo en el cauce en la sección contraída del puente después de la socavación (m).

h_2 , profundidad existente en la sección contraída del puente antes de la socavación (m).

Q_2 , gasto a través del puente o en las laderas sin considerar el transporte de sedimentos (m^3/s).

D_m , 1.25 del diámetro medio efectivo del material más pequeño del lecho en el cauce o en la zona de inundación que no es transportado por el flujo (m).

B_2 , ancho efectivo del cauce en el puente (m).

En esta tesis, para obtener el gasto requerido en la ec. 8, se recurre a la información de las estaciones hidrométricas instaladas alrededor del país, recopilada por BANDAS (Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales), ya que esta base de datos cuenta con registros de gastos máximos.

Debido al nivel de detalle con el que se tiene la información de los diferentes puentes en estudio, el ancho efectivo será el ancho total del puente menos el ancho de las pilas y el ancho de los estribos, estos anchos de pilas y de estribos se obtendrán de planos tipo de proyectos de la SCT. En el capítulo 3 de esta tesis se menciona con más detalle esta situación.

Expresión del Michigan Tech

Además de la expresión propuesta por Laursen (1963) para el cálculo de socavación por contracción, también existe una expresión propuesta por la Universidad Tecnológica de Michigan (Michigan Tech, 2011) que involucra el ancho y el flujo antes de la sección contraída y en la sección de contracción. Esta expresión se muestra a continuación:

$$y_2 = y_1 \left[\frac{Q_2}{Q_1} \right]^{6/7} \left[\frac{W_1}{W_2} \right]^{K_1} \quad y_s = y_2 - y_0 \quad (9)$$

donde

y_s , profundidad promedio de socavación por contracción (m).

y_2 , profundidad promedio después de la socavación en la sección de contracción (m).

y_1 , profundidad promedio en la sección aguas arriba (m).

y_0 , profundidad promedio en la sección contraída antes de la socavación (m).

Q_1 , flujo antes de la sección de contracción (m^3/s).

Q_2 , flujo en la sección de contracción (m^3/s).

W_1 , ancho en la sección aguas arriba (m).

W_2 , ancho en la sección de contracción, es decir, ancho efectivo, ancho menos ancho de pilas (m).

K_1 , exponente dependiendo del transporte del material del lecho (m).

Si el gasto antes y en la sección contraída son el mismo, entonces la expresión 4 queda de la siguiente manera:

$$y_2 = y_1 \left[\frac{W_1}{W_2} \right]^{K_1} \quad y_s = y_2 - y_0 \quad (10)$$

Lo que es una relación entre el ancho total y el ancho efectivo, el valor de K_1 y un tirante aguas arriba.

El exponente K_1 puede adoptar tres valores diferentes que están relacionados con la velocidad de la sección, la pendiente y el tamaño del material arrastrado; estos valores se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Valores de K_1

V^*/w	K_1
Menor que 0.50	0.59
0.50 a 2.0	0.64
Mayor que 2.0	0.69

Para determinar el valor de V^* se emplea la siguiente expresión.

$$V^* = (gy_1 S_1)^{1/2} \quad (11)$$

donde

V^* , velocidad en la sección.

w , velocidad de caída del material del cauce, basado en el D_{50} .

D_{50} , diámetro medio efectivo del material.

S_1 , pendiente de la línea de energía en la sección.

Socavación local en pilas

Como se menciona anteriormente las pilas y los estribos intervienen en la línea de flujo, pero aún así es diferente para cada uno de ellos, en las pilas el flujo del agua está en contacto en todas sus paredes laterales, además de generar vórtices. Con los estribos es diferente, no todas las paredes de esta estructura alteran el flujo, así que se deben de tratar por separado, el fenómeno de socavación local en pilas y el de socavación local en estribos.

La socavación local en pilas se puede determinar con la expresión propuesta por Paris (1997), mencionada en mencionada por Federico y Silvagni y Volpi (2002), en ella se hace

una relación entre el ancho total y el ancho efectivo. Otros autores involucran la forma de la pila y hacen ciertas relaciones con este aspecto, mientras que Paris sólo involucra el ancho de la pila.

La expresión de Paris (1997) es la siguiente:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{0.63} \quad Y_{LP} = Y_2 - Y_1 \quad (12)$$

donde

Y_{LP} es la socavación local en la pila (m).

Y_1 es el tirante aguas arriba de la sección del puente (m).

Y_2 es el tirante en la sección del puente (m).

W_1 es el ancho de la sección aguas arriba (m).

W_2 es el ancho efectivo de la sección donde se localiza el puente (m).

Como se menciona anteriormente, el ancho efectivo será el ancho total menos ancho de pilas.

Esta expresión es muy parecida a la expresión de socavación por contracción del Michigan Tech, sólo que en este caso el valor de K_L , se define como 0.63.

Socavación local en estribos

Para la socavación local en estribos se considera usar la expresión propuesta por Richardson y Davis (1995). En esta expresión se considera el ancho del estribo, el tirante de la sección del puente y la velocidad del agua.

$$Y_{LE} = 1.1 \left(\frac{Y_2}{L} \right)^{0.6} F^{0.33} L \quad (13)$$

donde

Y_{LE} es la socavación local en estribos (m).

F es el número de Froude evaluado en la localización del puente.

L ancho del estribo (m).

Y_2 tirante en la sección del puente (m).

Además, el número de Froude se evalúa como:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gY_2}} \quad (14)$$

donde

V es la velocidad aguas arriba del puente (m/s).

g aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

Socavación total

La socavación total es la suma de todos los tipos de socavación que puede sufrir un puente, socavación por contracción, socavación local en pilas y socavación local en estribos.

La socavación total para pilas está dada por la expresión:

$$Y_{TP} = Y_C + Y_{LP} \quad (15.a)$$

La socavación total para estribos está dada por la siguiente expresión:

$$Y_{TE} = Y_C + Y_{LE} \quad (15.b)$$

donde

Y_C , socavación por contracción.

Y_{LP} , socavación local en pilas.

Y_{TP} , socavación total en pilas.

Y_{LE} , socavación local en estribos.

Y_{TE} , socavación total en estribos.

Para los objetivos de esta tesis, con esta expresión es posible estimar para las mismas condiciones y características del puente dónde se produce la mayor profundidad de socavación, si en las pilas o en los estribos y considerar la más importante, es decir, la mayor profundidad de socavación.

Para establecer si los resultados obtenidos son adecuados a las características y nivel de detalle de la información con la que se cuenta son adecuados, una vez que se tienen



todos los cálculos y análisis de los tipos de puente, es necesario hacer una comparación de la profundidad de socavación calculada con profundidad de socavación real que haya sufrido puentes de los que se tengan registros.

Debido a lo anterior, es necesaria la creación de una base de datos con información existente de socavación en puentes del país.

En el siguiente capítulo se explica con más detalle las bases de datos que se mencionaron, ya sea las proporcionadas por alguna dependencia o las propias que se generaron, tanto para una mejor organización de información como para la obtención de ciertos datos para las expresiones a usar.

Capítulo 3. Bases de datos

Para poder realizar los cálculos necesarios expresados en el capítulo anterior, se crearon diferentes bases de datos, en éstas se encuentra la información de las características geométricas de los puentes, los valores de gastos máximos y velocidad media obtenidos de las estaciones hidrométricas instaladas alrededor de la República Mexicana, así como una base de datos de litología.

A continuación se detallan las características de cada una de las bases de datos que se emplean y generan en esta tesis.

Información hidrométrica

La información hidrométrica es de suma importancia para los cálculos de socavación, aquí se abarcan los valores de gastos y velocidades necesarios para algunas de las expresiones mencionadas en el capítulo anterior, *i. e.* en la expresión para socavación por contracción de Laursen (1963) es necesario el gasto. Debido al nivel de estudio que abarca esta tesis, la Comisión Nacional del Agua es la única dependencia que cuenta con información para todo el país, por esta razón, y a través del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, se empleó la base de datos que ellos generan y que se han ido actualizando, denominada Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS) que integra la red hidrométrica nacional. Esta base de datos cuenta con información de 2070 estaciones hidrométricas de todo el país, cuenta con registros diarios desde aproximadamente 1970. La distribución de éstas estaciones puede verse en la Figura 26.

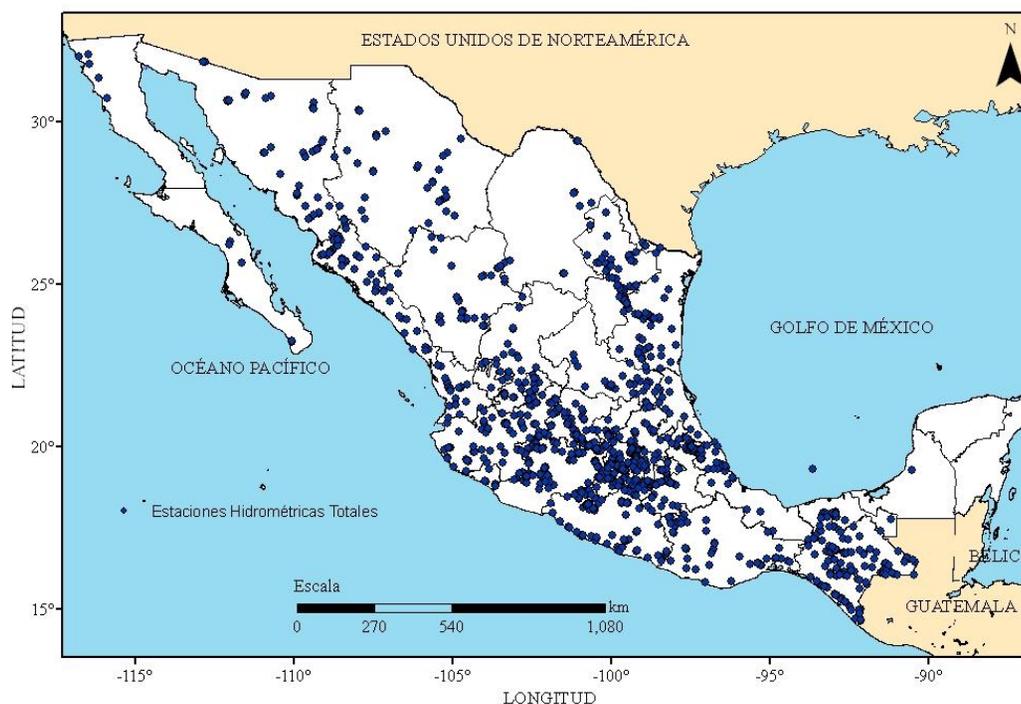


Figura 26. Estaciones hidrométricas totales

Las estaciones hidrométricas cuentan con información de gastos medio diario, así como sus valores mensuales, valores anuales, hidrograma, limnigrama y sedimentos.

Los valores mensuales incluyen registro del día y hora en el que ocurren gastos mínimo y máximo, lectura de volumen máximo y medio de escurrimientos, sedimentos, gasto medio mensual, de igual forma para valores anuales, se menciona el mes, día y hora en el que ocurre el gasto mínimo y gasto máximo, el volumen anual de escurrimientos, gasto medio anual y volumen anual de sedimentos.

El hidrograma incluye la fecha y hora en el que ocurrió el gasto y gasto instantáneo, el limnigrama muestra la fecha, hora y escala de la lectura, los sedimentos de igual forma muestran la fecha y hora de lectura, así como el porcentaje de sedimentos.

Realizando una depuración de esta información recopilada, se tienen los valores de gasto máximo y velocidad media de 1479 estaciones hidrométricas, en la Figura 27, se muestra la distribución de las estaciones que cuentan con la información requerida.

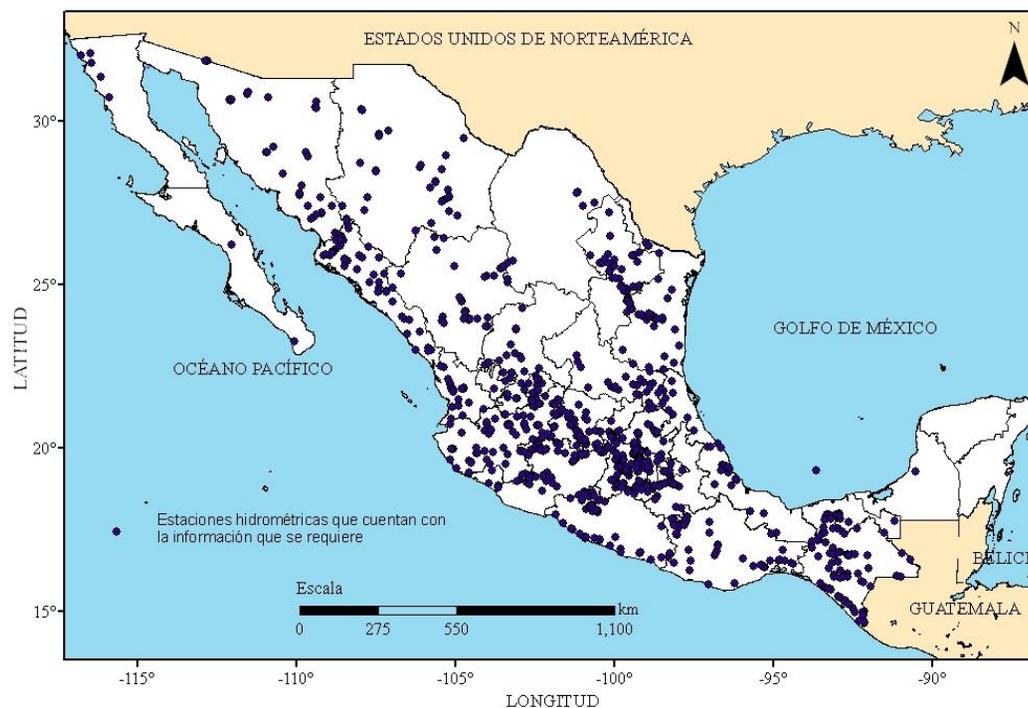


Figura 27. Estaciones hidrométricas que cuentan con la información requerida

Como se muestra en las figuras anteriores existen zonas en donde no existen estaciones hidrométricas o en su defecto, en las que hay, no se encuentra la información necesaria, así que podemos recurrir, con ayuda de las estaciones que cuentan con información, a una interpolación.

Con ayuda del programa ArcGIS (ESRI, 2008), se hizo una interpolación tipo IDW (siglas de su nombre en inglés, Inverse Distance Weighting, este método interpola ponderando a cada valor el inverso de la distancia al punto a interpolar, realizando una combinación lineal de los datos), para poder tener un archivo tipo Shape (archivo que a su vez se

compone de 3 o más archivos, que almacena información geográfica y alfanumérica) de todo el país con valores de gasto máximo y velocidad media y usarlas en las expresiones antes mencionadas.

En la Figura 28, se muestra el resultado de la interpolación de la velocidad media de las estaciones hidrométricas del país con que se cuenta con esta información, reiterando que se utiliza este método de interpolación debido a la información recopilada y la magnitud que abarca esta tesis, ya que si se tiene la información de la velocidad media de la zona de estudio no será necesario utilizar este método, pues ya se tendrían los valores necesarios.

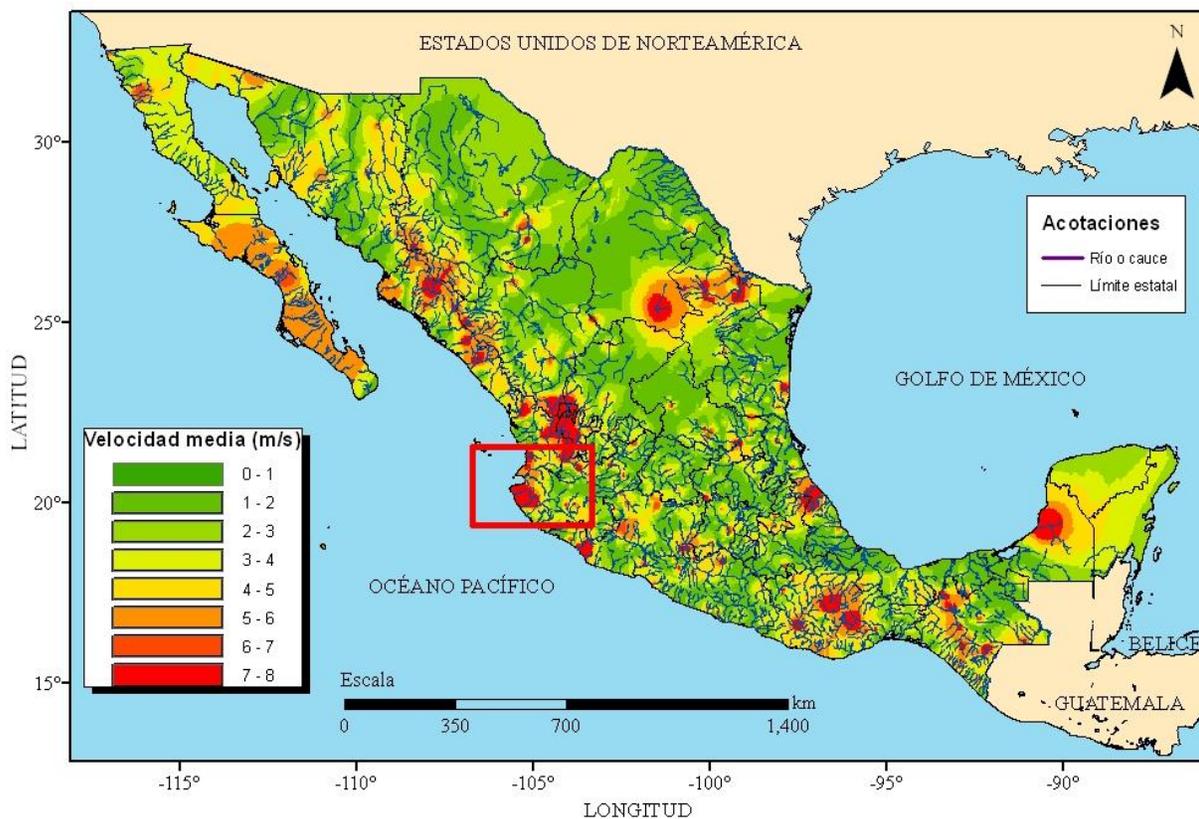


Figura 28. Velocidad media (m/s)

En la Figura 29, se muestra el detalle de las variaciones en la interpolación de las velocidades medias, en una zona cualquiera del país, esta imagen es simplemente representativa.

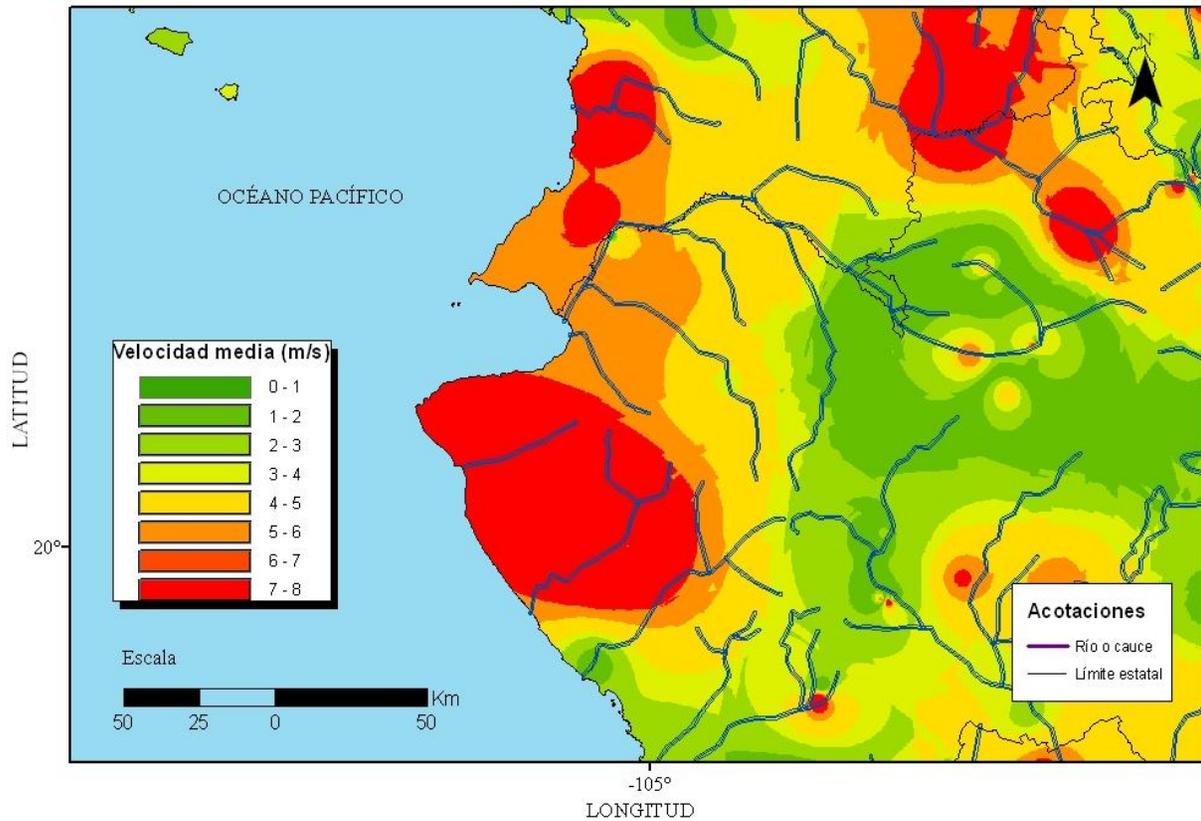


Figura 29. Detalle Velocidad media (m/s)

Para los gastos máximos registrados en esas estaciones hidrométricas, se hizo el mismo procedimiento de interpolación, el resultado se puede ver en la Figura 30.

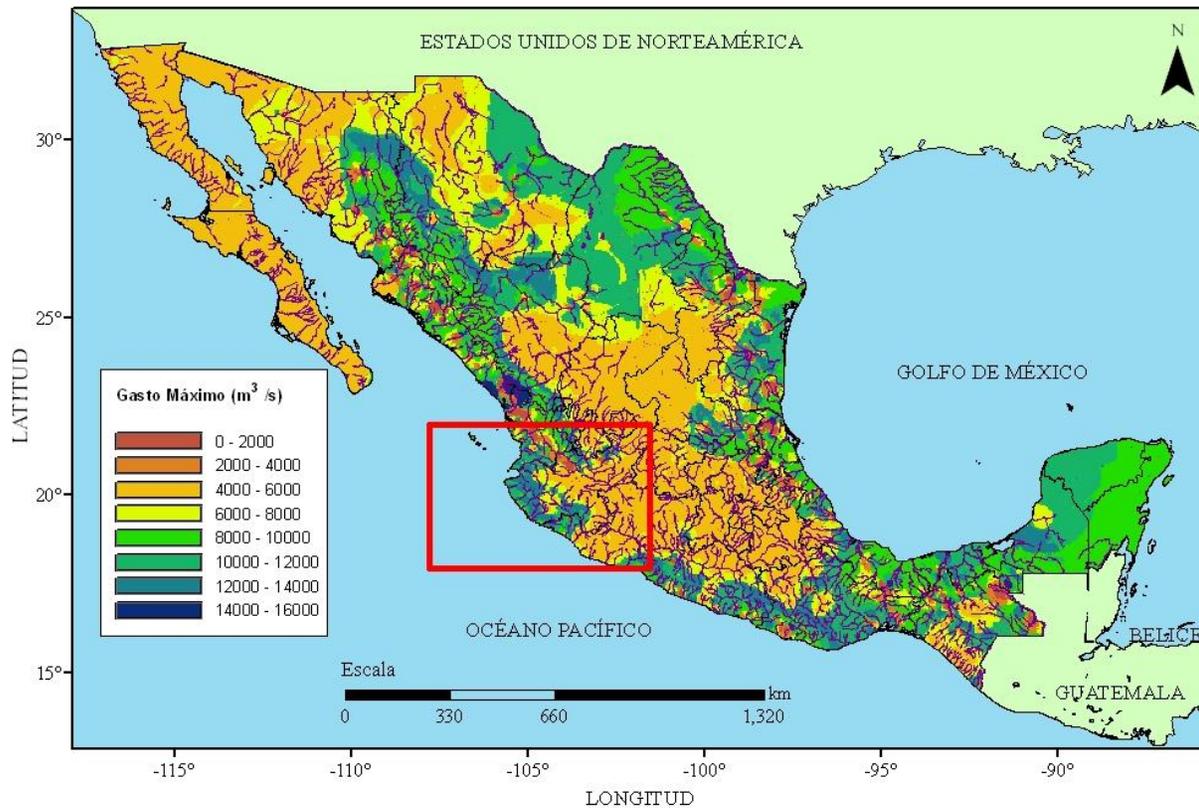


Figura 30. Gasto máximo (m^3/s)

La Figura 31, muestra un acercamiento en una zona del país y de igual forma que con la velocidad media, se puede apreciar la variación en los gastos máximos, resultado de la interpolación. Esta variación puede deberse al método de interpolación utilizado, pero principalmente a la variación de los datos de gasto máximos y cómo están distribuidos dentro del área de estudio, ya que como se menciona anteriormente, el método IDW toma en cuenta la distancia que hay entre los datos existentes.

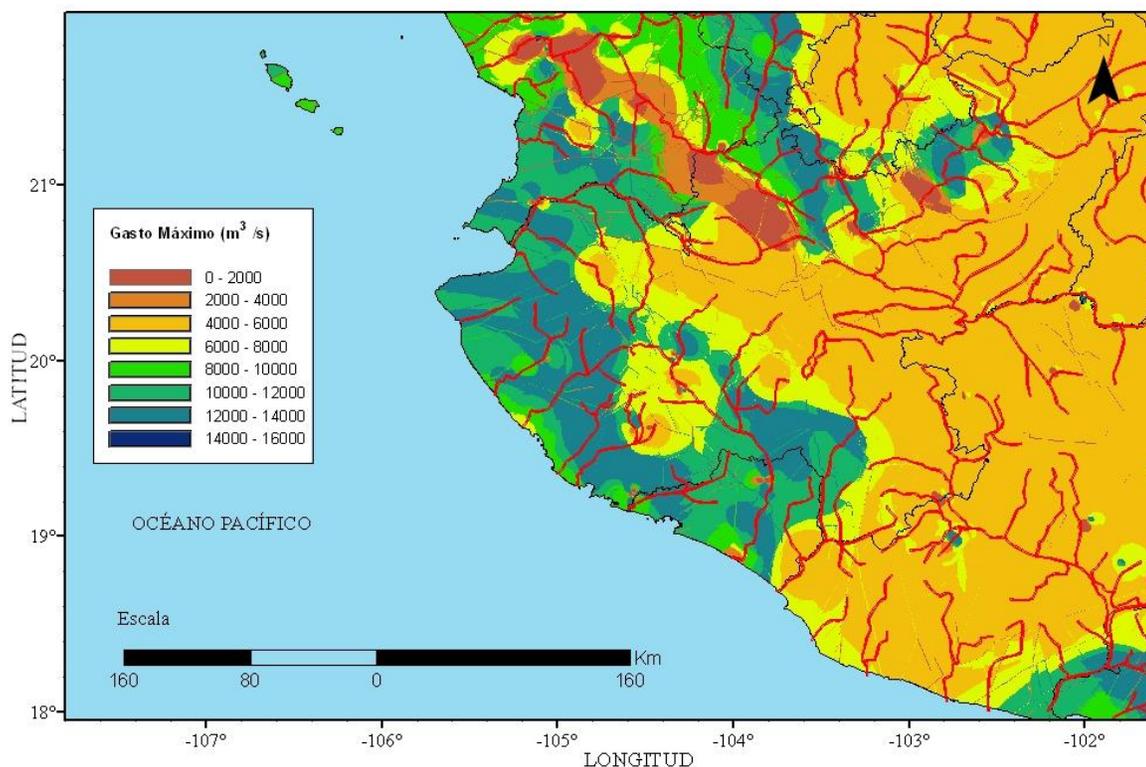


Figura 31. Variación del gasto (m^3/s)

Información de los puentes del país

Gracias a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), se cuenta con una base de datos de los puentes en todo el país, 7288 puentes registrados entre puentes carreteros, puentes sobre valle, puentes de ferrocarril, peatonales, puente sobre río la gráfica de la Figura 32 muestra la frecuencia de éstos diferentes tipos de puentes y como ahí se aprecia, la mayor cantidad de puentes corresponde a puentes que cruzan algún río, seguido de puentes carreteros y posteriormente puentes peatonales.

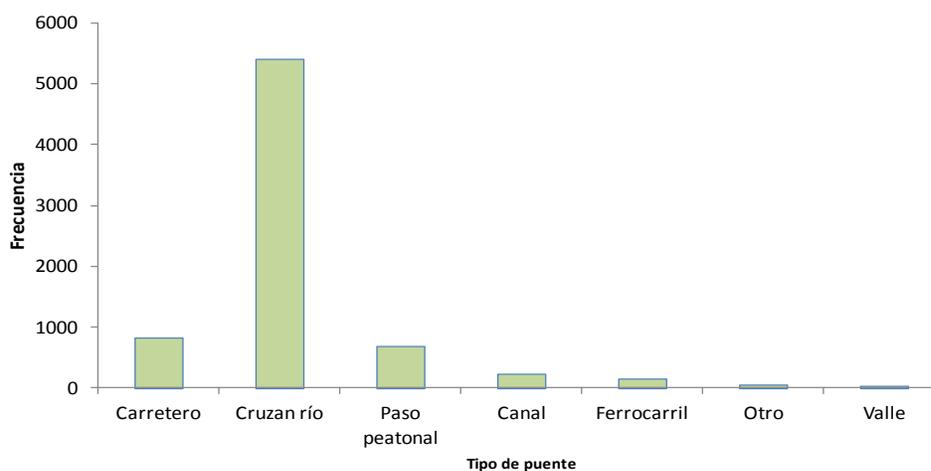


Figura 32. Frecuencia de los diferentes tipos de puentes

La Figura 33, muestra la distribución de la localización geográfica de todos los puentes que se encuentran en la base de datos.

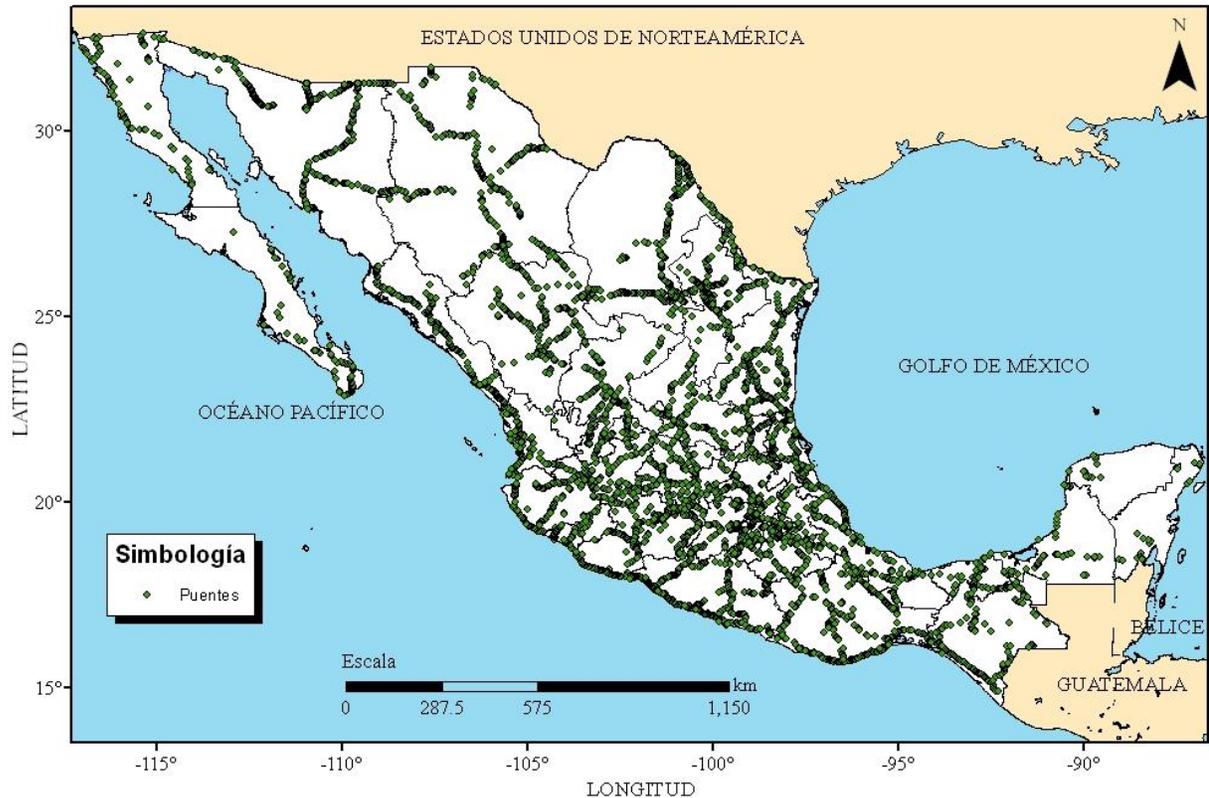


Figura 33. Localización geográfica de todos los puentes de la base de datos

Esta base de datos tiene registrado el nombre del puente, estado y municipio en el que se encuentra, su localización en coordenadas geográficas y el kilometraje del camino en el que se encuentra entre otras características geométricas, además de indicar de qué tipo de puente se trata, de los mencionados anteriormente, así fue posible depurar la base de datos y separar los puentes que cruzan algún río de los que no.

Otra de las bases de datos con la que se cuenta es la de los principales ríos del país, que sirvió como referencia para saber si los puentes de la base de datos efectivamente corresponden a puentes que cruzan algún río, ambos se pueden ver en la Figura 34.

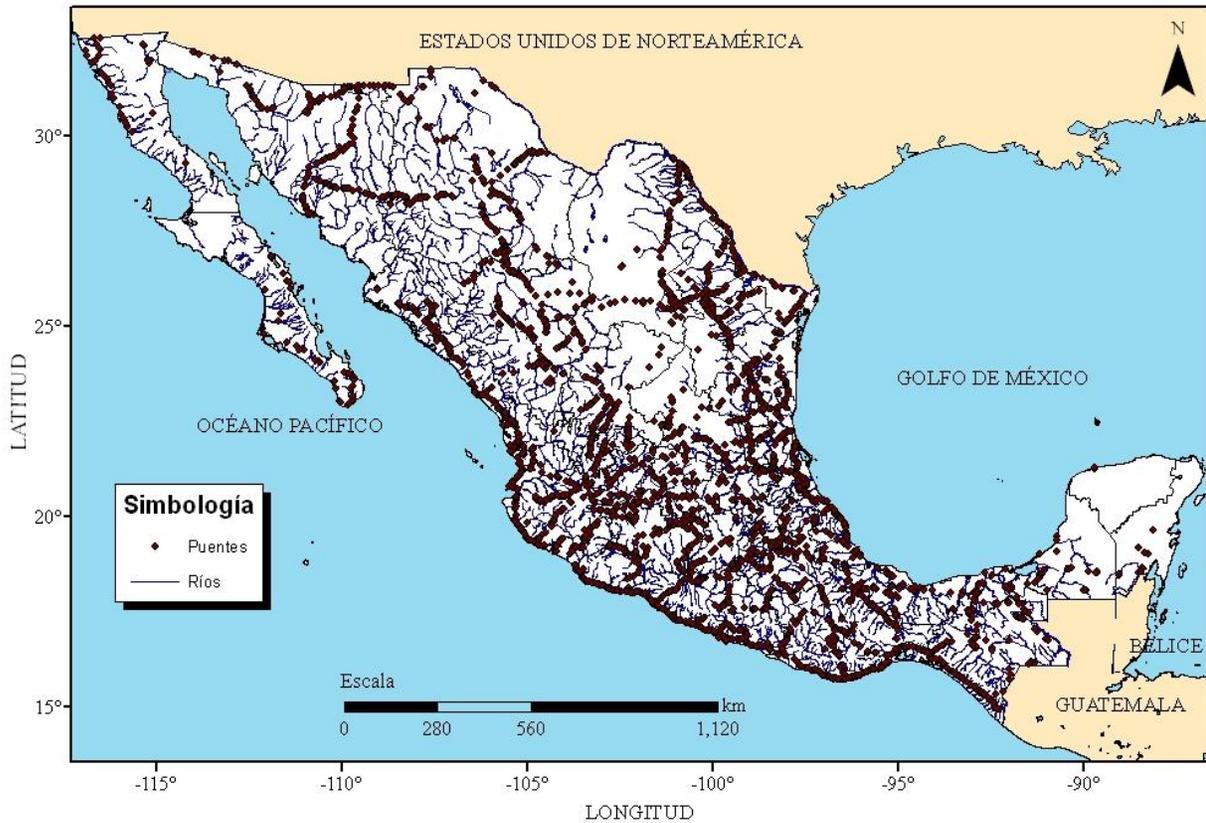


Figura 34. Principales ríos del país y la ubicación de puentes carreteros

La Figura 35, muestra la distribución de los puentes que no cruzan algún río, es decir, los carreteros, peatonales, de ferrocarril, etc.

Los puentes mostrados en la Figura 35, no se toman en cuenta en el cálculo de la socavación en esta tesis, es por eso que se hace la depuración de la base de datos. Al hacer la depuración de la base de datos, y separando los diferentes tipos de puentes, se reduce a 5417 puente sobre ríos de todo el país. Éstos se muestran en la

Figura 36.

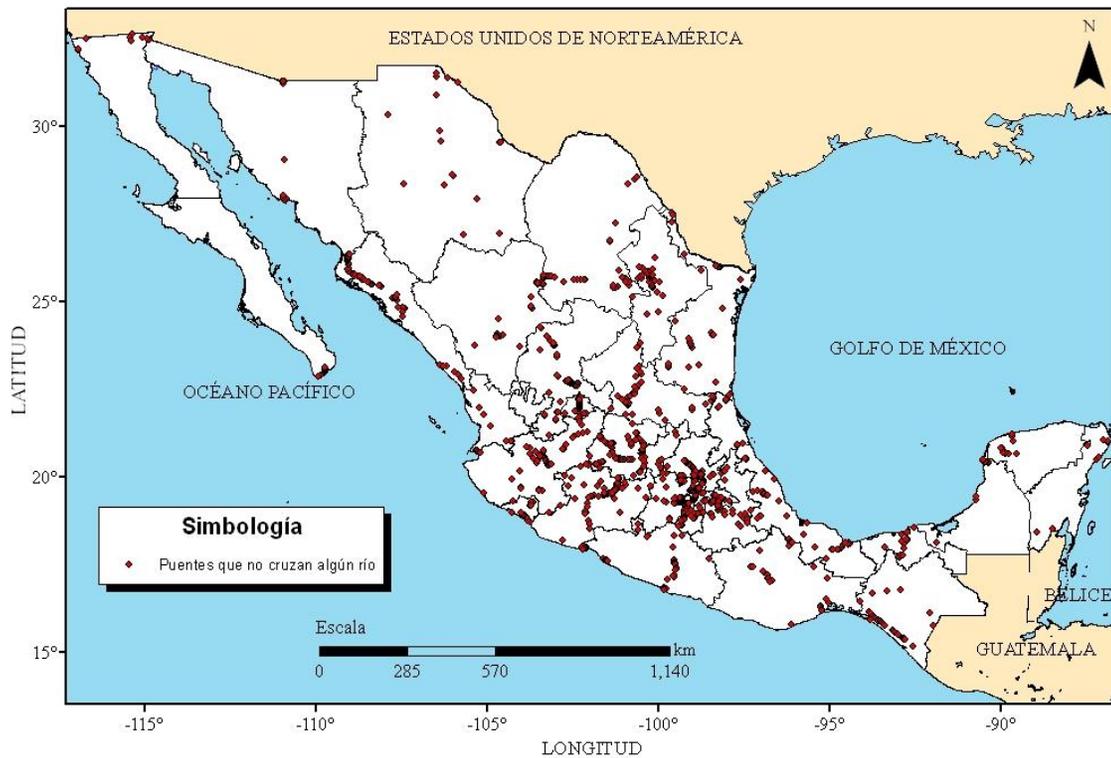


Figura 35. Puentes que no cruzan ríos



Figura 36. Puentes que cruzan algún río

Así como la información de la localización geográfica de los puentes, también existe información de características de éstos, tales como longitud del puente, número de claros, número de pilas, etc., se propone clasificar en diferentes tipos de puentes, de acuerdo a características que tengan en común y que sean relevantes en la estimación de la socavación, para así trabajar con esta nueva clasificación (con pocos tipos de puentes) en vez de 5417 puentes diferentes.

Una de las características que se consideró para llevar a cabo la clasificación de los puentes fue la longitud total de éstos, haciendo una agrupación con la longitud de todos los puentes, se obtuvo la distribución que se presenta en la Tabla 3, en ella se expresa el porcentaje y número de puentes que cumplen con cierta longitud total.

Tabla 3. Porcentaje de puentes por su longitud

Tipo de puente	Número de puentes	Porcentaje
Puentes de menos de 10m	845	15.60
Puentes entre 10m y 15m	1217	22.47
Puentes entre 15m y 25m	1186	21.89
Puentes entre 25m y 50m	1171	21.62
Puentes mayores a 50m	998	18.42
Total	5417	100

El conteo que se muestra en la Tabla 3, se representa en la Figura 37, dónde puede apreciarse que la mayoría son puentes con claros menores a 50 metros (80% de los puentes), por lo tanto se espera que éstos se dividan en pocos claros, es decir, que no tengan muchas pilas de apoyo; por ejemplo, los puentes de menos de 10 metros son de un solo claro y si la mayoría son de menos de 50 metros pueden tener de una a tres pilas de apoyo.

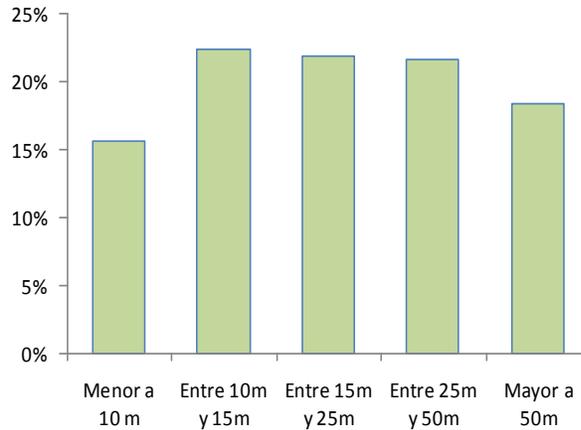


Figura 37. Clasificación de los puentes de acuerdo a su longitud

De acuerdo a la base de datos, se puede notar que el número de claros está ligado con el número de pilas que tendrá el puente, *e. i.* si se trata de un puente con dos claros, entonces éste tendrá una pila de apoyo, si tiene tres claros, entonces se trata de un puente apoyado en dos pilas, es por esto que los puentes también se clasificaron por número de claros, y se hizo un conteo similar a la clasificación anterior, este conteo de número de claros está en la Tabla 4 y se muestra gráficamente.

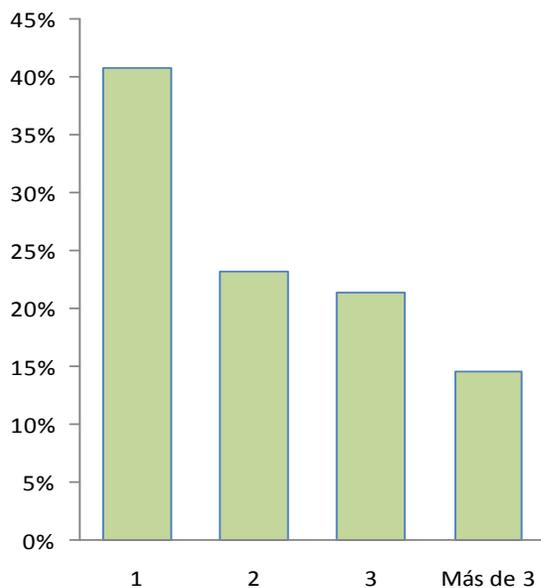


Figura 38. Número de claros en puentes

Tabla 4. Porcentaje de puentes por el número de claros

Tipo de puentes	Porcentaje	No. Puentes
Puentes de un claro	40.85	2213
Puentes de dos claros	23.20	1257
Puentes de tres claros	21.41	1160
Puentes de más de tres claros	14.53	787
Total	100.00	5417

Esta clasificación es importante, pues en las expresiones mostradas en el capítulo 2, es necesario conocer el ancho efectivo, que es el ancho total menos el ancho de las pilas y

estribos y conociendo el número de claros es posible saber el número de pilas, ya que el número de claros menos uno será el número de pilas.

Otra clasificación que se hizo es de acuerdo al material en la subestructura, es decir, el material de las pilas y estribos. La mayoría son de mampostería o de concreto, el acero no destaca en esta clasificación pues este seguramente es usado en la superestructura no en la subestructura pues si está en contacto directo con el agua la abrasión y corrosión son una gran desventaja para el acero. El material más utilizado en estribos y pilas se ven en las gráficas de la Figura 39 y en la Figura 40 respectivamente.

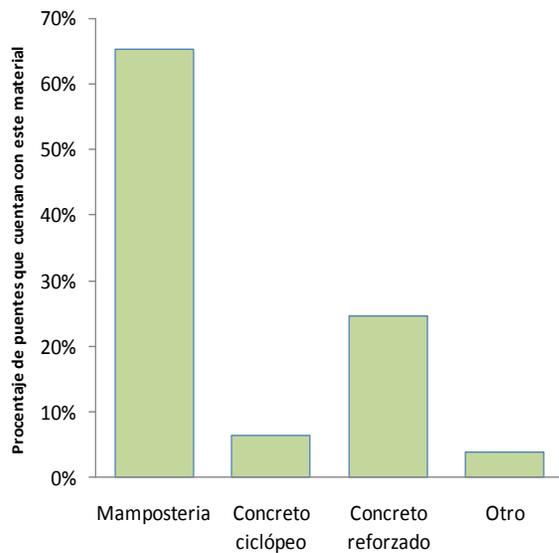


Figura 39. Clasificación de puentes de acuerdo al material en los estribos

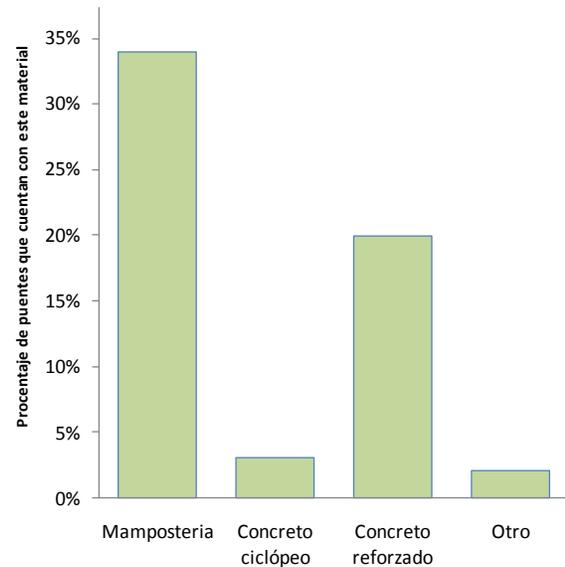


Figura 40. Clasificación de los puentes de acuerdo al material en las pilas

También existen diferentes tipos de estribos y de pilas, de todos los puentes, el 85% de los estribos son del tipo “estribos con aleros integrados” (el alero es aquel componente que encauza el flujo del agua para proteger el terraplén de acceso), el 10% son tipo columnas o pilotes con cabezal. En la Figura 41 se puede apreciar la distribución porcentual de los tipos de estribo. El 80% de las pilas son del tipo “pilas sólidas” (esto se refiere a que actúa como un solo elemento y no un grupo de pilas o un grupo de pilas con cabezal o placas de apoyo) y se muestra en la Figura 42.

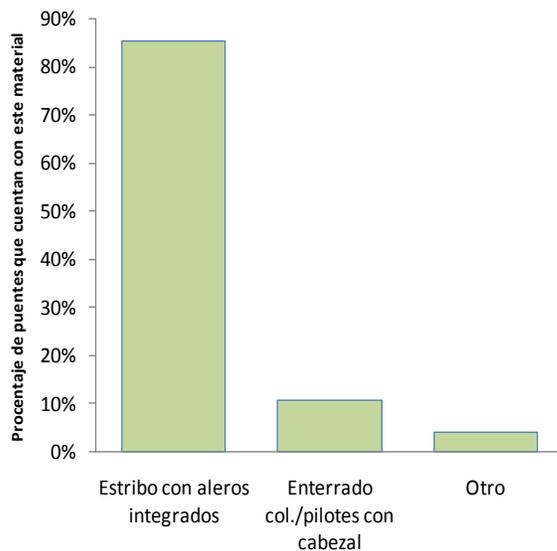


Figura 41. Porcentaje de puentes con cierto tipo de estribos

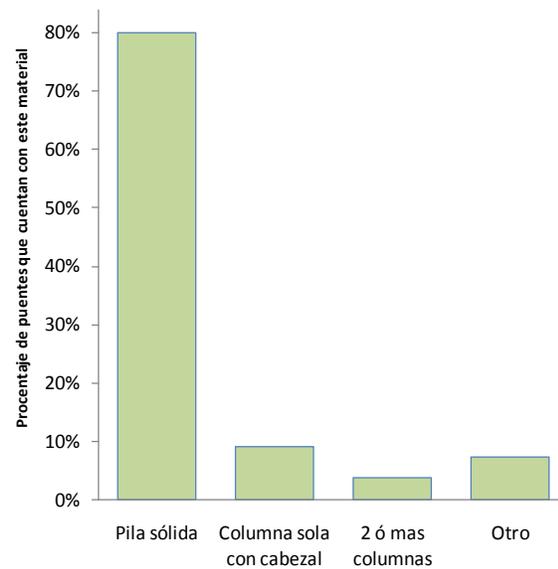


Figura 42. Porcentaje de puentes con cierto tipo de pilas

Generación de bases de datos

Agrupando las características relevantes (en primera instancia) de los puentes, tales como longitud del puente, número de pilas de apoyo y altura, se hizo una clasificación de puentes, dónde en vez de trabajar con los más de 5400 puentes, esa clasificación abarca sólo 15 diferentes tipos de puentes.

Se propusieron las siguientes clasificaciones, mostradas en la Tabla 5, que servirán para realizar los cálculos y análisis necesarios, dónde después de los cálculos se puede corroborar si estas características de verdad influyen o no en la profundidad de socavación.

Tabla 5. Tipos de puentes propuestos

Tipo	Características del puente
1	Puente de 10 m de claro apoyado sólo en estribos con una altura de 5 m
2	Puente de 15 m de claro apoyado en 1 pila con una altura de 5 m
3	Puente de 15 m de claro apoyado en 1 pila con una altura de 10 m
4	Puente de 15 m de claro apoyado en 2 pilas con una altura de 5 m
5	Puente de 15 m de claro apoyado en 2 pilas con una altura de 10 m
6	Puente de 25 m de claro apoyado en 1 pila con una altura de 5 m
7	Puente de 25 m de claro apoyado en 1 pila con una altura de 10 m
8	Puente de 25 m de claro apoyado en 2 pilas con una altura de 5 m
9	Puente de 25 m de claro apoyado en 2 pilas con una altura de 10 m
10	Puente de 50 m de claro apoyado en 2 pilas con una altura de 5 m
11	Puente de 50 m de claro apoyado en 2 pilas con una altura de 10 m
12	Puente de 50 m de claro apoyado en 3 o más pilas con una altura de 5 m
13	Puente de 50 m de claro apoyado en 3 o más pilas con una altura de 10 m
14	Puente mayor a 50 m de claro apoyado en 3 o más pilas con una altura de 5 m
15	Puente mayor a 50 m de claro apoyado en 3 o más pilas con una altura de 10 m

Respecto a los anchos de estribos y pilas, como se mencionó anteriormente, se cuenta con planos tipo de proyectos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, donde fue posible obtener los tipos de estribos y pilas y lo más importante, los anchos de estribos y pilas que se utilizan en los puentes. En la Figura 43 se muestra un estribo de los planos tipo y cuál es la medida que se toma como ancho de estribo, es decir, aquella medida que reduce el área hidráulica y repercute directamente el ancho efectivo del puente.

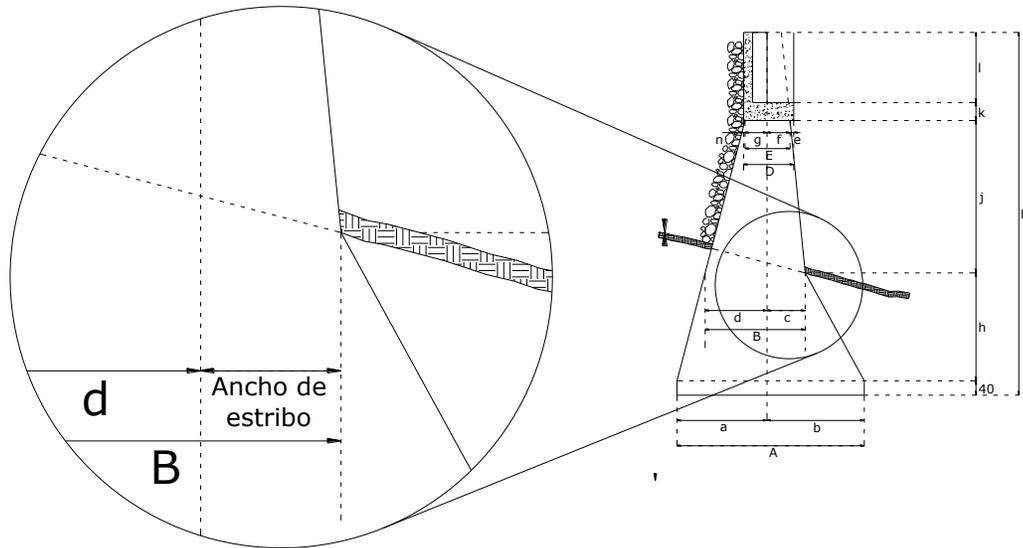


Figura 43. Estribo: detalle del ancho de estribo

De igual manera que en el ancho de estribo, la medida del ancho de pila que se toma en cuenta para el cálculo de la socavación es aquella correspondiente al perfil de “ataque”, el primero que se opone al flujo del agua y se puede observar en la Figura 44.

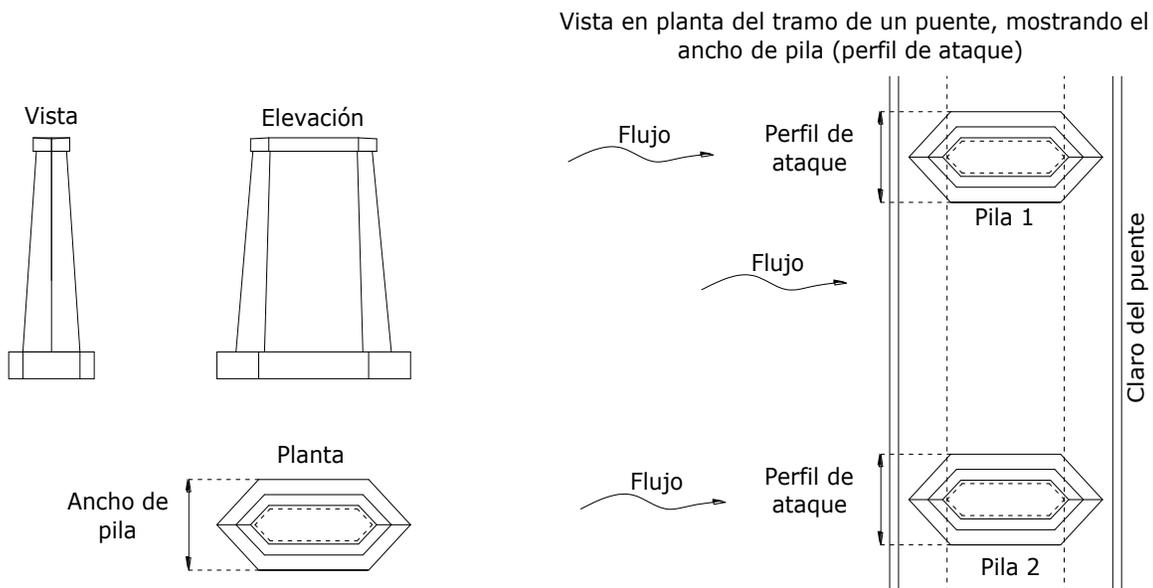


Figura 44. Ancho de pila (perfil de ataque)

De acuerdo con los registros de los planos tipo, se tienen los anchos de estribos y pilas mostrados en la Tabla 6, y éstos son los que se toman en cuenta para el análisis de socavación de las 15 clasificaciones propuestas de puentes, reiterando que se muestran los más representativos anchos de estribos y pilas en el análisis de resultados.

Tabla 6. Anchos de estribos y pilas

Ancho de estribos (m)	Ancho de pilas (m)
0.80	1.75
0.90	2.00
0.95	2.25
1.00	2.50
1.10	2.75
	3.00
	3.25

Información geotécnica

Como se menciona en la metodología, es necesario el diámetro medio del material en el cauce, por lo que se generó una base de datos con información geotécnica, recurriendo a diferentes dependencias, como fueron la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG) y la empresa ERN (Evaluación de Riesgos Naturales), se recopiló información de sus diferentes proyectos, simposios, además de buscar en la bibliografía existente. Con la recopilación de información se generaron archivos tipo shape de la litología en la República Mexicana. Lamentablemente se cuenta con poca información, pues ésta se obtiene de los diferentes muestreos y estudios de mecánica de suelos que alguien ya realizó y obviamente no se cubre todo el país, por lo que al igual que las velocidades medias y gastos máximos, se hace una interpolación con ayuda del programa ArcGIS (ESRI, 2008).

En la Figura 45 se muestra la recopilación de los diferentes estudios de mecánica de suelos realizados en el país y que cuentan con información necesaria para este trabajo.



Figura 45. Estudios de mecánica de suelos en el país



Con estas bases de datos, y con las expresiones mostradas en el capítulo 2, es posible realizar los diferentes cálculos para poder comparar mediante gráficas, qué tipo de socavación es la que afecta de manera importante a la estructura, éstas gráficas se muestran en el siguiente capítulo.

Parte importante de un cálculo es saber qué tan certero y confiable es, por lo que se necesita comparar los cálculos obtenidos con los datos reales de socavaciones ocurridas debidas a eventos registrados.

Desgraciadamente ni la CONAGUA, ni la SCT, cuentan con documentación de este fenómeno ocurrido en los puentes, es decir no se lleva a cabo el registro de este fenómeno, éste registro sería ideal si existiera en cada uno de los puentes y además si fuera un registro en periodos cortos de tiempo.

Afortunadamente, gracias a la SCT, se cuenta con información de perfiles en la sección de algunos puentes en el momento de su construcción y perfiles de esos mismos puentes varios años después. Comparando estos dos perfiles fue posible obtener la profundidad de socavación o, en caso contrario, si existió sedimentación.

Teniendo estos datos reales de profundidad de socavación, es posible compararlos con aquellos calculados para que de esta forma, sea posible conocer que tanta dispersión existe respecto a la realidad.

El análisis de los resultados de socavación se muestran en el siguiente capítulo, dónde se explican detalladamente y se aprecia qué tipo de socavación es la que más afecta a las estructuras.

Capítulo 4. Resultados

Con las expresiones del capítulo 2 y las bases de datos del capítulo 3 es posible realizar los diferentes cálculos, para así poder resultados y hacer el respectivo análisis a través de comparar (mediante gráficas) las diferentes profundidades de socavación obtenidas con dichas expresiones.

En principio, se calculará para cada tipo de puente todos los tipos de socavación, es decir:

- Para socavación por contracción empleando la expresión propuesta por Laursen (1963) así como aquella propuesta por el Michigan Tech (2011).
- Para estimar la socavación local en pilas, se emplea la expresión propuesta por Paris (1997).
- De igual forma, para estimar la socavación local en estribos se considera aquella expresión propuesta por Richardson y Davis (1995).
- Para socavación total, se considera la suma de los tipos de socavación mencionados anteriormente.

Para llevar a cabo los cálculos anteriores, se usaran como ancho de pilas y de estribos los mencionados en la Tabla 6.

Tabla 6. Anchos de estribos y pilas

Ancho de estribos (m)	Ancho de pilas (m)
0.80	1.75
0.90	2.00
0.95	2.25
1.00	2.50
1.10	2.75
	3.00
	3.25

De los cálculos realizados, se muestran las gráficas de aquellos que sean representativos, los que no lo sean simplemente se omitirán, es decir, si los resultados son similares, bastará con ejemplificar uno de ellos.

Los análisis se harán para las mismas condiciones de velocidad, para que de esta forma puedan ser comparables.



Así, de acuerdo al estudio hidrométrico y el análisis de bases de datos mostrado en el capítulo 3, esta tesis muestra los resultados de los cálculos realizados para una velocidad de 2m/s. En caso de haber otras condiciones, se harán las especificaciones pertinentes.

También se considera como promedio de la partícula (D_{50}) 0.002m, por lo que el valor de D_m será:

$$D_m = 1.25D_{50} = 1.25(0.002m) = 0.0025m$$

Los resultados se muestran para cada tipo de puente de acuerdo a la clasificación mostrada en la Tabla 4 del capítulo 3.

Análisis del puente tipo 1

Se trata de un puente con una longitud de 10 metros, apoyado sólo en los estribos, con una altura de 5 metros, dado que no existen pilas, no se lleva a cabo el cálculo de este tipo de socavación.

La socavación local en estribos para los diferentes anchos mencionados se muestra en la gráfica de la Figura 46.

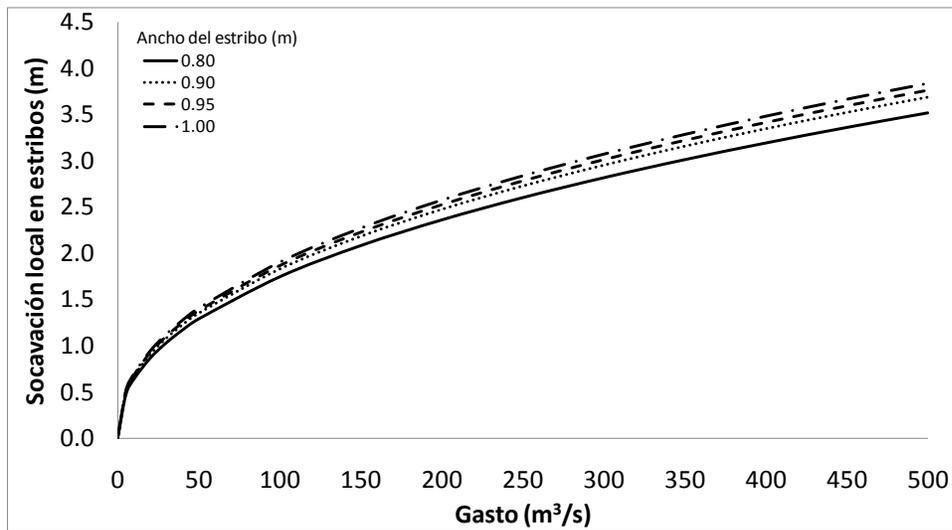


Figura 46. Socavación local en estribos puente tipo 1

Para la socavación por contracción, en la gráfica de la Figura 47 se muestran los cálculos con la expresión propuesta por Laursen (1963), en ella se observa que con un gasto de 500 m³/s la profundidad de socavación ya es mayor a 10 metros para cualquier ancho de estribo.

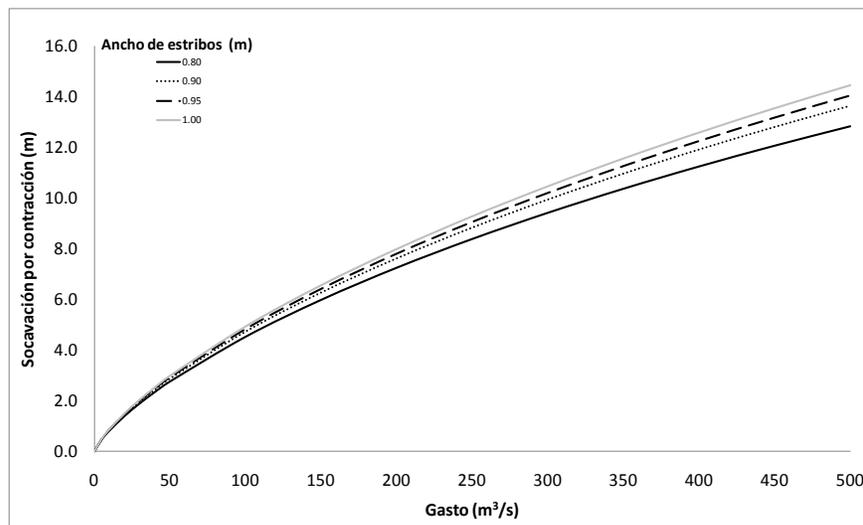


Figura 47. Socavación por contracción usando Laursen (1963) para puente tipo 1

Por otro lado, en la gráfica de la Figura 48 se aprecia que para un mismo gasto ($500 \text{ m}^3/\text{s}$) la profundidad de socavación es mayor a 2 metros, pero menor a 4 metros con cualquier ancho de estribo, en los dos casos la profundidad de socavación es mayor cuando aumenta el ancho del estribo.

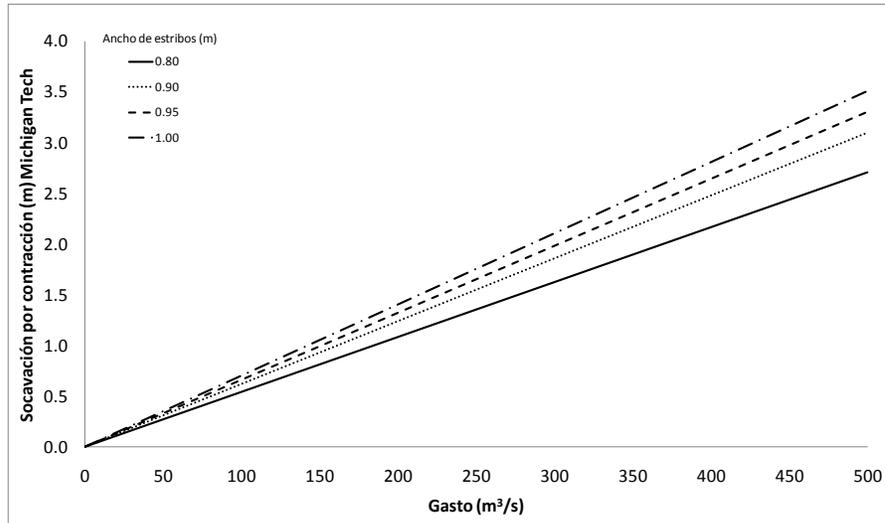


Figura 48. Socavación por contracción (Michigan Tech) para puente tipo 1

En la gráfica de la Figura 49 se presenta una comparación entre los resultados obtenidos con las dos expresiones de socavación por contracción.

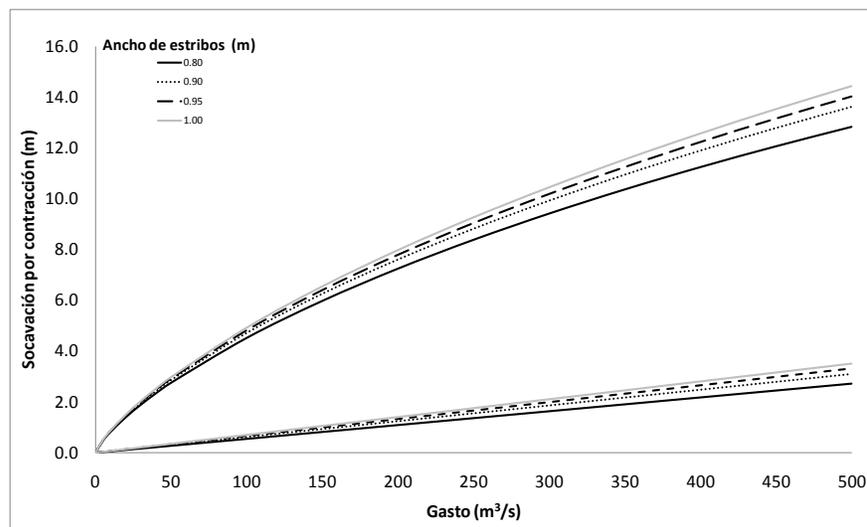


Figura 49. Comparación de socavación por contracción de las dos expresiones empleadas para puente tipo 1

Puede verse que la profundidad de socavación para un mismo ancho de estribo varía considerablemente entre la expresión de Laursen y la de la Universidad Tecnológica de Michigan, en la primera hay socavación mayor a 12 metros y en la segunda la socavación es menor a 4 metros, los dos para un gasto de $500 \text{ m}^3/\text{s}$.

La socavación total es la suma de todos los tipos de socavación y dado que existen dos expresiones para la socavación por contracción, ésta se obtiene para cada una de las expresiones de socavación por contracción, por lo que la expresión (15.a), se modifica como se muestra a continuación. Para el caso de considerar la socavación local en pilas se tiene:

$$Y_{TP} = Y_{C(Laursen)} + Y_{LP} \quad (15.a1)$$

$$Y_{TP} = Y_{C(MichiganTech)} + Y_{LP} \quad (15.a2)$$

Y para el caso de considerar la socavación local en estribos

$$Y_{TE} = Y_{C(Laursen)} + Y_{LE} \quad (15.b1)$$

$$Y_{TE} = Y_{C(MichiganTech)} + Y_{LE} \quad (15.b2)$$

La Tabla 7 muestra un ejemplo de de los resultados de la profundidad de socavación calculados para un ancho de estribo de 0.80 metros.

Tabla 7. Resultados profundidad de socavación para un ancho de estribo específico

Gasto m ³ /s	Ancho de estribos 0.80 m				
	Y _{LE} (m)	Y _{LC} Laursen (m)	Y _{Total} (m)	Y _{LC} MichTech (m)	Y _{Total} (m)
0	0.01	0.00	0.01	0.00	0.01
5	0.47	0.48	0.96	0.03	0.50
10	0.64	0.82	1.47	0.05	0.70
20	0.87	1.40	2.27	0.11	0.98
30	1.04	1.89	2.93	0.16	1.20
40	1.17	2.34	3.52	0.22	1.39
50	1.29	2.76	4.05	0.27	1.56
100	1.75	4.53	6.27	0.54	2.29
150	2.08	5.98	8.07	0.81	2.90
200	2.36	7.26	9.62	1.08	3.45
250	2.60	8.39	11.00	1.35	3.96
300	2.82	9.43	12.24	1.63	4.44
350	3.01	10.38	13.39	1.90	4.91
400	3.19	11.26	14.45	2.17	5.36
450	3.36	12.08	15.44	2.44	5.80
500	3.52	12.85	16.36	2.71	6.23

En la Figura 50, se aprecia la diferencia de profundidad de socavación calculada con las dos expresiones y se muestra la curva para cada cálculo variando el ancho del estribo, éste va de 0.80 metros hasta 1.00 metros.

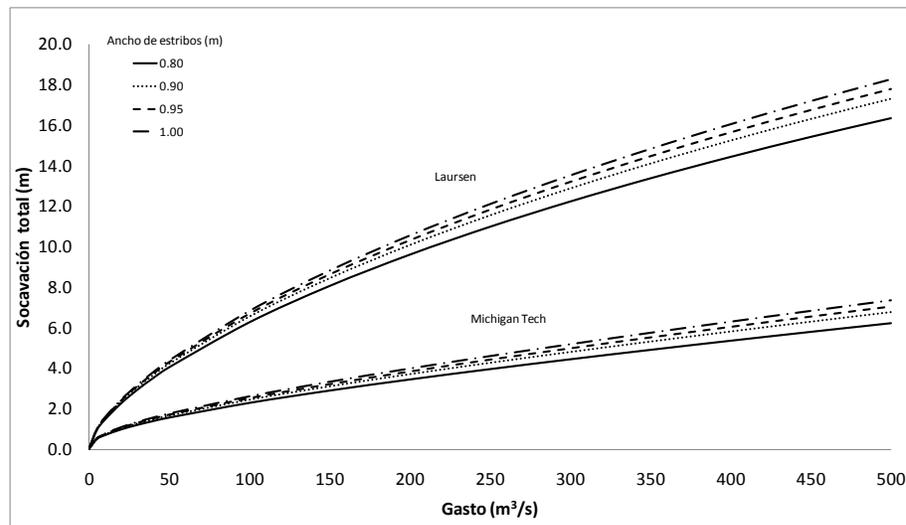


Figura 50. Socavación total del puente tipo 1

Análisis del puente tipo 2

Este caso se trata de un puente con una longitud promedio de 15 metros, apoyado en una pila, con una altura de 5 metros. A partir de este caso se hará el análisis de socavación en pilas, pues ya todos los tipos de puentes tienen al menos una pila de apoyo, únicamente el primer caso no cuenta con pilas por tratarse de puentes de un solo claro.

La socavación local en pilas para los diferentes anchos de pila mencionados, se muestra en la Figura 51.

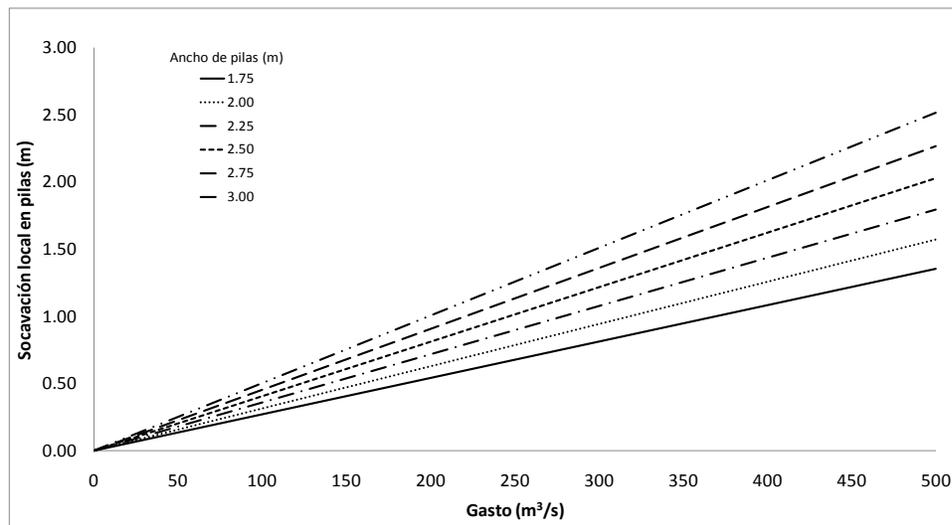


Figura 51. Socavación local en pilas para puente tipo 2

En la figura anterior se aprecia cómo va aumentando la profundidad de socavación cuando el ancho de la pila también incrementa, ejemplo de ellos es el caso para un gasto de 500 m³/s, donde se observa que para puentes con pilas de 1.75 metros de ancho la socavación local se estima en 1.35 metros, sin embargo, e para una pilas de 3 metros de ancho, la socavación local que se obtiene es de 2.52 metros.

En la gráfica de la siguiente figura se puede ver la socavación local en estribos para los diferentes anchos mencionados y al igual que en la socavación local en pilas, se aprecia que existe una menor profundidad de socavación cuando se trata de un ancho de estribo menor, así como también, se obtiene una mayor profundidad de socavación cuando el ancho de estribo aumenta.

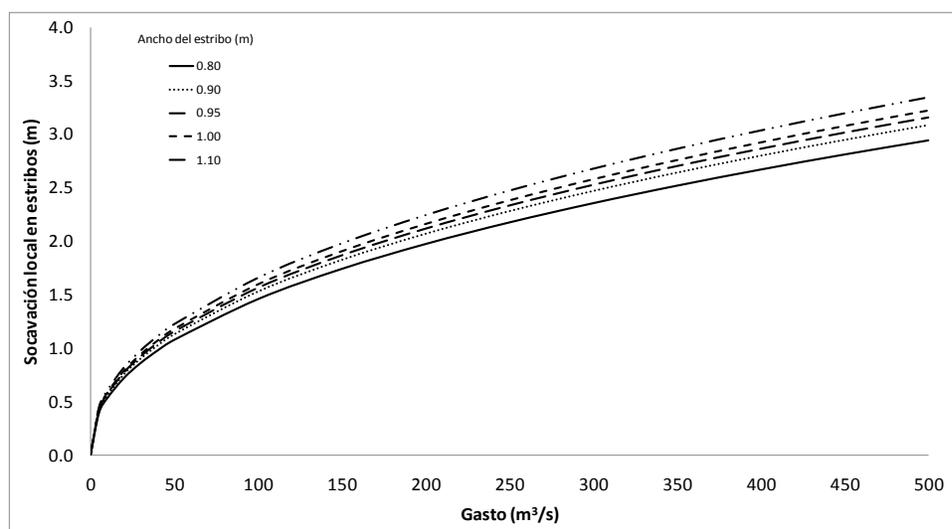


Figura 52. Socavación local en estribos para puente tipo 2

La socavación por contracción se muestra en la gráfica de la Figura 53, los resultados se obtienen con la expresión de Laursen (1963). Los resultados obtenidos consideran un ancho de estribo fijo (*i. e.* 0.80 m); las curvas que se muestran en la gráfica corresponden a diferentes anchos de pila.

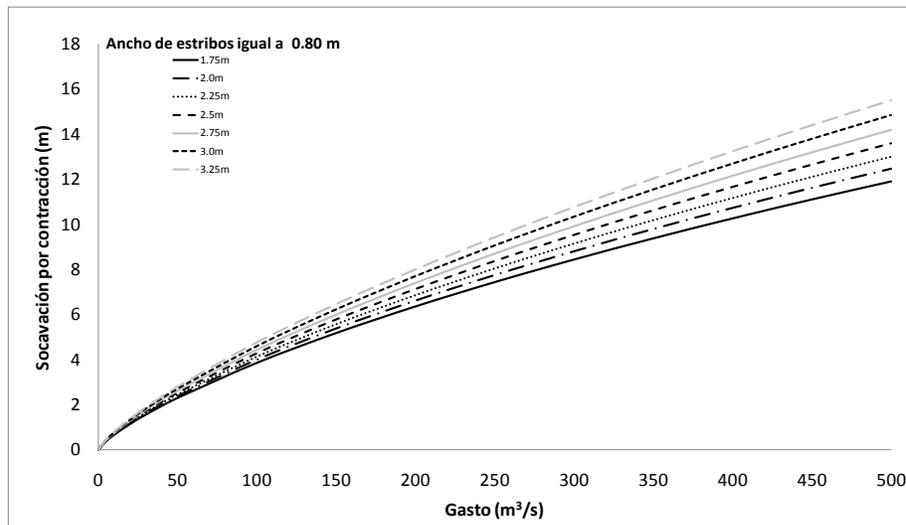


Figura 53. Socavación por contracción con Laursen (1963) en puente tipo 2

La gráfica de la Figura 54 muestra las curvas resultantes de la socavación por contracción de los diferentes anchos de pila para un ancho de estribo de 1.00 m.

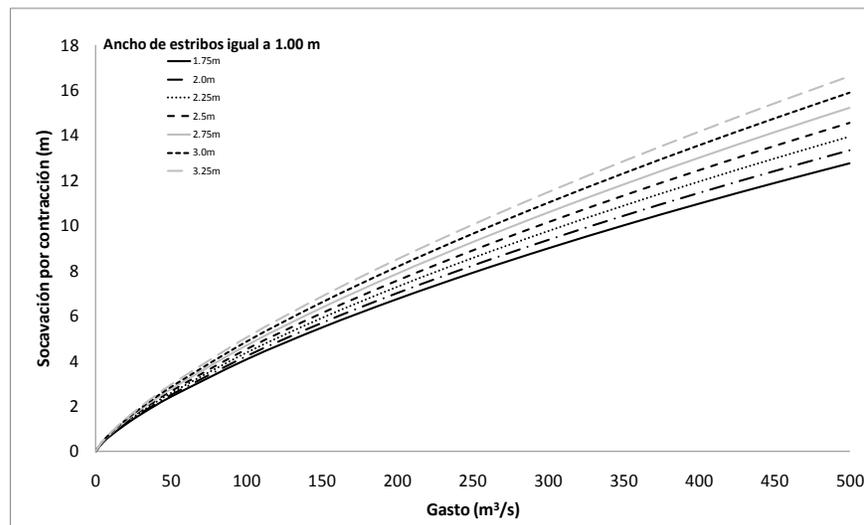


Figura 54. Socavación por contracción con Laursen (2011) en puente tipo 2

Por otra parte, los resultados del cálculo con la segunda expresión de socavación por contracción se muestra en la

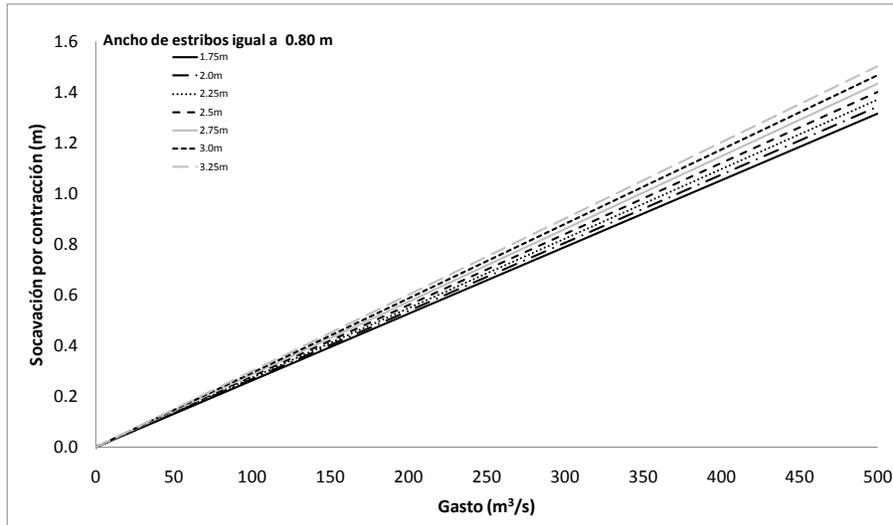


Figura 55. Al igual que en las figuras 53 y 54, los resultados obtenidos se muestra para dos anchos de estribo fijo (0.80 m para la

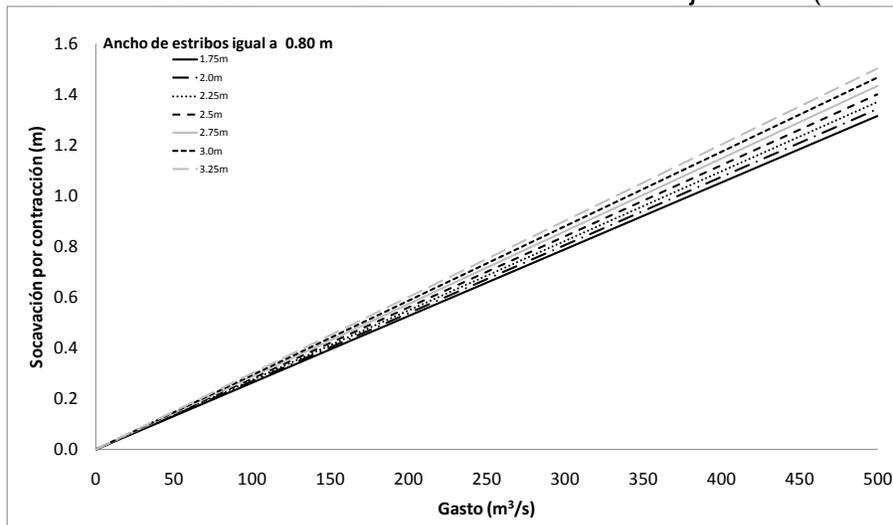


Figura 55 y 1.00 m para la Figura 56) con anchos de pila distintos.

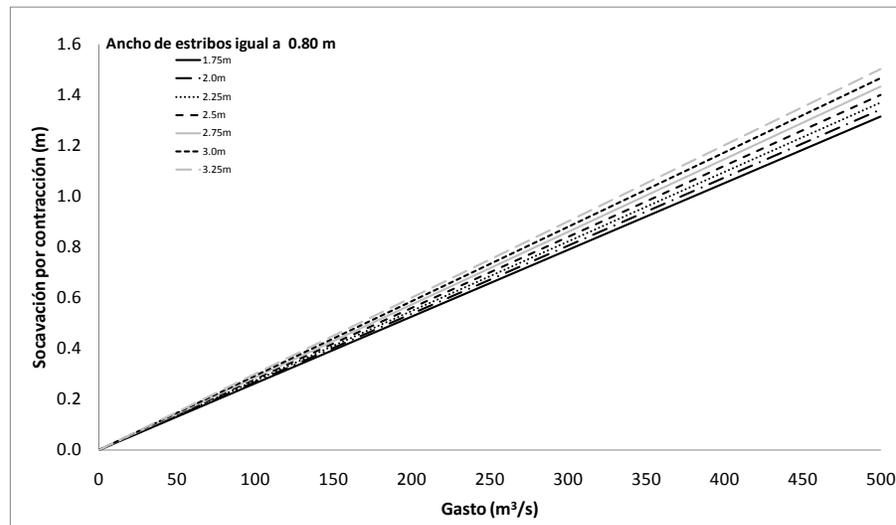


Figura 55. Socavación por contracción con Michigan Tech (2011) para puente tipo 2

Como se menciona anteriormente, la Figura 56 muestra la profundidad de socavación por contracción usando la expresión de la Universidad Tecnológica de Michigan (2011) para este tipo de puente con un ancho de estribo de un metro y diferentes anchos de pila, desde 1.75 metros hasta 3 metros.

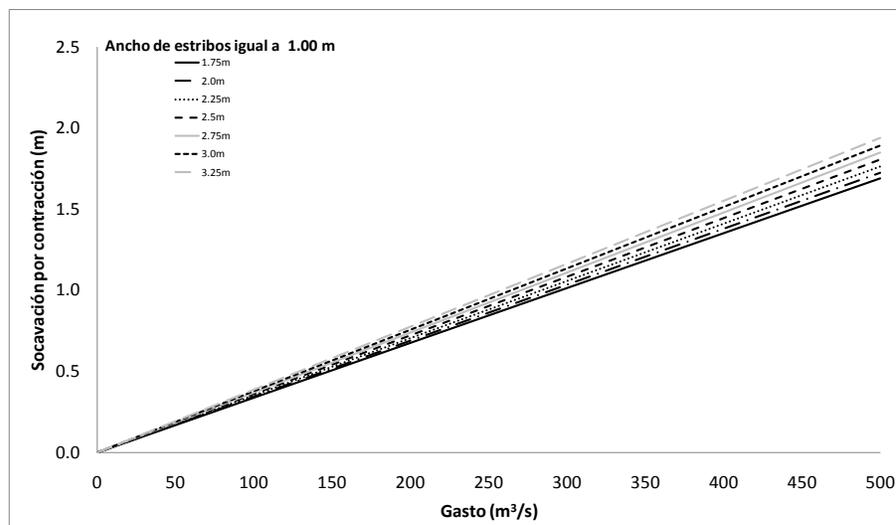


Figura 56. Socavación por contracción con Michigan Tech (2011) para puente tipo 2

Si se hace una comparación entre los resultados mostrados en la

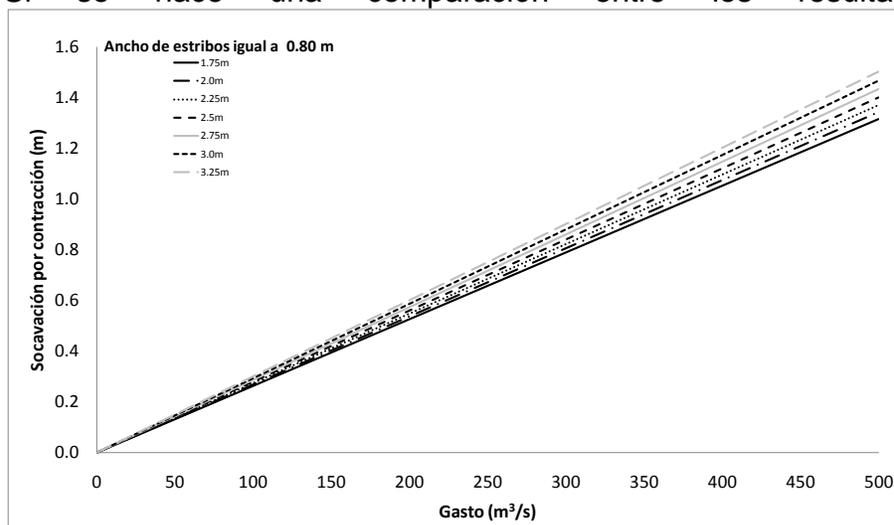


Figura 55 y aquellos mostrados en la Figura 56, que corresponden al mismo tipo de puente con el mismo ancho de pilas y mismo ancho de estribo, se aprecia la diferencia entre las dos expresiones utilizadas para estimar la profundidad de socavación por contracción. Para un gasto de $500 \text{ m}^3/\text{s}$, velocidad de 2 m/s , un ancho de pila de 2 m y ancho del estribo de 0.80 m , el de Laursen (1963) arroja una profundidad de socavación de 12.46 m y la expresión del Michigan Tech de 1.34 m .

Para apreciar mejor esta diferencia, la Figura 57 muestra el resultado de las dos expresiones utilizadas, reiterando que se trata de un ancho de estribo de 0.80 m y con velocidad de 2 m/s . Se muestran las curvas con los diferentes anchos de pila.

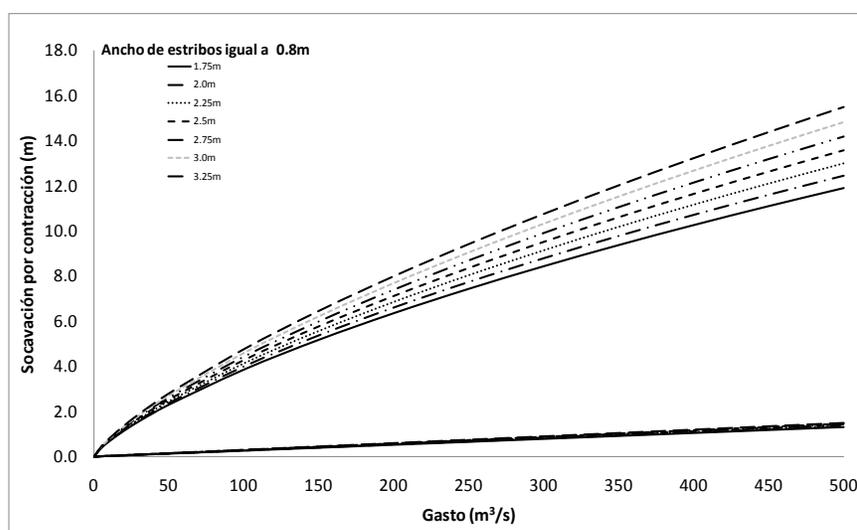


Figura 57. Socavación por contracción, Laursen y Michigan Tech

No se aprecian muy bien las diferentes curvas de la socavación por contracción con la expresión de la Universidad de Michigan, aún así, la Figura 57 sirve para marcar la diferencia existente entre las dos expresiones, es posible observar que para las mismas



condiciones y características del puente, usando el de Laursen la profundidad de socavación es mayor a la del Michigan Tech.

La socavación total se divide como se muestra en la Tabla 8, ésta es una tabla de las ecuaciones derivadas de 15a y 15b.

Tabla 8. Socavación total

Socavación total	Socavación local en pilas	Socavación por contracción Laursen $Y_{TP} = Y_{LP} + Y_C Laursen$
		Socavación por contracción Michigan Tech $Y_{TP} = Y_{LP} + Y_C MichTech$
Socavación total	Socavación local en estribos	Socavación por contracción Laursen $Y_{TP} = Y_{LE} + Y_C Laursen$
		Socavación por contracción Michigan Tech $Y_{TP} = Y_{LE} + Y_C MichTech$

En los resultados que se obtengan se debe tomar en cuenta que en la socavación por contracción (ya sea con Laursen o Michigan Tech) interviene el ancho del estribo, así que se hace la aclaración de cuál es este ancho en los resultados mostrados.

Usando como referencia la Tabla 8, la socavación total debido a socavación local en pilas para una velocidad de 2 m/s, un ancho de estribo de 0.80 m, ancho de pila de 1.75 m se muestra en la Tabla 10.

A manera de ejemplo, considerando un gasto de $300\text{m}^3/\text{s}$, se tiene:

$$Y_{TP} = Y_{LP} + Y_C Laursen = 0.81\text{m} + 8.45\text{m} = 9.27\text{m}$$

$$Y_{TP} = Y_{LP} + Y_C MichTech = 0.81\text{m} + 0.79\text{m} = 1.60\text{m}$$

Tabla 9. Resultados de socavación total para ancho de pila de 1.75 m

Gasto (m^3/s)	Y_{LP} (m)	Y_{LC} Laursen (m)	Y_{TP} (m)	Y_{LC} Mich Tech (m)	Y_{TP} (m)
0	0	0	0	0	0
50	0.14	2.31	2.44	0.13	0.27
100	0.27	3.86	4.13	0.26	0.53
150	0.41	5.19	5.59	0.39	0.80
200	0.54	6.37	6.91	0.53	1.07
250	0.68	7.45	8.13	0.66	1.33
300	0.81	8.45	9.27	0.79	1.60
350	0.95	9.39	10.34	0.92	1.87
400	1.08	10.28	11.37	1.05	2.14
450	1.22	11.12	12.34	1.18	2.40

500	1.35	11.93	13.28	1.31	2.67
-----	------	-------	-------	------	------

Para poder hacer una comparación adecuada, los resultados de socavación total considerando la socavación local en estribos considerarán las mismas condiciones, es decir, velocidad de 2m/s, ancho de pila de 1.75m y ancho de estribo de 0.8m, la Tabla 10 muestra esos resultados.

Tabla 10. Socavación total para ancho de estribo de 0.80 m

Gasto (m^3/s)	Y_{LE} (m)	Y_{LC} Laursen (m)	Y_{TE} (m)	Y_{LC} Mich Tech (m)	Y_{TE} (m)
0	0.01	0.00	0.01	0.00	0.01
50	1.08	2.31	3.39	0.13	1.22
100	1.46	3.86	5.33	0.26	1.73
150	1.75	5.19	6.94	0.39	2.14
200	1.98	6.37	8.35	0.53	2.51
250	2.18	7.45	9.63	0.66	2.84
300	2.36	8.45	10.82	0.79	3.15
350	2.53	9.39	11.92	0.92	3.45
400	2.68	10.28	12.96	1.05	3.73
450	2.82	11.12	13.94	1.18	4.00
500	2.95	11.93	14.88	1.31	4.26

Para un mejor análisis entre la socavación total producida por las pilas y la producida por estribos, la gráfica de la figura 58 muestra esta diferencia; en ella se puede observar que se presenta una mayor profundidad de socavación (empleando Laursen o Michigan Tech) cuando se considera la socavación local en estribos. Por simple inspección, esto parece lógico, debido a que se trata de un puente con una longitud pequeña (15metros) en los otros casos dónde sea una mayor longitud, es posible que los estribos no afecten de manera considerable la profundidad de socavación. Esta hipótesis se estudiará con los análisis de los casos siguientes.

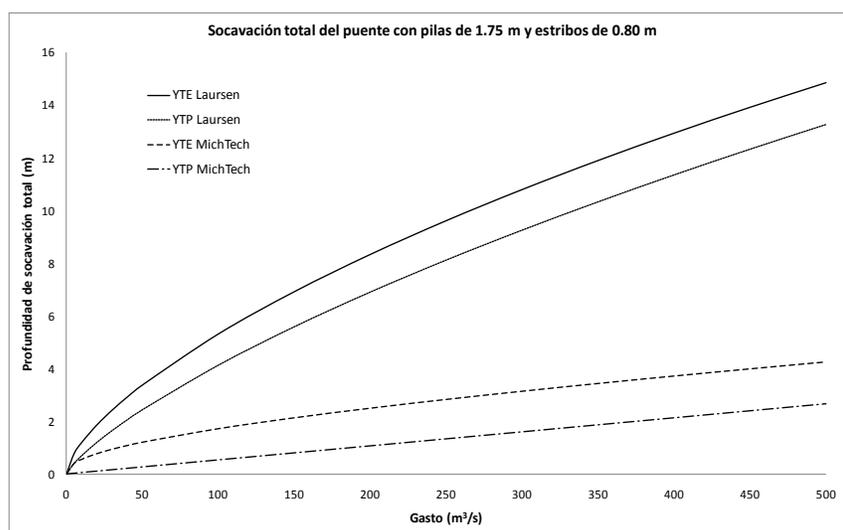


Figura 58. Socavación total para puente tipo 2

Si se considera la misma condición en el ancho de estribo, es decir, 0.80 m y se cambia el ancho de pila a 2.5 metros, los resultados que se obtienen de la socavación total considerando la socavación local en pilas son los que se presentan en la Tabla 11.

Tabla 11. Socavación total en pilas para ancho de pila de 2.5m

Gasto (m ³ /s)	Y _{LP} (m)	Y _{LC} Laursen (m)	Y _{TP} (m)	Y _{LC} Mich Tech (m)	Y _{TP} (m)
0	0	0	0	0	0
50	0.20	2.54	2.74	0.14	0.34
100	0.41	4.29	4.69	0.28	0.69
150	0.61	5.79	6.39	0.42	1.03
200	0.81	7.14	7.95	0.56	1.37
250	1.01	8.38	9.39	0.70	1.72
300	1.22	9.54	10.75	0.84	2.06
350	1.42	10.63	12.05	0.98	2.40
400	1.62	11.67	13.29	1.12	2.75
450	1.83	12.66	14.48	1.26	3.09
500	2.03	13.60	15.63	1.40	3.43

Para poder comparar adecuadamente, la Tabla 12 muestra los resultados de la socavación total considerando la socavación local en estribos, con las mismas condiciones (velocidad 2m/s, ancho de estribo 0.8m) pero variando el ancho de pila a 2.5m.

Tabla 12. Socavación total en estribos para estribo de 0.8m y pila de 2.5m

Gasto (m ³ /s)	Y _{LE} (m)	Y _{LC} Laursen (m)	Y _{TE} (m)	Y _{LC} Mich Tech (m)	Y _{TE} (m)
0	0.01	0.00	0.01	0.00	0.01
50	1.08	2.54	3.62	0.14	1.22
100	1.46	4.29	5.75	0.28	1.75
150	1.75	5.79	7.53	0.42	2.17
200	1.98	7.14	9.12	0.56	2.54
250	2.18	8.38	10.56	0.70	2.88
300	2.36	9.54	11.90	0.84	3.20
350	2.53	10.63	13.16	0.98	3.51
400	2.68	11.67	14.35	1.12	3.80
450	2.82	12.66	15.48	1.26	4.08
500	2.95	13.60	16.55	1.40	4.35

En la gráfica de la figura 59 se aprecia que la socavación total en estribos sigue siendo mayor que la socavación total en pilas (para las dos expresiones), a pesar de que el ancho de estribo no varía y el ancho de pila que se considera es mayor que el anterior. Esto aún puede atribuirse a la longitud del puente y se podrá corroborar con los casos de puentes que presentan una mayor longitud.

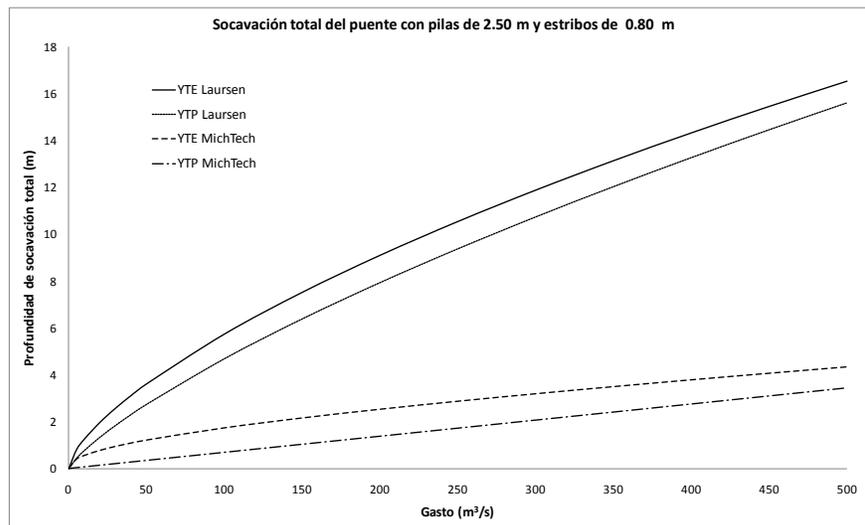


Figura 59. Socavación total puente tipo 2 con estribos de 0.8m y pila de 2.5m

Análisis del puente tipo 3

Se trata de puentes de 15 metros de claro apoyados en una pila con una altura de 10 metros, la única diferencia con el tipo de puente anterior es la altura, donde la altura característica es de 5m.

Este caso tiene en común con el anterior, la longitud, número de apoyos de pila, misma condición de velocidad (2 m/s), por lo que los resultados son iguales para socavación local en pilas, para socavación local en estribos, socavación por contracción considerando la expresión de Laursen, socavación por contracción considerando la expresión del Michigan Tech y socavación total. La única diferencia existente es la altura, por lo tanto, podrá tener mayor capacidad hidráulica, pero el efecto de la socavación en el puente será igual que el caso anterior.

Así, a partir de este caso los puentes con las mismas condiciones excepto la altura, la socavación será igual.

Análisis del puente tipo 4 y 5

Se trata de puentes de 15 metros de longitud, apoyados sobre 2 pilas, los puentes tipo 4 presentan una altura de 5 metros, mientras que aquellos que se clasifiquen como tipo 5 se considerará una altura de 10 metros. Por otro lado, como se menciona anteriormente los resultados son los mismos, así que se agrupan en este mismo análisis.

La gráfica de la Figura 60 muestra la profundidad de socavación local en pilas, mismos anchos de pila mencionados, esta vez a diferencia del caso 2, se trata de 2 pilas, debido a esto el área hidráulica disminuye, por lo que se espera que sea una mayor socavación en pilas.

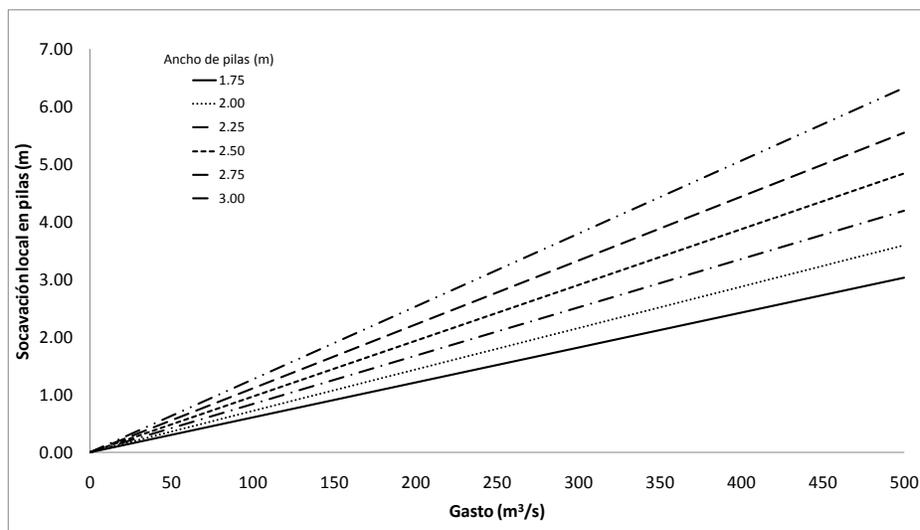


Figura 60. Socavación local en pilas para puente tipo 4

Efectivamente la socavación es mayor que en el caso con una sola pila de apoyo (Figura 51).

La socavación local en estribos (Figura 61), no debe de variar, se espera que sea la misma que el caso 2 (Figura 62), pues no hay variación de la longitud del puente ni en los anchos de estribo.

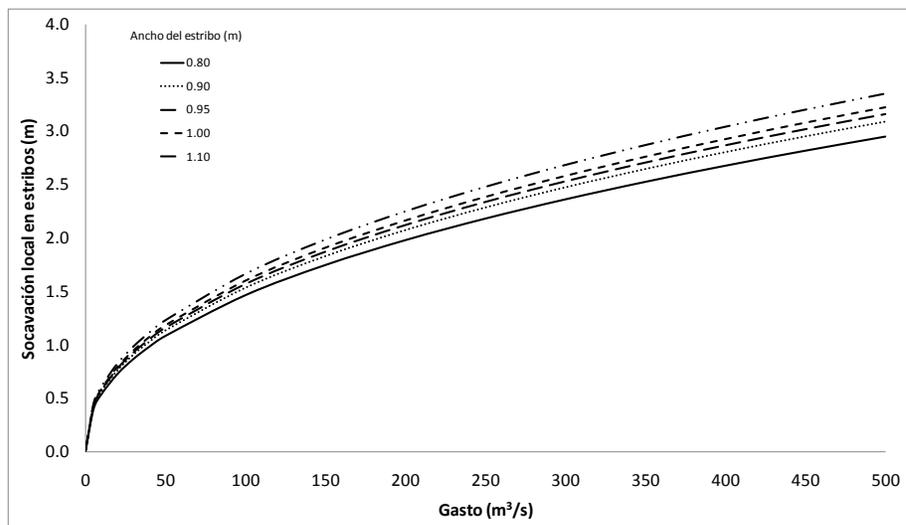


Figura 61. Socavación local en estribos para puente tipo 4

De igual forma, se calcula la socavación por contracción usando la expresión de Laursen y usando la expresión del Michigan Tech. Por ser un puente con un claro pequeño, se considera un ancho de estribo de 0.80 m y pilas de 1.75 m, en la gráfica de la Figura 62 se muestra la profundidad de socavación.

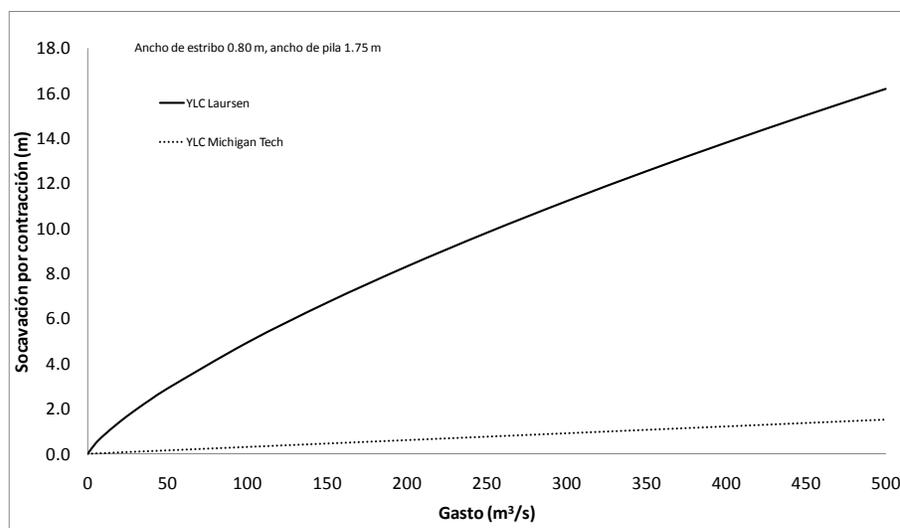


Figura 62. Socavación por contracción (Laursen y Michigan Tech) para puente tipo 4

El resultado de la socavación total en pilas bajo las mismas condiciones se muestra en la Tabla 13.

Tabla 13. Socavación total en pilas de puente tipo 4

Gasto	Y_{LP}	Y_{LC} Laursen	Y_{TP}	Y_{LC} Mich Tech	Y_{TP}
(m^3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

50	0.30	2.90	3.20	0.15	0.46
100	0.61	4.94	5.55	0.31	0.92
150	0.91	6.71	7.62	0.46	1.37
200	1.21	8.32	9.54	0.62	1.83
250	1.52	9.81	11.33	0.77	2.29
300	1.82	11.22	13.04	0.92	2.75
350	2.13	12.55	14.67	1.08	3.20
400	2.43	13.82	16.25	1.23	3.66
450	2.73	15.04	17.77	1.39	4.12
500	3.04	16.21	19.24	1.54	4.58

De igual forma se calcula la socavación total en estribos y los resultados bajo las mismas condiciones, se muestran en la Tabla 14.

Tabla 14. Socavación total en estribos de puente tipo 4

Gasto (m³/s)	Y_{LE} (m)	Y_{LC} Laursen (m)	Y_{TE} (m)	Y_{LC} Mich Tech (m)	Y_{TE} (m)
0	0.01	0.00	0.01	0.00	0.01
50	1.08	2.90	3.98	0.15	1.24
100	1.46	4.94	6.41	0.31	1.77
150	1.75	6.71	8.46	0.46	2.21
200	1.98	8.32	10.30	0.62	2.60
250	2.18	9.81	12.00	0.77	2.95
300	2.36	11.22	13.58	0.92	3.29
350	2.53	12.55	15.07	1.08	3.60
400	2.68	13.82	16.49	1.23	3.91
450	2.82	15.04	17.85	1.39	4.20
500	2.95	16.21	19.16	1.54	4.49

Los resultados mostrados en las Tablas 13 y 14 se aprecian en la gráfica de la Figura 63, donde es posible observar que la profundidad de socavación calculada con Laursen es mayor que con la expresión del Michigan Tech, en los dos casos la socavación total debido a estribos es mayor que la generada debido a pilas.

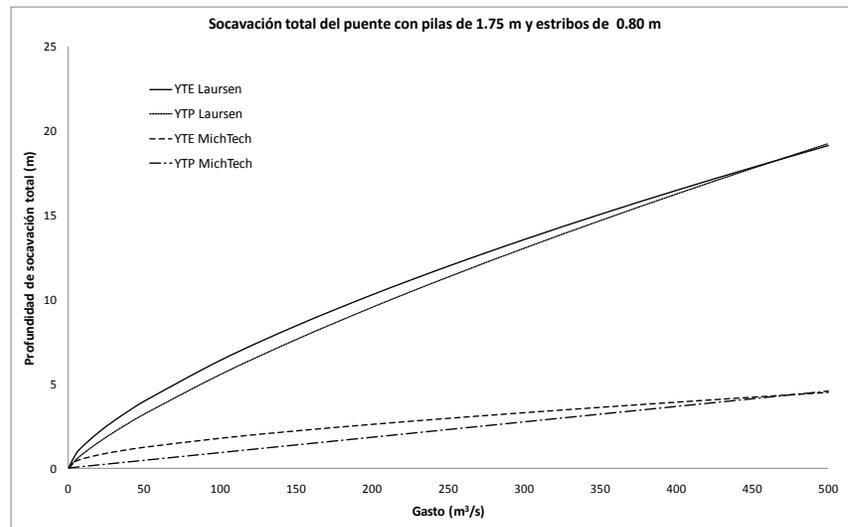


Figura 63. Socavación total en pilas para puente tipo 4

La Figura 63 muestra que al aumentar el número de pilas, ante cierta cantidad de gasto, la socavación total en estribos comienza a ser igual que la socavación total en pilas. Es necesario seguir analizando los otros casos para conocer con más detalle este comportamiento, si en puentes con longitudes más grandes la mayor profundidad de socavación total ocurre con las pilas o con estribos.

Análisis para puente tipo 6 y 7

Entre los puentes tipo 6 y los puentes tipo 7, al igual que los casos anteriores, la diferencia es la altura. Se trata de puentes con 25 metros de longitud, apoyado sobre una sola pila.

La profundidad de la socavación local en pilas (Figura 64) y en estribos (Figura 65) disminuye, pues la longitud del puente es mayor que los casos anteriores y se trata de una sola pila de apoyo.

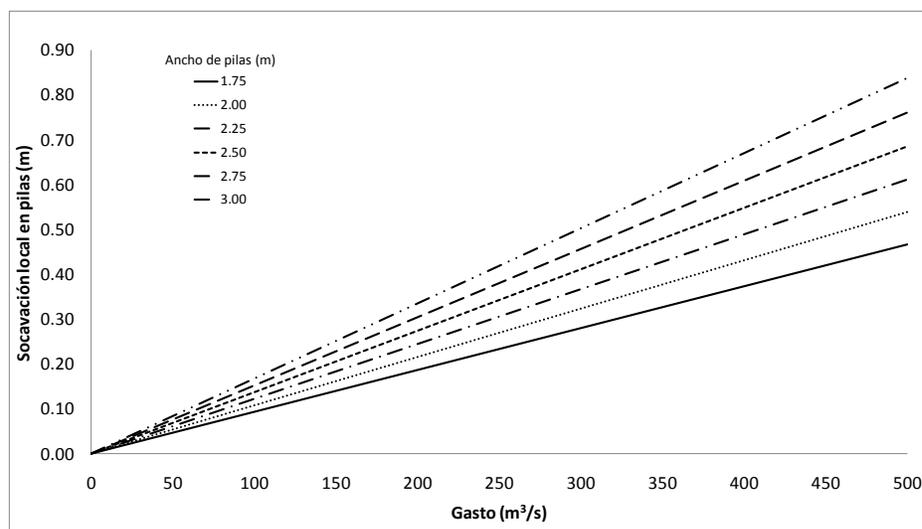


Figura 64. Socavación local en pilas de puente tipo 6

La socavación para los diferentes tipos de estribo se muestra en la gráfica de la Figura 65.

Tabla 15. Resultados socavación local en estribos

Gasto (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	Área (m ²)	H (m)	Número Froude	Ancho de estribos (m)				
					0.80	0.90	0.95	1.00	1.10
0	2	0	0	<1	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
50	2	25	1	0.64	0.87	0.91	0.93	0.95	0.99
100	2	50	2	0.45	1.17	1.23	1.26	1.28	1.33
150	2	75	3	0.37	1.40	1.47	1.50	1.53	1.59
200	2	100	4	0.32	1.59	1.66	1.70	1.73	1.80
250	2	125	5	0.29	1.75	1.83	1.87	1.91	1.98
300	2	150	6	0.26	1.89	1.98	2.03	2.07	2.15
350	2	175	7	0.24	2.02	2.12	2.17	2.21	2.30
400	2	200	8	0.23	2.14	2.25	2.30	2.34	2.44
450	2	225	9	0.21	2.26	2.37	2.42	2.47	2.56
500	2	250	10	0.20	2.36	2.48	2.53	2.58	2.68

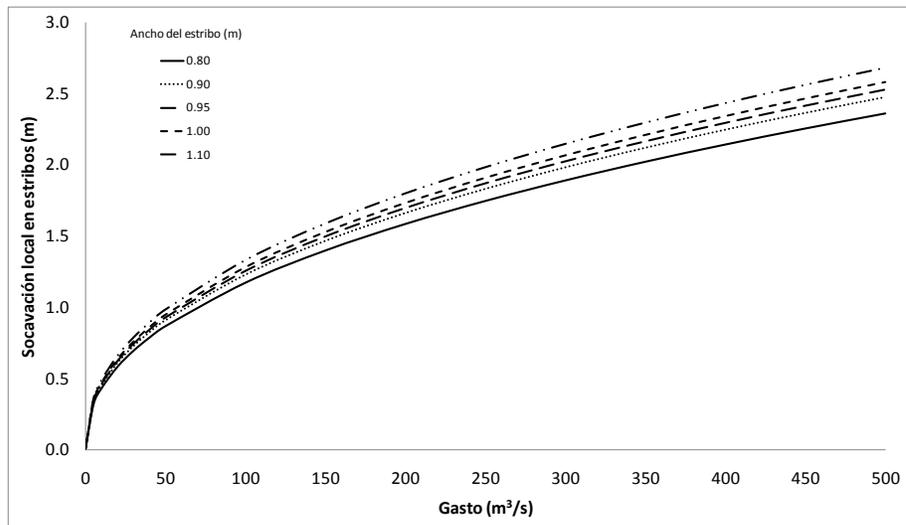


Figura 65. Socavación local en estribos de puente tipo 6

Continuando con un análisis para las mismas condiciones que los casos anteriores, para así comparar de manera más sencilla, velocidad de 2 m/s, además se tiene un ancho de pila de 1.75 m y estribos de 0.80 m, de esta manera el ancho efectivo (W) para este caso será:

$$W = 25 - (2L) - B = 25 - 2(0.8) - 1.75 = 21.65m$$

Este ancho efectivo es el que interviene en el cálculo de socavación por contracción con la expresión del Michigan Tech, en la Figura 66 se muestra el resultado de este tipo de socavación y el calculado con aquella expresión propuesta por Laursen.

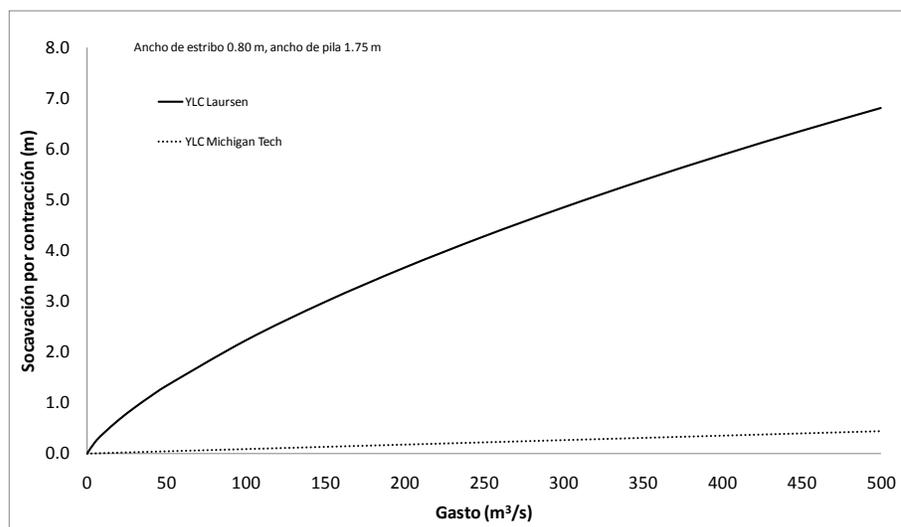


Figura 66. Socavación por contracción de puente tipo 6

Así, con los resultados anteriores es posible determinar la socavación total, la Tabla 16 muestra los resultados para la socavación total, ya sea en estribos o en pilas y si es con Laursen o con la expresión del Michigan Tech. Las curvas de ésta se muestran en la gráfica de la Figura 67 explicando el término al que corresponde cada curva.

Tabla 16. Socavación total para puente de 25m

Gasto (m ³ /s)	Y _{LP} (m)	Y _{LE} (m)	Y _C Laursen (m)	Y _{TP} Laursen (m)	Y _{TE} Laursen (m)	Y _C MichTech (m)	Y _{TP} MichTech (m)	Y _{TE} MichTech (m)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
50	0.05	0.87	1.34	1.38	2.20	0.04	0.09	0.91
100	0.09	1.17	2.23	2.32	3.40	0.09	0.18	1.26
150	0.14	1.40	2.99	3.13	4.39	0.13	0.27	1.53
200	0.19	1.59	3.66	3.85	5.25	0.17	0.36	1.76
250	0.23	1.75	4.28	4.51	6.03	0.21	0.45	1.96
300	0.28	1.89	4.85	5.13	6.74	0.26	0.54	2.15
350	0.33	2.02	5.38	5.71	7.41	0.30	0.63	2.32
400	0.37	2.14	5.88	6.26	8.03	0.34	0.72	2.49
450	0.42	2.26	6.36	6.78	8.62	0.39	0.81	2.64
500	0.47	2.36	6.81	7.28	9.17	0.43	0.90	2.79

Por ejemplo si se considera un gasto de 100 m³/s, la socavación total en pilas se muestra a continuación.

Usando Laursen:

$$Y_{TP} = Y_{LP} + Y_C = 0.09m + 2.23m = 2.32m$$

Usando Michigan Tech

$$Y_{TP} = Y_{LP} + Y_C = 0.09m + 0.09m = 0.18m$$

De igual forma para la socavación total en estribos, usando Laursen queda:

$$Y_{TE} = Y_{LE} + Y_C = 1.17m + 2.23m = 3.4m$$

Usando Michigan Tech:

$$Y_{TE} = Y_{LE} + Y_C = 1.17m + 0.09m = 1.26m$$

Para este caso sigue siendo la socavación total en estribos mayor que la socavación total en pilas, como se ve en la Figura 67.

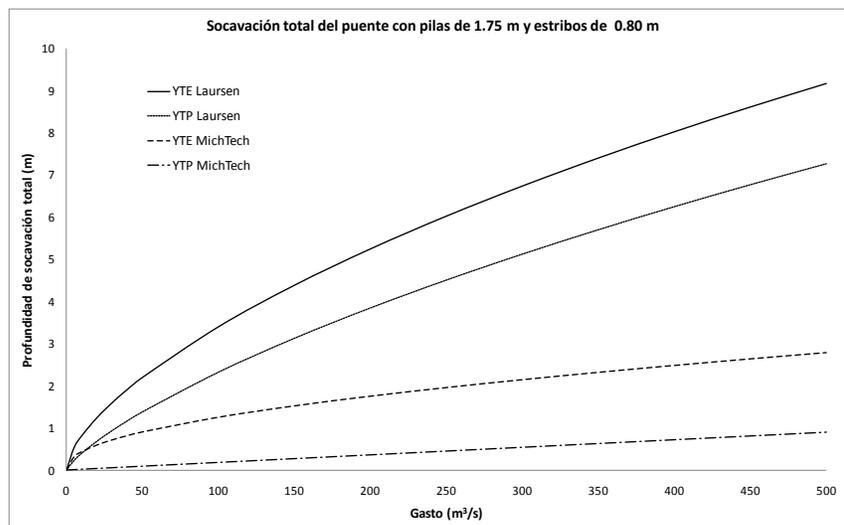


Figura 67. Socavación total para puente tipo 6

Análisis de los puentes tipo 8 y tipo 9

Se trata de puentes con longitudes de 25 metros que se encuentran apoyados sobre 2 pilas.

La socavación local en pilas puede ser mayor al caso anterior, pues se tiene una pila más, para el caso anterior con una pila de 2.5m de ancho y un gasto de 500 m³/s, la socavación no llegaba al metro de profundidad (0.7m), para este caso, con dos pilas de 2.5m, con el mismo gasto se tiene una profundidad mayor a 1.5m, se pueden comparar las gráficas de las Figuras 64 y 68 para corroborar lo mencionado.

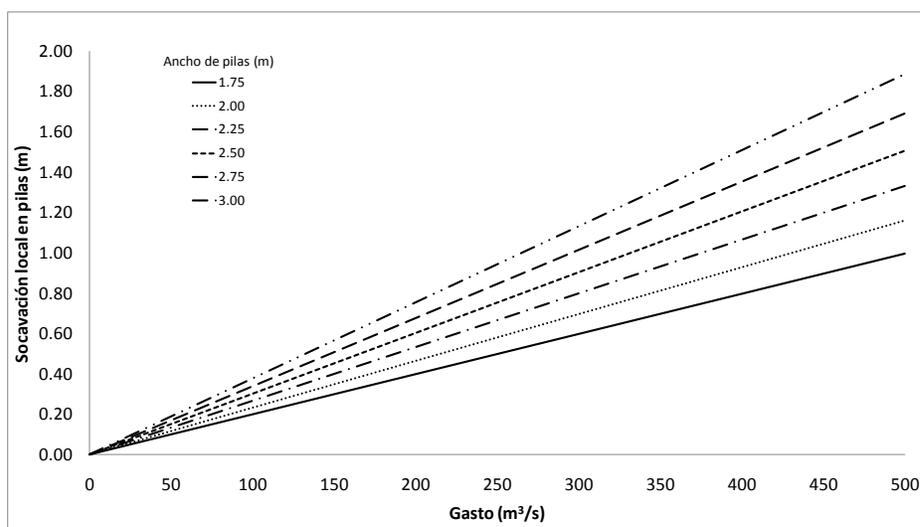


Figura 68. Socavación local en pilas para puente de 25m, apoyado en 2 pilas

La socavación local en estribos será la misma que en el caso anterior (Figura 65), pues el aumento a dos pilas de apoyo no interviene en este tipo de socavación.

La Tabla 17 muestra los resultados de la socavación por contracción con Laursen y Michigan Tech, así como la socavación total debido a estribos y debido a pilas, para poder comparar cuál de estos tipos de socavación es mayor.

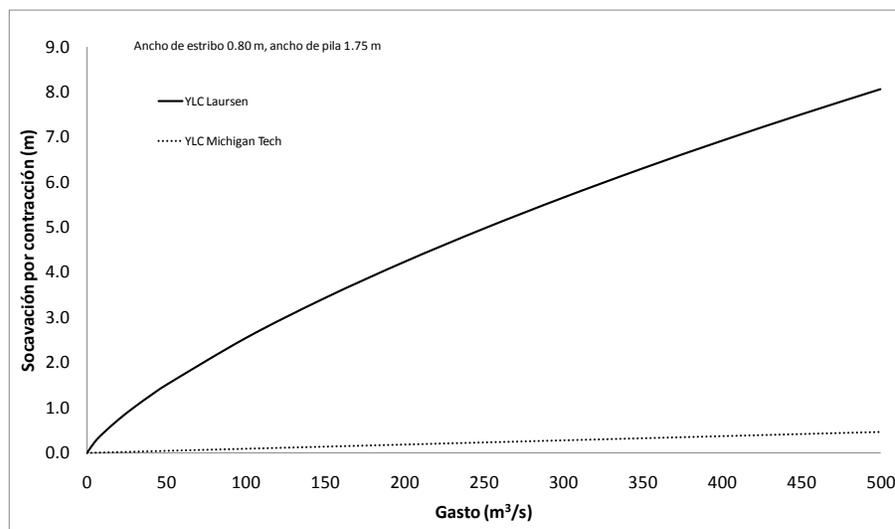


Figura 69. Socavación por contracción para puente de 25 m

Con 2 pilas de apoyo de 1.75 m, la Figura 69 muestra la gráfica de socavación por contracción para el puente de 25 metros y estribos de 0.80 m.

Tabla 17. Resultados de los cálculos de socavación para puente tipo 8

Gasto (m³/s)	Y _{LP} (m)	Y _{LE} (m)	Y _C Laursen (m)	Y _{TP} Laursen (m)	Y _{TE} Laursen (m)	Y _C MichTech (m)	Y _{TP} MichTech (m)	Y _{TE} MichTech (m)
0	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01
50	0.10	0.87	1.51	1.61	2.38	0.05	0.15	0.91
100	0.20	1.17	2.55	2.75	3.72	0.09	0.29	1.27
150	0.30	1.40	3.44	3.74	4.84	0.14	0.44	1.54
200	0.40	1.59	4.24	4.64	5.82	0.19	0.59	1.77
250	0.50	1.75	4.98	5.47	6.72	0.23	0.73	1.98
300	0.60	1.89	5.66	6.26	7.55	0.28	0.88	2.17
350	0.70	2.02	6.31	7.01	8.33	0.33	1.02	2.35
400	0.80	2.14	6.92	7.72	9.07	0.37	1.17	2.52
450	0.90	2.26	7.51	8.41	9.77	0.42	1.32	2.68
500	1.00	2.36	8.07	9.07	10.43	0.47	1.46	2.83

Análisis del puente tipo 10, 11, 12 y 13

Se trata de puentes de 50 metros de longitud, apoyado en dos y en tres pilas, para el caso del puente tipo 11, la variación respecto al tipo 10 es la altura, por lo que los cálculos serán los mismos entre estos dos. Lo mismo sucede entre el tipo 12 y tipo 13, la altura es la que varía entre sí y por ende, se analiza solo el tipo 12.

En este caso se hará un análisis simultáneo entre el puente apoyado en dos o apoyado en tres pilas.

El cálculo del ancho efectivo para los diferentes puentes será.

$$W_{10} = W - 2L - 2B = 50m - 2L - 2B$$

$$W_{12} = W - 2L - 3B = 50m - 2L - 3B$$

Se considerará una velocidad media de 2 m/s, las gráficas mostrarán los resultados con un intervalo de gasto de 50 m³/s.

La socavación local en las pilas para los dos casos con los diferentes anchos de pila se muestra en la Tabla 18.

Tabla 18. Socavación local en pilas de puente de 50m sobre 2 y 3 pilas

Gasto	2 pilas de apoyo						3 pilas de apoyo					
	Anchos de pila (m)						Anchos de pila (m)					
m ³ /s	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
50	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07
100	0.05	0.05	0.06	0.07	0.08	0.08	0.07	0.08	0.10	0.11	0.12	0.13
150	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.13	0.11	0.13	0.14	0.16	0.18	0.20
200	0.09	0.11	0.12	0.14	0.15	0.17	0.14	0.17	0.19	0.22	0.24	0.27
250	0.12	0.13	0.15	0.17	0.19	0.21	0.18	0.21	0.24	0.27	0.30	0.33
300	0.14	0.16	0.18	0.21	0.23	0.25	0.22	0.25	0.29	0.32	0.36	0.40
350	0.16	0.19	0.21	0.24	0.27	0.29	0.25	0.29	0.33	0.38	0.42	0.47
400	0.19	0.22	0.24	0.27	0.30	0.34	0.29	0.34	0.38	0.43	0.48	0.53
450	0.21	0.24	0.28	0.31	0.34	0.38	0.33	0.38	0.43	0.49	0.54	0.60
500	0.23	0.27	0.31	0.34	0.38	0.42	0.36	0.42	0.48	0.54	0.60	0.67

Las gráficas de estos resultados se presentan en la Figura 70, para el puente apoyado en 2 pilas y en la Figura 71, para el puente apoyado en 3 pilas.

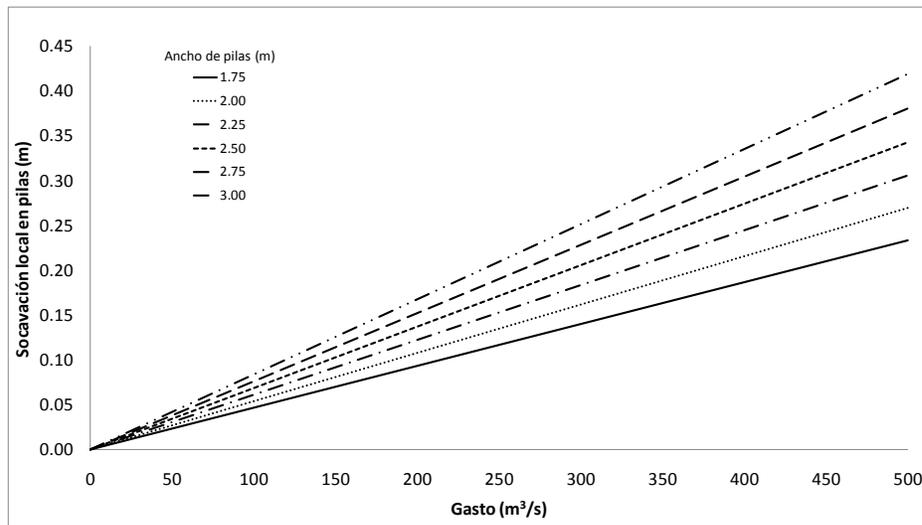


Figura 70. Socavación local en pilas para puente de 50m apoyado en 2 pilas

La siguiente figura muestra la socavación local en pilas para el mismo puente pero apoyado en 3 pilas (puente tipo 12).

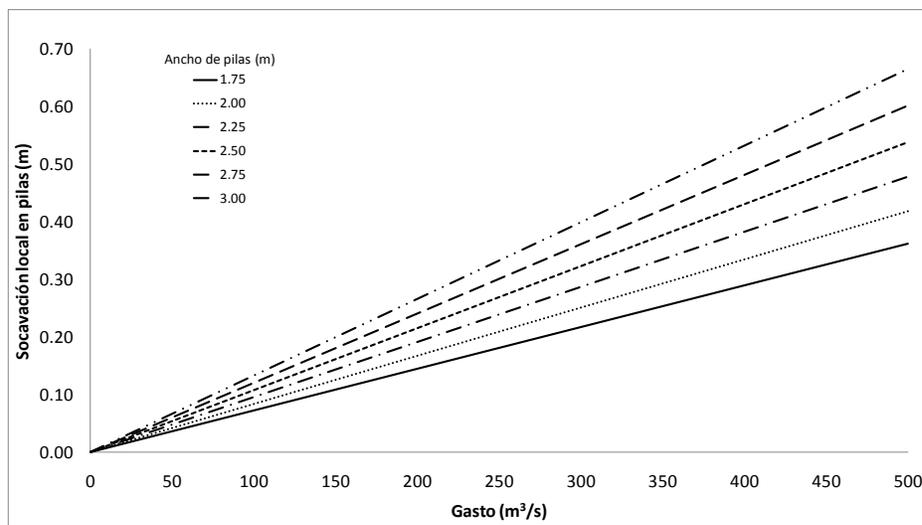


Figura 71. Socavación local en pilas para puente de 50m apoyado en 3 pilas

Los dos casos presentan la misma profundidad por socavación local en estribos, pues la única variante entre éstos es el número de pilas y esto no está involucrado en el cálculo de este tipo de socavación. La Figura 72 muestra este tipo de socavación donde se observa cómo esta profundidad está alrededor de los 2 metros para un gasto de 500 m³/s.

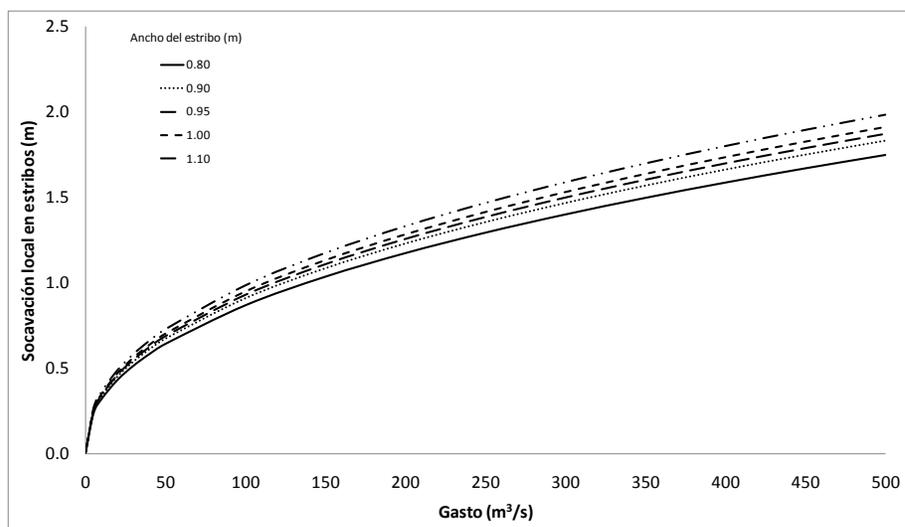


Figura 72. Socavación local en estribos para puente de 50m

La siguiente tabla muestra los resultados que se muestran en la Figura 72.

Tabla 19. Socavación local en estribos para puente de 50m

Gasto (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	Área (m ²)	H (m)	Froude	Anchos de estribo (m)				
					0.80	0.90	0.95	1.00	1.10
0	2	0	0	201.93	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
50	2	25	0.5	0.90	0.64	0.67	0.69	0.70	0.73
100	2	50	1.0	0.64	0.87	0.91	0.93	0.95	0.99
150	2	75	1.5	0.52	1.04	1.08	1.11	1.13	1.18
200	2	100	2	0.45	1.17	1.23	1.26	1.28	1.33
250	2	125	2.5	0.40	1.29	1.35	1.38	1.41	1.47
300	2	150	3	0.37	1.40	1.47	1.50	1.53	1.59
350	2	175	3.5	0.34	1.50	1.57	1.60	1.64	1.70
400	2	200	4	0.32	1.59	1.66	1.70	1.73	1.80
450	2	225	4.5	0.30	1.67	1.75	1.79	1.82	1.90
500	2	250	5	0.29	1.75	1.83	1.87	1.91	1.98

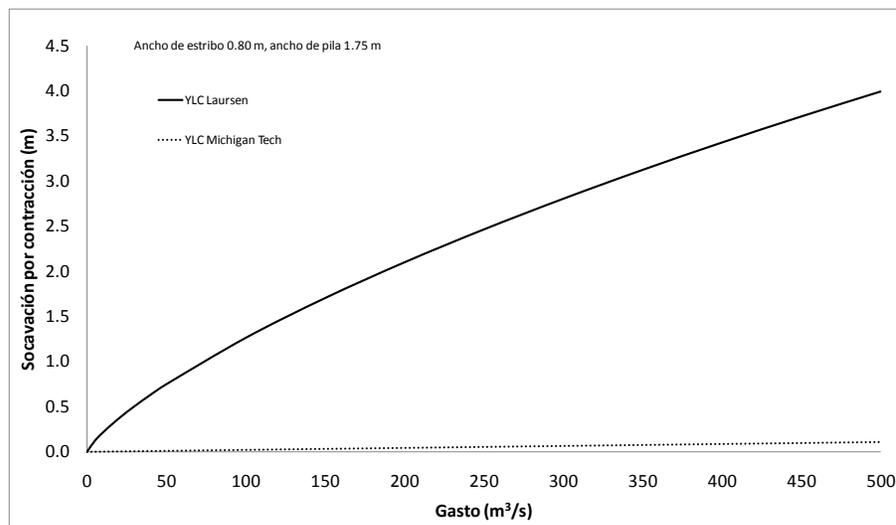


Figura 73. Socavación por contracción para puente de 50m, apoyado en 2 pilas

Las gráficas de las Figuras 73 y 74 demuestran la clara diferencia entre las expresiones de Laursen y la del Michigan Tech, la profundidad resultante con de Michigan Tech es menor a los 0.3 m.

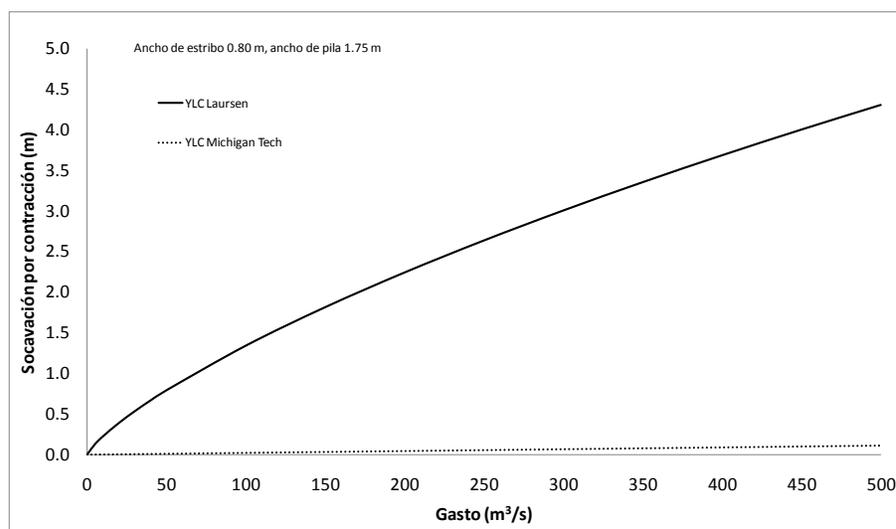


Figura 74. Socavación por contracción para puente de 50m, apoyado en 3 pilas

La Figura 75, muestra la diferencia entre la expresión de Laursen para el puente apoyado en 2 y en 3 pilas, mientras que las gráficas de la expresión del Michigan Tech, no se distinguen una de la otra, pues se empalman.

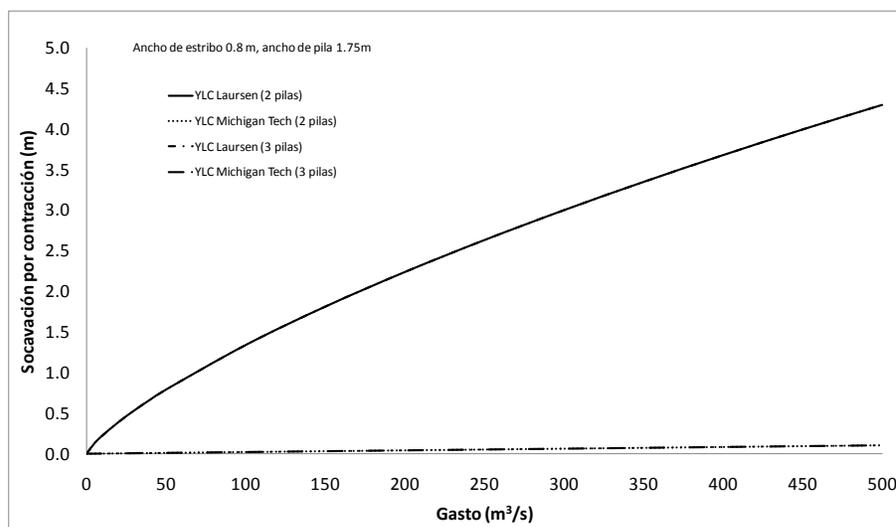


Figura 75. Socavación por contracción para puente de 50m

Los resultado del cálculo de socavación total del puente de 2 pilas de 50m de longitud, indican que sigue siendo mayor la socavación producida por los estribos que por las pilas, la figura 76 lo demuestra.

La socavación total en pilas usando Laursen, es menor que la socavación total en estribos, lo mismo ocurre con la expresión del Michigan Tech, esto se puede ver en las Tablas 19 y 20, respectivamente.

Tabla 20. Socavación total (Laursen) para puente 50m

Gasto m ³ /s	Puente con 2 pilas					Puente con 3 pilas				
	Y _{LP} (m)	Y _{LE} (m)	Y _C (m)	Y _{TP} (m)	Y _{TE} (m)	Y _{LP} (m)	Y _{LE} (m)	Y _C (m)	Y _{TP} (m)	Y _{TE} (m)
0	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01
50	0.04	0.64	0.79	0.83	1.44	0.02	0.64	0.75	0.77	1.39
100	0.07	0.87	1.34	1.42	2.21	0.05	0.87	1.26	1.31	2.13
150	0.11	1.04	1.82	1.92	2.85	0.07	1.04	1.71	1.78	2.74
200	0.14	1.17	2.24	2.39	3.42	0.09	1.17	2.10	2.20	3.27
250	0.18	1.29	2.64	2.82	3.93	0.12	1.29	2.47	2.58	3.76
300	0.22	1.40	3.01	3.22	4.41	0.14	1.40	2.81	2.95	4.21
350	0.25	1.50	3.36	3.61	4.85	0.16	1.50	3.13	3.29	4.62
400	0.29	1.59	3.69	3.98	5.27	0.19	1.59	3.43	3.62	5.02
450	0.33	1.67	4.00	4.33	5.67	0.21	1.67	3.72	3.93	5.39
500	0.36	1.75	4.31	4.67	6.06	0.23	1.75	4.00	4.23	5.74

Tabla 21. Socavación total (Michigan Tech) para puente de 50m

Gasto m ³ /s	Puente con 2 pilas					Puente con 3 pilas				
	Y _{LP} (m)	Y _{LE} (m)	Y _C (m)	Y _{TP} (m)	Y _{TE} (m)	Y _{LP} (m)	Y _{LE} (m)	Y _C (m)	Y _{TP} (m)	Y _{TE} (m)
0	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01
50	0.02	0.64	0.01	0.03	0.65	0.04	0.64	0.01	0.05	0.65
100	0.05	0.87	0.02	0.07	0.89	0.07	0.87	0.02	0.09	0.89
150	0.07	1.04	0.03	0.10	1.07	0.11	1.04	0.03	0.14	1.07
200	0.09	1.17	0.04	0.14	1.21	0.14	1.17	0.04	0.19	1.22
250	0.12	1.29	0.05	0.17	1.34	0.18	1.29	0.05	0.24	1.35
300	0.14	1.40	0.06	0.20	1.46	0.22	1.40	0.07	0.28	1.46
350	0.16	1.50	0.07	0.24	1.57	0.25	1.50	0.08	0.33	1.57
400	0.19	1.59	0.08	0.27	1.67	0.29	1.59	0.09	0.38	1.67
450	0.21	1.67	0.09	0.30	1.76	0.33	1.67	0.10	0.42	1.77
500	0.23	1.75	0.10	0.34	1.85	0.36	1.75	0.11	0.47	1.86

La Figura 76 muestra la gráfica de la socavación total del puente apoyado en 2 pilas. Los resultados de la socavación total en puente de 50 metros apoyado sobre 3 pilas son muy similares con los del puente apoyado en 2 pilas, así que la gráfica será similar a la de la figura 76.

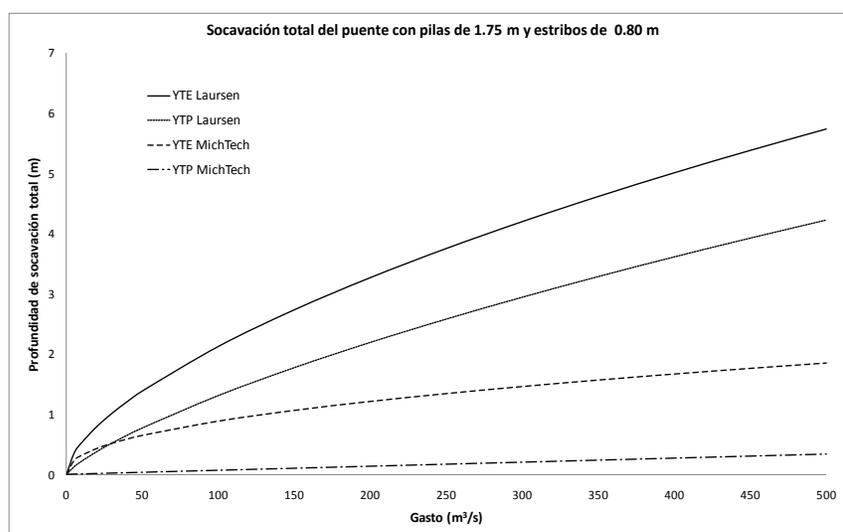


Figura 76. Socavación total para puente de 50m, apoyado en 2 pilas

Con base en los resultados presentados en este capítulo se puede concluir que la socavación total debido a estribos presenta es mayor que la producida por las pilas.



Como se ve en los casos mostrados, existe una diferencia muy notoria entre las dos expresiones usadas para el cálculo de socavación por contracción. Para poder tomar una decisión sobre cuál de las expresiones es la que más se ajusta a las condiciones reales en el siguiente capítulo se comparan los resultados obtenidos con los cálculos desarrollados con la información de socavación de datos reales.

Capítulo 5. Calibración

Para poder saber si los resultados obtenidos con las expresiones usadas son adecuados, es decir, que arrojen resultados lo suficientemente aproximados a la realidad, es necesario hacer una comparación con datos reales. Hacer una recopilación de información de la profundidad de socavación que se tenga en puentes, para el caso de esta tesis, se recurrió a la SCT y a CONAGUA, pero sin éxito, pues no se tienen este tipo de registros.

Afortunadamente, gracias a la SCT se cuenta con registros de proyectos de puentes anteriores, dentro de esta información se cuenta con perfiles de ciertos puentes, en el momento de la construcción y debido a mejorías en los puentes, también existen los perfiles actuales, dicho de otra forma, se tienen de ciertos puentes, perfiles en el momento de la construcción y perfiles más recientes.

Para efectos de calibración, en esta tesis se comparan perfiles antiguos con aquellos más recientes para poder saber si en ese tramo existió socavación o no, y de qué profundidad se trata.

Los puentes de los que se tienen registros son los que se muestran en la tabla 20.

Tabla 22. Puentes que cuentan con perfil

Puente	Autopista	Estado	Longitud (m)	Número pilas
Cotaxtla	Córdoba- Veracruz	Veracruz	200	5
Poposoca	La Tinaja- Cd. Isla	Veracruz	54	1
Tesechoacán	La Tinaja- Cd. Isla	Veracruz	170	4

Para los puentes antes mencionados, la información con la que se cuenta para calcular la socavación total a comparar con la socavación obtenida de los perfiles, se encuentra en la siguiente tabla.

Tabla 23. Información de los puentes

Puente	Gasto (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	Ancho de pilas (m)	Ancho de estribos (m)
Cotaxtla	2674.0	3.16	3.5	5.5
Poposoca	184.3	0.60	1.2	2.5
Tesechoacán	2615.0	4.00	1.2	2.4

Con esta información, al igual que el capítulo anterior, se hicieron los cálculos con las expresiones mostradas en el capítulo 2, los resultados de los cálculos se muestran a continuación.

Puente Cotaxtla

El puente Cotaxtla se encuentra ubicado en el estado de Veracruz, tiene una longitud de 200 metros y está apoyado sobre 5 pilas, de la información recopilada de los estudios hidrológicos se tiene un gasto de 2674 m³/s, con una velocidad máxima de 3.16 m/s. Este puente está apoyado sobre estribos de 5.5 metros y pilas de 3.5 metros de ancho.

Las diferentes profundidades de socavación del puente Cotaxtla, calculada con las expresiones del capítulo 2 se encuentran en la Tabla 22. Para la socavación por contracción, se utilizan las expresiones de Laursen y del Michigan Tech; debido a esto, para la socavación total se consideran las dos esas expresiones por socavación por contracción.

Tabla 24. Socavación puente Cotaxtla

Gasto (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	Y _{LP} (m)	Y _{LE} (m)	Y _C Laursen (m)	Y _{TP} Laursen (m)	Y _{TE} Laursen (m)	Y _C Michigan Tech (m)	Y _{TP} Michigan Tech (m)	Y _{TE} Michigan Tech (m)
0	3.16	0	0.01	0	0	0.01	0	0	0.01
10	3.16	0.001	0.35	0.10	0.10	0.45	0.002	0.003	0.35
20	3.16	0.003	0.48	0.17	0.18	0.65	0.003	0.006	0.48
50	3.16	0.007	0.71	0.38	0.39	1.09	0.010	0.010	0.72
100	3.16	0.010	0.96	0.69	0.71	1.65	0.020	0.030	0.98
200	3.16	0.030	1.30	1.25	1.28	2.55	0.030	0.060	1.33
500	3.16	0.070	1.94	2.74	2.82	4.68	0.080	0.150	2.01
1000	3.16	0.150	2.62	4.97	5.12	7.59	0.150	0.300	2.77
1600	3.16	0.240	3.21	7.43	7.67	10.65	0.240	0.480	3.45
1800	3.16	0.270	3.38	8.22	8.49	11.60	0.270	0.540	3.65
2000	3.16	0.300	3.54	9.00	9.30	12.54	0.300	0.600	3.84
2200	3.16	0.330	3.69	9.77	10.09	13.46	0.330	0.660	4.02
2400	3.16	0.360	3.83	10.52	10.88	14.35	0.360	0.720	4.19
2600	3.16	0.380	3.97	11.27	11.65	15.24	0.390	0.780	4.36
2674	3.16	0.400	4.02	11.54	11.94	15.56	0.400	0.800	4.42

La socavación local en pilas, estribos, por contracción con Laursen y socavación total en pilas y estribos, se muestran gráficamente en la Figura 77.

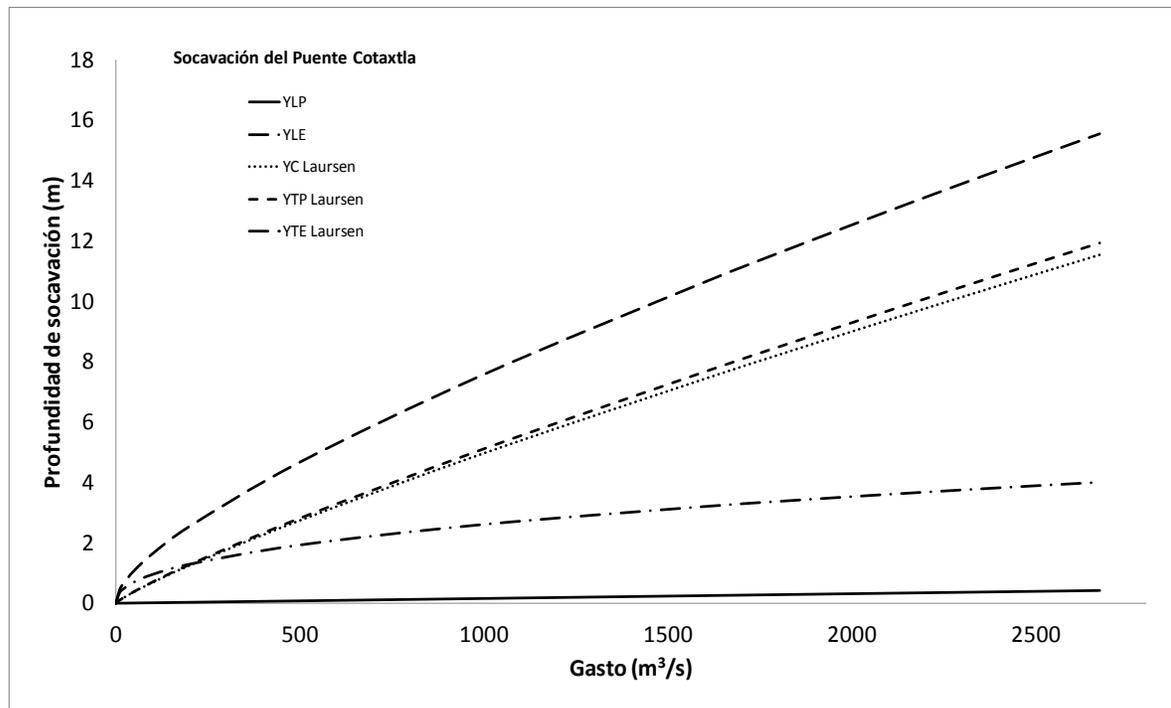


Figura 77. Socavación puente Cotaxtla (Laursen)

De igual forma en la Figura 78 se muestran los resultados obtenidos de emplear la expresión del Michigan Tech.

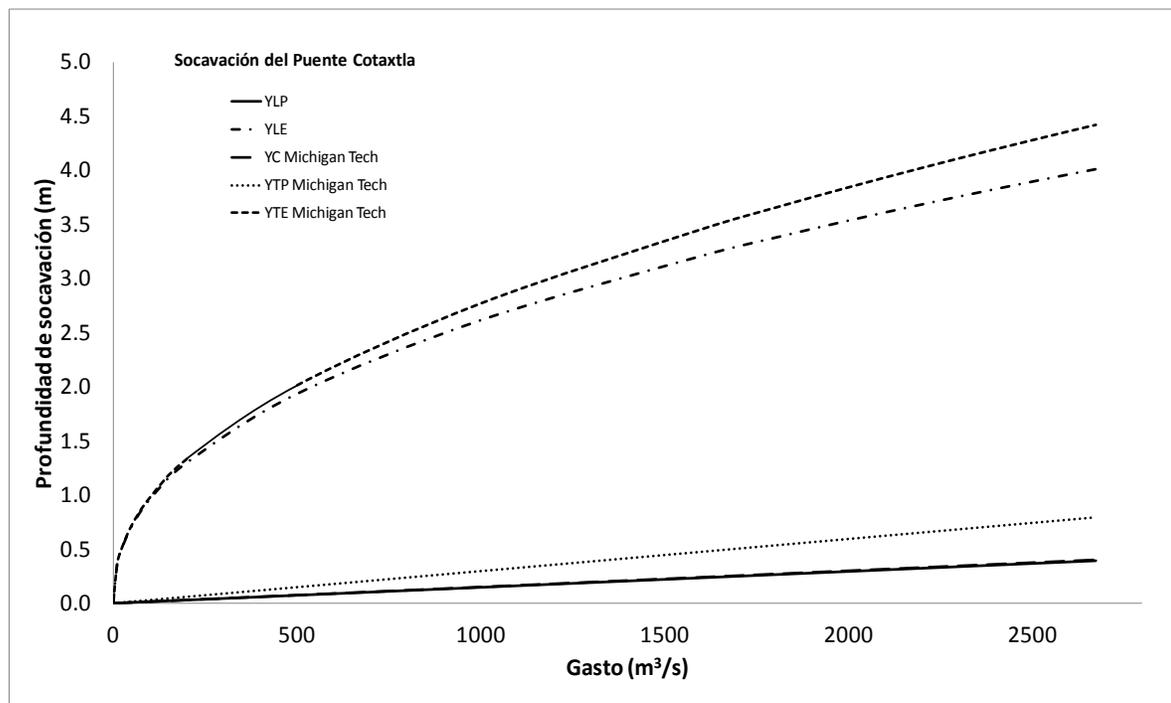


Figura 78. Socavación puente Cotaxtla (Michigan Tech)

El valor de la socavación local en pilas y socavación por contracción del Michigan Tech son similares, es por eso que en la Figura 78 se empalman las dos curvas.

Los valores de socavación total en estribos son los que presentan una mayor profundidad de socavación para las dos expresiones (Laursen y Michigan Tech), estos dos son con los que se hará la comparación de la profundidad de socavación real del puente.

Tabla 25. Socavación total del Puente Cotaxtla

Gasto (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	YTP Laursen (m)	YTE Laursen (m)	YTP Michigan Tech (m)	YTE Michigan Tech (m)
2674	3.16	11.94	15.56	0.80	4.42

La Figura 79 muestra el croquis de los perfiles del puente Cotaxtla, perfiles de años atrás y perfiles actuales.

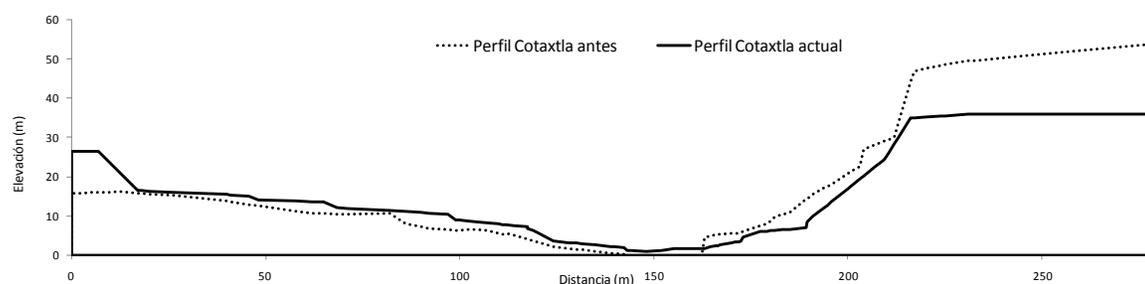


Figura 79. Croquis de los perfiles del puente Cotaxtla

Comparando los dos perfiles tenemos una socavación total de 7.24m, y junto con los resultados mostrados en la Tabla 2 es posible obtener un error relativo entre la profundidad de socavación que se presenta y la calculada.

Con el resultado de lo obtenido usando Laursen, se tiene:

$$Error(\%) = \left| \frac{15.56 - 7.24}{7.24} \right| \times 100 = 115\%$$

Con la expresión de Michigan Tech en la socavación por contracción, se tiene un error relativo del 39%, considerablemente menor al presentado con Laursen.

$$Error(\%) = \left| \frac{4.42 - 7.24}{7.24} \right| \times 100 = 39\%$$

Puente Potosoca

Ubicado en el estado de Veracruz, se trata de un puente con 54 metros de longitud apoyado sobre una pila de 1.2 metros de ancho y estribos de 2.5 metros, los estudios hidrológicos realizados anteriormente por la SCT indican un gasto máximo de 184.3 m³/s y una velocidad de 0.6 m/s, éstos se utilizarán para los cálculos de socavación, los resultados de los cálculos se muestran en la siguiente tabla y las gráficas de los diferentes tipos de socavación en las Figuras 81 y 82

Tabla 26. Socavación del puente Potosoca

Gasto (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	YLP	YLE	YC Laursen	YTP Laursen	YTE Laursen	YC Michigan Tech	YTP Michigan Tech	YTE Michigan Tech
0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0.6	0.01	0.41	0.16	0.18	0.57	0.01	0.02	0.42
10	0.6	0.02	0.55	0.30	0.32	0.85	0.02	0.05	0.57
25	0.6	0.06	0.82	0.65	0.71	1.47	0.06	0.12	0.88
50	0.6	0.12	1.11	1.18	1.30	2.28	0.12	0.24	1.23
100	0.6	0.24	1.50	2.13	2.37	3.63	0.25	0.49	1.74
150	0.6	0.36	1.79	3.01	3.38	4.80	0.37	0.73	2.15
184.3	0.6	0.45	1.95	3.60	4.04	5.55	0.45	0.90	2.41
300	0.6	0.73	2.41	5.46	6.19	7.87	0.74	1.47	3.15
400	0.6	0.97	2.74	6.99	7.96	9.72	0.99	1.95	3.72
450	0.6	1.09	2.88	7.73	8.82	10.61	1.11	2.20	3.99

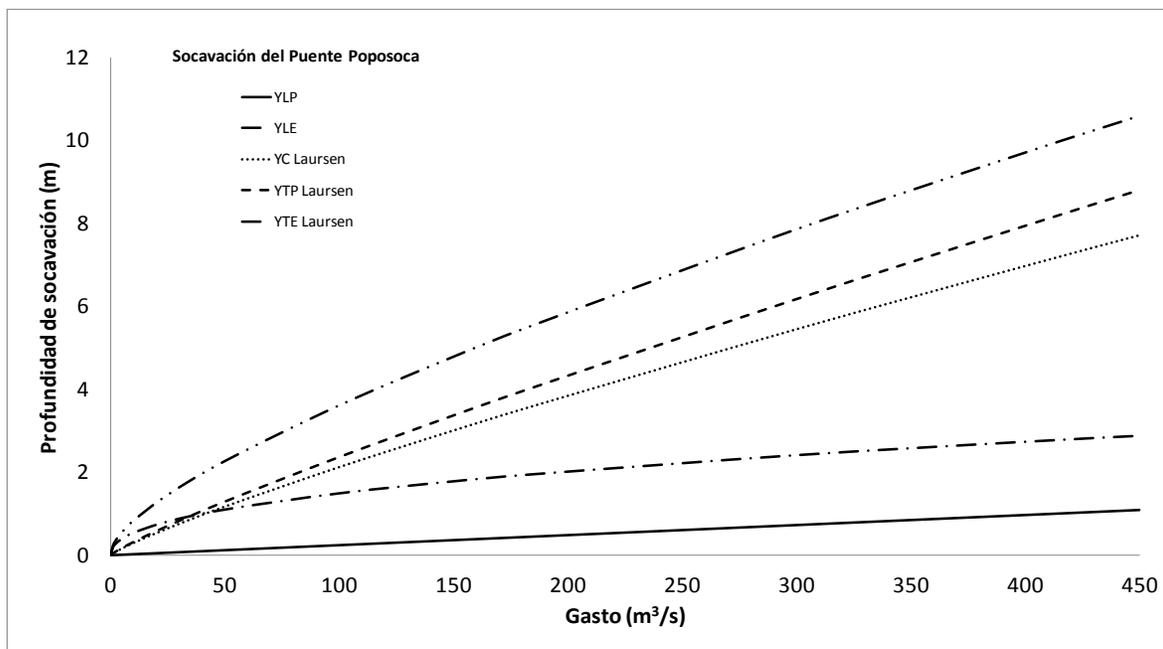


Figura 80. Socavación del puente Poposoca (Expresión de Laursen)

Las gráficas de los resultados de los cálculos de socavación usando la expresión del Michigan Tech se muestran en la Figura 81.

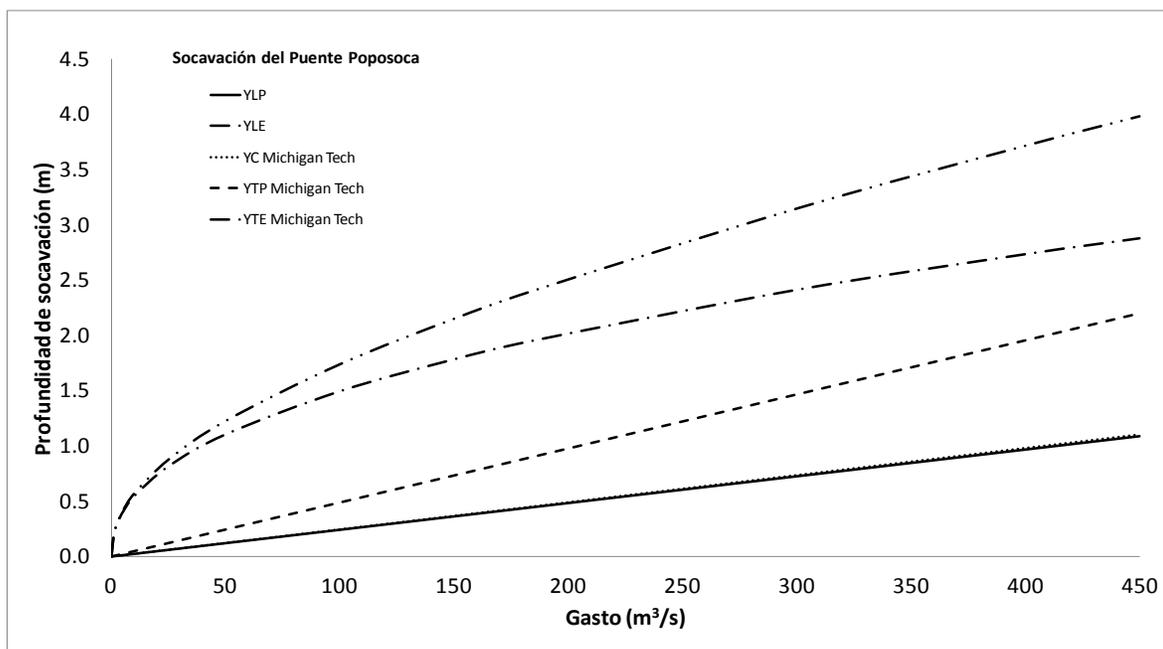


Figura 81. Socavación del puente Poposoca (Expresión del Michigan Tech)

La mayor profundidad de socavación en el puente Poposoca se muestra en la Tabla 27, y corresponde a la socavación total en estribos.

Tabla 27. Socavación total estimada del puente Poposoca

Gasto (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	YTP Laursen (m)	YTE Laursen (m)	YTP Michigan Tech (m)	YTE Michigan Tech (m)
184.30	0.60	4.04	5.55	0.90	2.41

El croquis de la Figura 82 muestra un perfil de suelos realizado en 1990 y un perfil de suelos reciente (2011), dónde es posible comparar entre ellos, los niveles del terreno natural y así poder tener una aproximación de la socavación generada en el puente Poposoca.

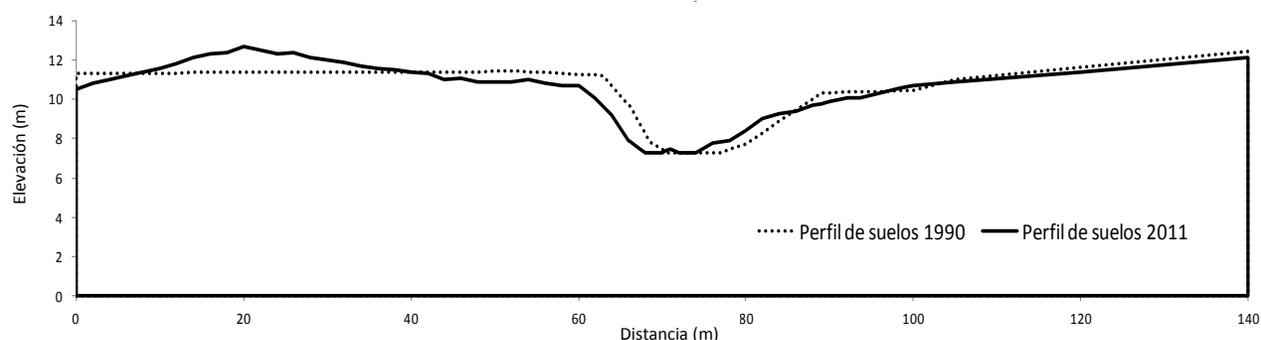


Figura 82. Croquis de los perfiles de suelos del puente Poposoca

Con la comparación entre los dos perfiles se tiene que se generó una socavación de 1.82 metros, este resultado se acerca más al que se tiene de socavación total en estribos usando la expresión de Michigan Tech en socavación por contracción, ya que como se puede ver en la Tabla 27 se obtuvo una profundidad de socavación de 2.41 metros.

Si hacemos un análisis del error que se tiene en el cálculo, tenemos:

$$Error(\%) = \left| \frac{2.41 - 1.82}{1.82} \right| \times 100 = 32.42\%$$

Ya que si calculamos el error relativo con Laursen, evidentemente dará un error mayor.

$$Error(\%) = \left| \frac{5.55 - 1.82}{1.82} \right| \times 100 = 205\%$$

Para el caso del puente Poposoca, conviene usar en socavación por contracción la expresión propuesta por Michigan Tech.

A continuación se muestran los resultados de los cálculos para el puente Tesechoacán, así como las gráficas de los diferentes tipos de socavación.

Puente Tesechoacán

El puente Tesechoacán también se ubica en Veracruz, tiene una longitud de 170 metros y está apoyado sobre 4 pilas de 1.2 metros de ancho, este puente presenta en sus extremos estribos de 2.4 metros de ancho. De la información recopilada el gasto máximo es de 2615 m³/s con una velocidad de 4 m/s.

Tabla 28. Socavación del puente Tesechoacán

Gasto (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	YLP	YLE	YC Laursen	YTP Laursen	YTE Laursen	YC Michigan Tech	YTP Michigan Tech	YTE Michigan Tech
0	4	0	0	0	0	0	0	0	0
100	4	0.005	0.74	0.76	0.77	1.50	0.005	0.01	0.74
200	4	0.011	0.99	1.38	1.39	2.37	0.010	0.02	1.00
300	4	0.016	1.19	1.95	1.97	3.14	0.015	0.03	1.20
400	4	0.02	1.34	2.49	2.52	3.84	0.02	0.04	1.36
500	4	0.03	1.48	3.02	3.05	4.50	0.03	0.05	1.51
1000	4	0.05	2.00	5.47	5.53	7.47	0.05	0.11	2.05
1200	4	0.07	2.17	6.40	6.46	8.56	0.06	0.13	2.23
1400	4	0.08	2.32	7.30	7.38	9.62	0.07	0.15	2.39
1600	4	0.09	2.46	8.19	8.27	10.64	0.08	0.17	2.54
1800	4	0.10	2.58	9.06	9.15	11.64	0.09	0.19	2.68
2000	4	0.11	2.71	9.91	10.02	12.62	0.10	0.21	2.81
2200	4	0.12	2.82	10.75	10.88	13.58	0.11	0.23	2.93
2400	4	0.13	2.93	11.59	11.72	14.52	0.12	0.25	3.05
2600	4	0.14	3.03	12.41	12.55	15.44	0.13	0.28	3.17
2615	4	0.14	3.04	12.47	12.62	15.51	0.13	0.28	3.17
2800	4	0.15	3.13	13.22	13.38	16.36	0.14	0.30	3.28
3000	4	0.16	3.23	14.03	14.19	17.26	0.15	0.32	3.38

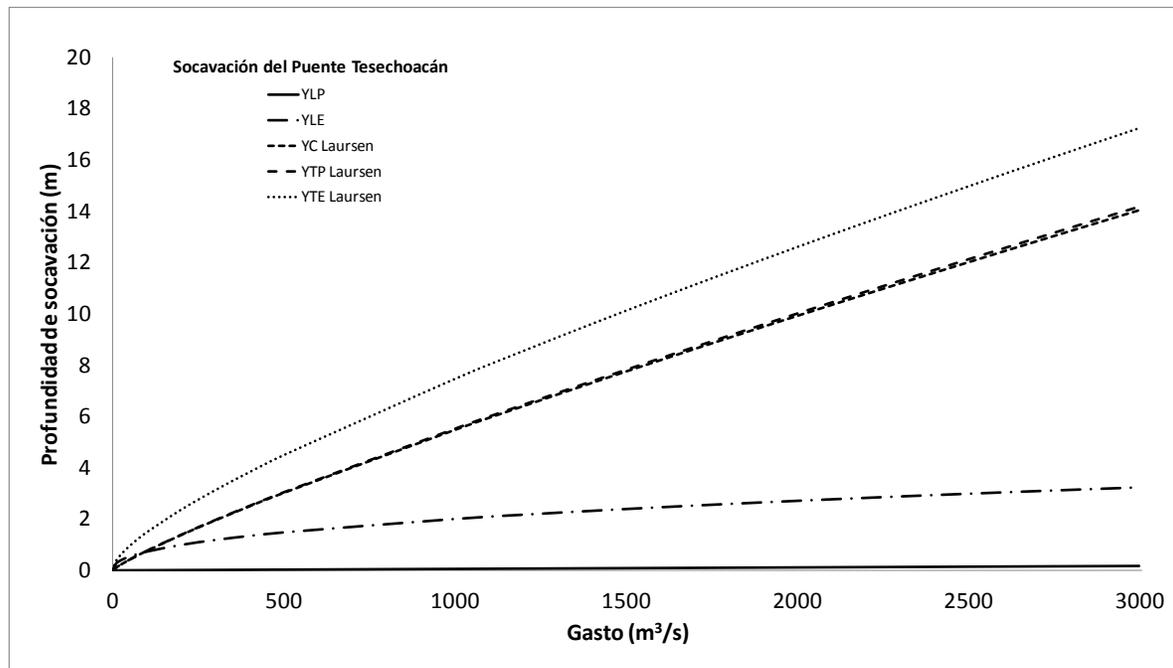


Figura 83. Socavación del puente Tesechoacán (Laursen)

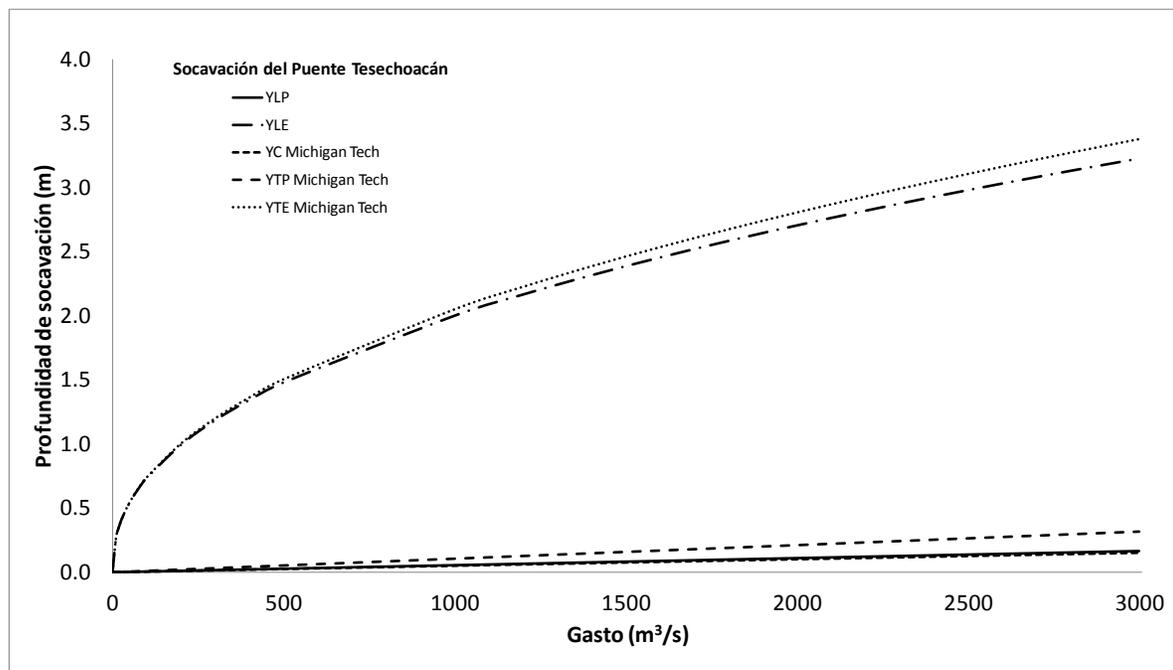


Figura 84. Socavación del puente Tesechoacán (Michigan Tech)

Como se puede ver en todas las tablas de resultados (Tablas 22, 23, 24) el valor de la socavación local en pilas es muy cercano al valor de socavación por contracción del

Michigan Tech, por lo que en las gráficas respectivas (Figura 84), estos dos tipos de socavación se traslapan.

Una vez obtenidos los valores calculados de los diferentes tipos de socavación en el puente mencionado, se podrán comparar con los valores reales de socavación del puente en cuestión.

La Figura 85 muestra el croquis de los dos diferentes perfiles del puente Tesechoacán, un perfil actual y un perfil de 1990, haciendo la comparación entre los dos, se tiene una profundidad total de 2.9 metros, comparando con los resultados de los cálculos mostrados en la Tabla 28 se puede obtener cuál de las dos expresiones se aproxima más.

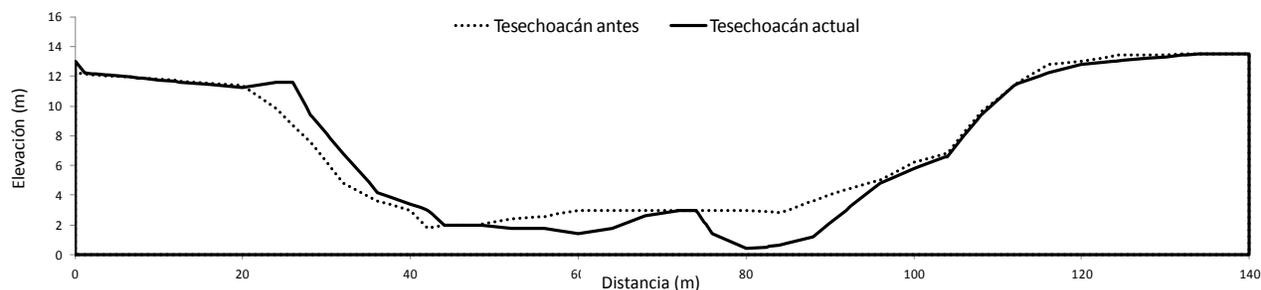


Figura 85. Croquis de perfiles del puente Tesechoacán

El cálculo del error relativo comparando la profundidad de socavación de la profundidad de socavación total en estribos, cuando ésta usa la expresión de Michigan Tech en socavación por contracción es:

$$Error(\%) = \left| \frac{3.17 - 2.9}{2.9} \right| \times 100 = 9.31\%$$

Si se usa Laursen para la socavación por contracción, el error resulta exorbitante.

$$Error(\%) = \left| \frac{15.51 - 2.9}{2.9} \right| \times 100 = 435\%$$

Conclusiones

Con los análisis de resultados de los cálculos de los diferentes tipos de puentes propuestos se puede apreciar que la mayor profundidad de socavación se presenta en los estribos, es decir, la socavación total por estribos es mayor que la socavación total en pilas, independientemente si se utiliza en el cálculo de socavación por contracción el propuesto por Laursen o el de la Universidad Tecnológica de Michigan.

La comparación entre la socavación real y la socavación obtenida con las expresiones sirve para determinar cuán confiable son las expresiones utilizadas en esta tesis.

En esta comparación, se determinó que la expresión de la Universidad Tecnológica de Michigan es el que más se acerca a la socavación real, pues presenta un error relativo menor.

Se tiene que hacer hincapié en que si se tuvieran más registros de socavación en diferentes puentes del país, estos resultados pudieran aún ser más cercanos a la realidad y se podría determinar cuál de las dos expresiones utilizadas es más confiable, ya que en esta tesis sólo se cuenta con tres diferentes puentes y de éstos se tienen los perfiles años antes y perfiles actuales, la suposición que se hace es comparando los dos perfiles de cada puente, pues tampoco se conoce el verdadero valor de la socavación.

Es conveniente contar con información hidrométrica e información geotécnica de todo el país o, en casos únicos, información del área de estudio, para así evitar lo más posible la suposición de datos, al realizar los cálculos de la socavación y que éstos arrojen resultados confiables para poder utilizarlos en diferentes proyectos.

Al conocer la profundidad de socavación que se podría generar en un puente con ciertas características, se podrá tener el puente con una buena profundidad en su cimentación y que al generarse la socavación, ésta no rebase la cimentación y no genere problemas en el puente.

Para poder disminuir la velocidad en el flujo es posible colocar elementos aguas arriba del puente, así al disminuir la velocidad en el flujo disminuye el arrastre de materiales, éstos elementos se pueden colocar en la línea de las pilas y hace que se genere la socavación aguas arriba y no en donde se encuentra el puente. Para los estribos se podría colocar una capa de enrocamiento con el mismo fin que para las pilas.

Las pilas de un puente siempre deberán de ir alineadas en la dirección de la corriente.

En caso de que los estribos deban invadir el lecho del río, hacer un encauce para disminuir la socavación por contracción.



Índice de figuras

Capítulo 1. Antecedentes

Figura 1. Depósito de materiales en el fondo de un río	6
Figura 2. Daños en la estructura debido al arrastre de sedimentos.....	6
Figura 3. Socavación por contracción	7
Figura 4. Socavación local en pilas	8
Figura 5. Socavación local en estribos	8
Figura 6. Puente Pijjiapan I	10
Figura 9. Puente y río Coatán después de la presencia del huracán Stan	11
Figura 10. Colapso del Puente Tonalá.....	12
Figura 11. Puente Tonalá en el momento del colapso	13
Figura 12. Restos del Puente Tonalá	13
Figura 13. Puente Macuilxóchitl.....	14
Figura 14. Daños en estribo del puente Macuilxóchitl	14
Figura 15. Daño en losa de puente Macuilxóchitl	15
Figura 16. Pila dañada del puente Nexpa	16
Figura 17. Colapso puente Naltahua, 1978.....	17
Figura 18. Inclinación de pila del Puente Naltahua, 2002.....	18
Figura 19. Puente Unete	19
Figura 20. Puente Loncomilla.....	20
Figura 21. Vista lateral del Puente Loncomilla colapsado	20
Figura 22. Puente Beichuan.....	21
Figura 23. Puente Shi- Ting- Jiang	22
Figura 24. Puente Molins de Rei	22
Figura 25. Puente Bulls Road	23

Capítulo 3. Bases de datos

Figura 26. Estaciones hidrométricas totales	32
Figura 27. Estaciones hidrométricas que cuentan con la información requerida	33
Figura 28. Velocidad media (m/s)	34
Figura 29. Detalle Velocidad media (m/s).....	35
Figura 30. Gasto máximo (m ³ /s).....	36
Figura 31. Variación del gasto (m ³ /s)	37
Figura 32. Frecuencia de los diferentes tipos de puentes	37
Figura 33. Localización geográfica de todos los puentes de la base de datos	38
Figura 34. Principales ríos del país y la ubicación de puentes carreteros.....	39
Figura 35. Puentes que no cruzan ríos	40
Figura 36. Puentes que cruzan algún río.....	40
Figura 37. Clasificación de los puentes de acuerdo a su longitud	42



Figura 38. Número de claros en puentes	42
Figura 39. Clasificación de puentes de acuerdo al material en los estribos	43
Figura 40. Clasificación de los puentes de acuerdo al material en las pilas	43
Figura 41. Porcentaje de puentes con cierto tipo de estribos.....	44
Figura 42. Porcentaje de puentes con cierto tipo de pilas.....	44
Figura 43. Estribo: detalle del ancho de estribo	46
Figura 44. Ancho de pila (perfil de ataque).....	46
Figura 45. Estudios de mecánica de suelos en el país	48

Capítulo 4. Resultados

Figura 46. Socavación local en estribos puente tipo 1.....	52
Figura 47. Socavación por contracción usando Laursen (1963) para puente tipo 1	52
Figura 48. Socavación por contracción (Michigan Tech) para puente tipo 1	53
Figura 49. Comparación de socavación por contracción de las dos expresiones empleadas para puente tipo 1	53
Figura 50. Socavación total del puente tipo 1.....	55
Figura 51. Socavación local en pilas para puente tipo 2.....	55
Figura 52. Socavación local en estribos para puente tipo 2.....	56
Figura 53. Socavación por contracción con Laursen (1963) en puente tipo 2	57
Figura 54. Socavación por contracción con Laursen (2011) en puente tipo 2	57
Figura 55. Socavación por contracción con Michigan Tech (2011) para puente tipo 2	59
Figura 56. Socavación por contracción con Michigan Tech (2011) para puente tipo 2	59
Figura 57. Socavación por contracción, Laursen y Michigan Tech	60
Figura 58. Socavación total para puente tipo 2.....	63
Figura 59. Socavación total puente tipo 2 con estribos de 0.8m y pila de 2.5m	65
Figura 60. Socavación local en pilas para puente tipo 4.....	66
Figura 61. Socavación local en estribos para puente tipo 4.....	66
Figura 62. Socavación por contracción para puente tipo 4.....	67
Figura 63. Socavación total en pilas para puente tipo 4	68
Figura 64. Socavación local en pilas de puente tipo 6.....	69
Figura 65. Socavación local en estribos de puente tipo 6.....	70
Figura 66. Socavación por contracción de puente tipo 6.....	70
Figura 67. Socavación total para puente tipo 6.....	72
Figura 68. Socavación local en pilas para puente de 25m, apoyado en 2 pilas	72
Figura 69. Socavación por contracción para puente de 25 m	73
Figura 70. Socavación local en pilas para puente de 50m apoyado en 2 pilas	75
Figura 71. Socavación local en pilas para puente de 50m apoyado en 3 pilas	75
Figura 72. Socavación local en estribos para puente de 50m	76
Figura 73. Socavación por contracción para puente de 50m, apoyado en 2 pilas	77
Figura 74. Socavación por contracción para puente de 50m, apoyado en 3 pilas	77
Figura 75. Socavación por contracción para puente de 50m	78



Figura 76. Socavación total para puente de 50m, apoyado en 2 pilas	79
--	----

Capítulo 5. Calibración

Figura 77. Socavación puente Cotaxtla (Laursen).....	83
Figura 78. Socavación puente Cotaxtla (Michigan Tech)	83
Figura 79. Croquis de los perfiles del puente Cotaxtla.....	84
Figura 80. Socavación del puente Poposoca (Expresión de Laursen)	86
Figura 81. Socavación del puente Poposoca (Expresión del Michigan Tech).....	86
Figura 82. Croquis de los perfiles de suelos del puente Poposoca	87
Figura 83. Socavación del puente Tesechoacán (Laursen).....	89
Figura 84. Socavación del puente Tesechoacán (Michigan Tech)	89
Figura 85. Croquis de perfiles del puente Tesechoacán	90

Índice de tablas

Capítulo 1. Antecedentes

Tabla 1. Casos de socavación en puentes de México	9
---	---

Capítulo 2. Metodología

Tabla 2. Valores de K1	28
------------------------------	----

Capítulo 3. Bases de datos

Tabla 3. Porcentaje de puentes por su longitud	41
Tabla 4. Porcentaje de puentes por el número de claros.....	42
Tabla 5. Tipos de puentes propuestos.....	45
Tabla 6. Anchos de estribos y pilas	47

Capítulo 4. Resultados

Tabla 7. Resultados profundidad de socavación para un ancho de estribo específico	54
Tabla 8. Socavación total.....	62
Tabla 9. Resultados de socavación total para ancho de pila de 1.75 m.....	62
Tabla 10. Socavación total para ancho de estribo de 0.80 m.....	63
Tabla 11. Socavación total en pilas para ancho de pila de 2.5m	64
Tabla 12. Socavación total en estribos para estribo de 0.8m y pila de 2.5m.....	64
Tabla 13. Socavación total en pilas de puente tipo 4.....	67
Tabla 14. Socavación total en estribos de puente tipo 4.....	68
Tabla 15. Resultados socavación local en estribos	69
Tabla 16. Socavación total para puente de 25m	71
Tabla 17. Resultados de los cálculos de socavación para puente tipo 8.....	73
Tabla 18. Socavación local en pilas de puente de 50m sobre 2 y 3 pilas	74
Tabla 19. Socavación local en estribos para puente de 50m	76



Tabla 20. Socavación total (Laursen) para puente 50m	78
Tabla 21. Socavación total (Michigan Tech) para puente de 50m	79

Capítulo 5. Calibración

Tabla 22. Puentes que cuentan con perfil	81
Tabla 23. Información de los puentes	81
Tabla 24. Socavación puente Cotaxtla.....	82
Tabla 25. Socavación total del Puente Cotaxtla	84
Tabla 26. Socavación del puente Poposoca.....	85
Tabla 27. Socavación total estimada del puente Poposoca.....	87
Tabla 28. Socavación del puente Tesechoacán.....	88



Referencias

Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales, (2011), Estaciones hidrométricas, IMTA, CONAGUA, México.

Base de datos de Puentes registrados por SCT, (2010), Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México.

CAPUFE, (1990), Perfil del Puente Poposoca, proporcionado por SCT, México.

CAPUFE, (1990), Perfil del Puente Tesechoacán, proporcionado por SCT, México.

CAPUFE, (2002), Perfil del Puente Cotaxtla, proporcionado por SCT, México.

CAPUFE, (2011), Perfil del Puente Poposoca, proporcionado por SCT, México.

CAPUFE, (2011), Perfil del Puente Tesechoacán, proporcionado por SCT, México.

ERN, Evaluación de Riesgos Naturales, (2011), Estudios de Mecánica de suelos de los proyectos realizados, México.

Ettema, R., (1980), “**Scour at bridge piers**”, Report No. 216, University of Auckland, School of Engineering, Auckland, New Zealand.

Federico, F. Silvagni, G. y Volpi, F. (2002), “**Un criterio per la stima della vulnerabilità del ponti: il caso de mezzana corti**”. VI Simposio Ítalo Basileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Roma “Tor Vergata”, Italia.

Froelich, D. (1991), “**Analysis of Onsite Measurements of Scour at Piers**”, National Hydraulic Engineering Conference, Colorado Springs, CO, USA.

Froelich, D., (1989)“**Local Scour at Bridge Abutments**”, National Conference on Hydraulic Engineering, ASCE, New Orleans, LA, pp. 13-18, USA.

<http://digitallibrary.palmerstonnorth.com/awweb/main.jsp?flag=browse&smd=1&awdid=1>, consultada en Agosto, 2011.

<http://geodiendo.com/2010/08/drenaje-longitudinal-en-tuneles.html>, consultado en Agosto, 2011.

<http://geodiendo.com/2010/09/el-puente-de-shi-ting-jiang.html>, consultado en Agosto, 2011.

<http://morquecho.blogspot.com/2009/09/incomunicado-huixastla-se-rompio-el.html>, consultada en Agosto, 2011.

<http://noticias.univision.com/mexico/noticias/article/2009-07-18/puente-vehicular-colapso-en-mexico#axzz1kbDbOUMi>, consultada en Julio, 2011.

<http://sirve.cl/test/proyectos/mediciones-ensayos/asesoria-evaluacion-del-colapso-del-puente-loncomilla/>, consultada en Junio, 2011.

<http://vencamp.blogspot.com/2011/04/hundimiento-del-puente-de-molins-de-rei.html>, consultado en Agosto, 2011.



-
- http://www.citop.es/PubPDF/Cimbra363_05.pdf, consultado en Agosto, 2011.
- <http://www.lomaschido.com/bitacorita/blog/tag/macuilxochitl/>, consultada en Agosto, 2011.
- <http://www.panoramio.com/photo/24620532>, consultada en Julio, 2011.
- <http://www.panoramio.com/photo/27819507>, consultada en Julio, 2011.
- Laursen, E., (1963), "**An analysis of Relief Bridges**", ASCE, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 92, No. HY3.
- López, A. y Arenas, A. (2004) "**Análisis de la falla de una de las pilas del puente Naltahua en el Río Maipo, Chile**". Instituto Nacional de Hidráulica, Santiago, Chile. Publicado en el XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica São Pedro, Estado de São Paulo, Brasil, Octubre 2004.
- Maza, J. A. (1968), "**Socavación en cauces naturales**", Publicación del Instituto de Ingeniería, 177, UNAM, México.
- Melville, B. y Coleman, S. (2000), "**Bridge Scour**", Water Resources Publications, LLC, Colorado, USA.
- Michigan Tech University, (2011), "**Estimating scour at bridges**", CE4620 River and Floodplain Hydraulics, Michigan Tech University, USA.
- Muñoz, E. y Valbuena, E. (2006), "**Socavación en puentes**". Infraestructura Vial, 8(15), pp. 25-39. Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.
- Planos tipo de estribos de mampostería, (1978), Dirección General de Caminos Rurales, Secretaría de Obras Públicas, México.
- Planos tipo de pilas de mampostería, (1978), Dirección General de Caminos Rurales, Secretaría de Obras Públicas, México.
- Richardson, E. V. y Davis, S. R. (1990), "**Evaluating scour at bridges**", Hydraulic Engineering Circular No. 18, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, USA.
- Richardson, E. V. y Davis, S. R. (1995), "**Evaluating scour at bridges**", Hydraulic Engineering Circular No. 18, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, USA.
- Richardson, E. V. y Davis, S. R. (2001), "**Evaluating scour at bridges, fourth edition**", Hydraulic Engineering Circular No. 18, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, USA.