



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**Estudio de la socavación en las pilas de un puente y medidas de protección. Caso del puente Coatán, Chiapas.**

**TESIS**

Que para obtener el título de

**Ingeniero Civil**

**P R E S E N T A**

Diana Zicle Chávez

**DIRECTOR DE TESIS**

Dr. Moisés Berezowsky Verduzco



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2023

### Agradecimientos:

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por las enseñanzas y experiencias adquiridas a lo largo de mi bachillerato y en la carrera profesional, a mis profesores pilares importantes en la formación de todos los universitarios.

Al Doctor Moisés Berezowsky Verduzco, por el cobijo que me dio en mi servicio social y su apoyo en el desarrollo de este trabajo.

A mis padres por su apoyo incondicional, a lo largo de toda mi formación, que a pesar de las adversidades su prioridad fue la educación.

A mi hermano, por el apoyo incondicional, por compartir su conocimiento, habilidades y aficiones conmigo.

A César por fortalecer día a día el vínculo que nos une, por el crecimiento mutuo en lo personal y profesional. Por compartir el gusto de descubrir otras latitudes.

## Resumen

En este trabajo se documentan, aplican y comparan diferentes métodos de cálculo de la profundidad de socavación local en pilas de puentes, describiendo de forma general los tipos de socavación y las características que influyen. Cada método presentado fue elegido de acuerdo a las recomendaciones de diseño; ya que son los métodos más utilizados en la práctica.

Se presenta un ajuste numérico de las gráficas del método de Maza-Sánchez mediante el software MATLAB con el objeto de definir matemáticamente el método gráfico.

Los métodos de cálculo son aplicados a un puente rehabilitado y ubicado en el estado de Chiapas, el cual, en el año 2005, fue destruido por el paso de los escurrimientos provocados por la tormenta tropical "Stan" que se intensificó a huracán de categoría I. Se cuenta con la topografía del sitio, los gastos de diseño anuales para diferentes periodos de retorno, curva granulométrica y la geometría del puente. A partir de la información disponible se obtienen las características hidráulicas del sitio, mediante el software HEC-RAS.

La comparación de las metodologías se basó en un análisis de variables y dimensional que intervienen en cada método. En la comparación de variables se determinó que el diámetro o ancho de la pila es la variable que todos los métodos consideran a diferencia de la curva granulométrica o composición de lecho. Al realizar los cálculos se obtiene una familia de curvas que tiene similitud al estudio que realizó Sterling Jones en 1983, es decir, el método de Melville & Sutherland indica los valores más altos de socavación local en pilas de puentes.

Se presentan algunas de las medidas de protección en puentes ya existentes o por construirse, del cual destaca la protección por blindaje de las pilas; se aplica el método de Bonasoundas para determinar el tamaño de las partículas para el enrocamiento en las pilas.

# Índice

INTRODUCCIÓN.....	1
Antecedentes .....	3
Objetivo.....	5
1    SOCAVACIÓN.....	6
1.1    Tipos de socavación.....	7
1.1.1    Agradación y degradación a largo plazo.....	7
1.1.2    Socavación General .....	7
1.1.3    Socavación Local .....	7
1.2    Características que influyen en la socavación .....	11
1.2.1    Características hidráulicas.....	11
1.2.2    Características del fondo del cauce .....	11
1.2.3    Factores geométricos .....	12
1.2.4    Características que depende de la ubicación del puente .....	12
1.2.5    Características del tiempo .....	12
2    ESTIMACIÓN DE SOCAVACIÓN LOCAL EN UN PUENTE .....	13
2.1    Método de Laursen-Toch.....	14
2.2    Método de Melville & Sutherland .....	16
2.3    Ecuación de socavación en pilas HEC 18.....	22
2.4    Socavación local en HEC-RAS.....	24
2.4.1    Ecuación CSU .....	25
2.4.2    Ecuación de Froehlich .....	25
2.5    Método propuesto por Maza-Sánchez .....	25
2.5.1    Ajuste numérico para el método de Maza- Sánchez.....	30
3    CÁLCULO DE SOCAVACIÓN LOCAL EN EL PUENTE COATÁN .....	31

3.1	Información del puente en estudio .....	31
3.1.1	Ubicación geográfica .....	31
3.1.2	Hidrología .....	31
3.1.3	Topografía .....	35
3.1.4	Propiedades del material en el cauce .....	36
3.1.5	Geometría del puente .....	37
3.2	Aplicación de los métodos de cálculo. ....	38
3.2.1	Características hidráulicas del río .....	38
3.2.2	Interpretación de resultados de socavación local.....	41
4	MEDIDAS DE PROTECCIÓN.....	46
4.1	Dispositivos de blindaje .....	46
4.1.1	Protección de pilas con enrocamiento .....	46
4.1.2	Enrocamiento Artificial. ....	47
4.1.3	Colchacreto (bloques de concreto) .....	47
4.1.4	Gaviones .....	48
4.1.5	Bolsa de geo textil rellena.....	49
4.1.6	Pavimentos de concreto o pavimentación asfáltica.....	49
4.2	Dispositivos que alteran el flujo .....	50
4.2.1	Pilas de sacrificio.....	50
4.2.2	Vanos .....	51
4.2.3	Collares horizontales .....	51
4.3	Protección en la sección del Puente Coatán.....	52
5	CONCLUSIONES .....	55
	APÉNDICE A.....	57
	APÉNDICE B.....	64

APÉNDICE C.....	67
APÉNDICE D.....	72
D.1 Socavación local Método Laursen-Toch .....	72
D.2 Socavación local Método Melville y Sutherland .....	72
D.3 Socavación local ecuación HEC 18 .....	74
D.4 Socavación local en HEC-RAS .....	75
D.5 Socavación local Método propuesto por Maza - Sánchez.....	77
BIBLIOGRAFÍA.....	81

## INTRODUCCIÓN

Los puentes son estructuras que el hombre ha construido a lo largo del tiempo con el fin de comunicar dos puntos en el espacio. Según su uso, los puentes pueden ser clasificados como acueductos (empleados para la conducción de agua), viaductos (diseñados para soportar el paso de carreteras y vías férreas) y las pasarelas (destinadas a la circulación de personas).

Son construidos con diversos materiales como cuerdas o lianas, madera, piedra, concreto y metales, pueden ser colgantes, atirantados, con arcos, pórticos, armaduras o vigas simplemente apoyadas.



Ilustración 1 Puentes en el mundo

Al igual que otras estructuras, los puentes pueden tener fallas estructurales causadas por excederse la vida útil de la estructura, contaminación atmosférica, sismos, cambios climáticos variados y deficiencias al momento de su construcción. En la Tabla. 1 se muestra el estudio realizado por Smith (1977), en 143 puentes que fallaron en el mundo entre los años 1947 y 1975. Él clasifica las diferentes fallas en 9 categorías.

Tabla. 1 Tipos de fallas, según Smith (1977)

Causa de la falla	Número de fallas	Comentarios
<b>Crecientes de la corriente y movimiento de la cimentación</b>	70	66 socavación, 2 deslizamiento de tierra, 1 escombros flotantes, 1 por movimiento de la cimentación
<b>Materiales inadecuados o defectuosos</b>	22	19 por falla frágil de placas o barras de anclaje
<b>Sobrecarga o accidente</b>	14	10 por impacto de embarcaciones
<b>Obras provisionales inadecuadas o inapropiadas o procedimiento de montaje</b>	12	1 por diseño inadecuado como causa suplementaria
<b>Sismos</b>	11	
<b>Diseño inadecuado de material</b>	5	
<b>Viento</b>	4	
<b>Fatiga</b>	4	3 en hierro fundido, 1 con influencia de la corrosión
<b>Corrosión</b>	1	
<b>Número total de fallas</b>	143	

La falla más común en los puentes asentados en ríos, según Smith, es por socavación; representa el 46% de los puentes evaluados. La causa principal es debido al paso de crecida en la corriente, que provocan inestabilidad en los cimientos y en el cauce por el movimiento de sedimentos. Este será el tema que se abordará en este trabajo.

Los puentes en cruces de ríos con diseños adecuados no son inmunes a este problema, y aquellos con deficiencias estructurales incrementan aún más su riesgo de falla, es decir, los puentes requieren un constante mantenimiento y atención en la estabilidad de sus cimientos y el transporte de sedimentos que se presenta en el cauce.



### Antecedentes

La socavación es una de las principales causas de daños en puentes en todo el mundo. Algunos de estos casos se mencionan a continuación:

Les Hamill (1999) reporta que, en 1985, en Estados Unidos, en los estados de Pennsylvania y Virginia, 73 puentes fueron destruidos por socavación como consecuencia de las inundaciones. De igual forma en 1987, 17 puentes en Nueva York y Nueva Inglaterra fueron dañados y destruidos por socavación en sus cimientos.

En América del Sur el paso de fenómenos meteorológicos han provocado precipitaciones intensas generando avenidas extraordinarias que han perjudicado la cimentación de muchos puentes. Tal es el caso de Colombia, “entre los años 1986 y 2001, se registraron 63 colapsos, de los cuales el 64 % fue provocado por socavación”, (Espinoza Figueroa Darío, Gómez Soberón Consuelo, Carrillo Sosa Juan Javier, *Vulnerabilidad de puentes ante avenidas*, 2010).

En México se han registrado colapsos debido a escurrimientos extraordinarios, principalmente al sur del país. En 2009, colapsó el puente Tonalá ubicado en el cruce del río Tonalá en el límite del Estado de Veracruz y Tabasco, causando la interrupción de la circulación sobre una importante carretera que comunica el sureste del país y causando pérdidas humanas, como Esto puede verse en la Ilustración 1.



Ilustración 2 Colapso del Puente Tonalá

El puente con 252 metros de longitud y 9.5 metros de ancho; 7 claros y 6 pilas de concreto reforzado, cimentadas en pilotes metálicos de 0.60 metros de diámetro.

La Secretaria de Comunicaciones y Transporte evaluó la configuración del fondo del cauce, concluyendo que el colapso se generó por una socavación local de 11 metros en dos pilas ubicadas en la zona más profunda del río (Ref 7). En la Ilustración 3 se puede observar un tramo que no sufrió daños.



Ilustración 3 Restos del Puente Tonalá

Otro ejemplo es el puente Pijijiapan I, localizado en la carretera Tapanatepec – Talismán, en el Estado de Chiapas, en el cual se presentó socavación local en la pilas, dejando expuestos los pilotes de la cimentación (Ilustración 4). El puente tenía una longitud de 130 metros, distribuidos en 6 claros.



Ilustración 4 Puente Pijijiapan I

Cuando se lleva a cabo el diseño de un puente, es importante determinar la socavación que se puede presentar con el fin de darle mayor estabilidad al diseño. Existen diversas publicaciones, estudios y criterios que se pueden aplicar.

En puentes ya construidos es necesario realizar evaluaciones periódicas para determinar la vulnerabilidad a las inundaciones y el alcance de la socavación en campo y gabinete, definiendo las posibles medidas que se pueden tomar para evitar o minimizar el riesgo de daños o colapsos.

Los estudios e investigaciones del fenómeno de socavación en Estados Unidos iniciaron formalmente con E. M. Laursen en 1949. Para 1998 se especificaron procedimientos del cálculo de socavación en diseños de puentes por parte de la Federal Highway Administration (FHWA), la cual se encarga de realizar evaluaciones de puentes cada dos años. De igual forma, otros países como los europeos inspeccionan e instrumentan los puentes para evitar posteriores colapsos.

En países latinoamericanos las fallas en puentes se atribuyen a los escasos datos que se determinan en campo, generando incertidumbre en los datos hidrológicos y en las curvas granulométricas del lecho. Adicionalmente en las etapas de un proyecto (planeación, diseño, construcción, operación y mantenimiento de los puentes) se llevan a cabo de forma apresurada; por la falla de algún paso ya existente y la necesidad de reestablecer las vías de comunicación entre las comunidades afectadas.

Es necesario realizar un esfuerzo en los estudios hidráulicos que incluyan predecir en la ingeniería la profundidad de socavación y las medidas para mitigar este problema, garantizando la estabilidad en estas estructuras, seguridad a los usuarios de los mismos evitando cortes a la circulación que tiene severas repercusiones en el tránsito peatonal y vial.

## **Objetivo**

El objetivo de este trabajo es la investigación, recopilación, aplicación y comparación de diferentes métodos para la estimación de la profundidad de socavación local en pilas de un puente, aplicando los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera y usando software especializado para obtener las variables que requiere cada método en un puente existente.

Para uno de los métodos propuestos se obtiene un ajuste numérico de las curvas obtenidas por Maza-Sánchez, que posteriormente puede ser programado, para obtener los valores con mayor rapidez.

Se documentan algunas de las diferentes medidas de protección para la socavación local en pilas, y se presenta un método para determinar el diámetro de protección para el puente Coatán, Chiapas.

## 1 SOCAVACIÓN

De acuerdo con la Real Academia Española la *erosión* se define como el desgaste de la superficie terrestre por agente externos, como el agua o el viento. Y *socavar* se define como excavar algo por debajo, dejándolo en falso. Al final, de acuerdo con la academia de la lengua española estos dos términos son diferentes, mientras que en las investigaciones académicas se usa de forma indistinta.

Todo material presente en el lecho de una corriente se erosionará con el tiempo. Los diferentes materiales se transportan a diferentes ritmos. Los suelos granulares sueltos se mueven rápidamente por el flujo del agua, mientras que los suelos cohesivos o cimentados son más resistentes. De acuerdo a las publicaciones de la FHWA, en condiciones de flujo constante, la socavación alcanzará la máxima profundidad en lechos de arena y grava en horas; en cauces de material cohesivo en días, depósitos glaciares, areniscas y lutitas en meses, calizas en años y granitos densos en siglos.

Por lo tanto, la socavación es una acción erosiva local en una obstrucción en el cauce, producida como consecuencia del incremento en el flujo de agua. El material del lecho es excavado por debajo de la obstrucción y transportado. Dejando expuesta la cimentación de las estructuras.

En el cruce de un puente (Figura 1.1) la socavación puede presentarse de forma general y local, induciendo inestabilidad en la cimentación del puente dejándola al descubierto.

A continuación, se describen los tipos de socavación en puentes y las características que influyen en un cruce de puente, mostrando especial atención en la socavación local en pilas objetivo de este trabajo.

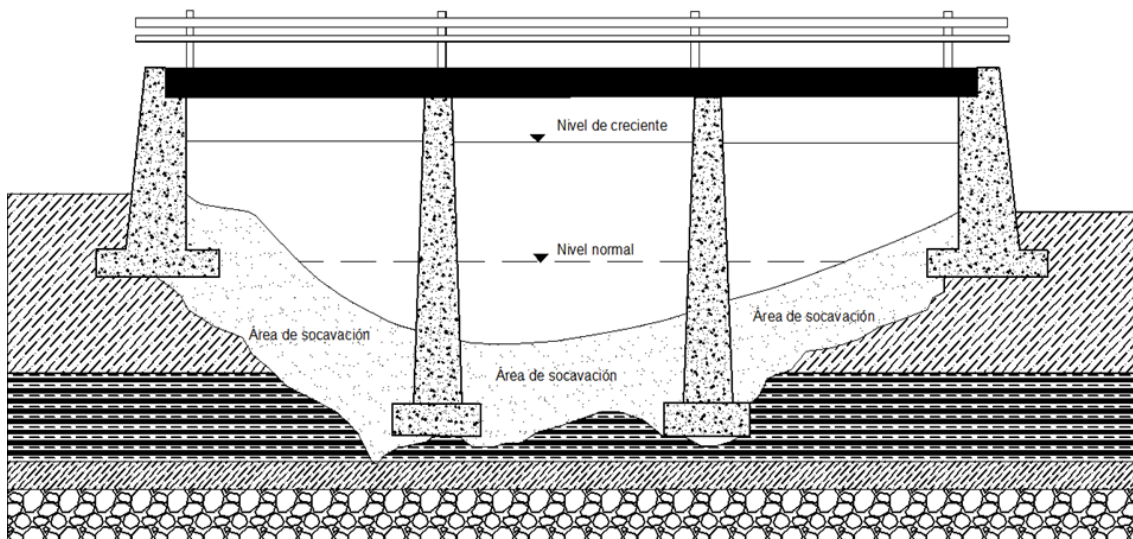


Figura 1.1 Socavación en el cruce de un puente

## 1.1 Tipos de socavación

La socavación en un cruce de puente se compone de diferentes tipos: degradación a largo plazo del cauce, socavación general y aquella focalizada al paso de una avenida extraordinaria, la socavación local.

### 1.1.1 Agradación y degradación a largo plazo

La agradación es la acumulación de sedimento en el cruce del puente, que produce un decremento en el gasto del río. De forma contraria, la degradación es la erosión del sedimento y causa el decrecimiento en la elevación del lecho y, por lo tanto, mayor capacidad hidráulica. Los cambios en la elevación se presentan en grandes distancias y tiempo, se consideran un control como una presa o un cauce de roca. En el cálculo de la socavación total, no es considerada ya que es un proceso a largo plazo que puede cambiar o incluso detenerse.

### 1.1.2 Socavación General

Se produce en todo el cauce durante el paso de una avenida, se genera una mayor capacidad de arrastre por la corriente y el material sólido se levanta con facilidad manteniéndose en suspensión durante un cierto tiempo. Este incluye la socavación por contracción en una sección del río, cuando el área de flujo es reducida; por ejemplo, una contracción natural se presenta por la formación de barras o islas a lo largo del cauce debido al depósito de sedimento y/o al crecimiento de vegetación en el lecho del río. En el cruce de un puente, la reducción está presente por las pilas o estribos que se construyen sobre el lecho.

### 1.1.3 Socavación Local

Se presenta cuando las pilas y/o estribos apoyados en el cauce producen la reducción en el área de flujo, se incrementa la velocidad y se crean vórtices que remueven el material del lecho que se encuentra alrededor y debajo de dichas obstrucciones.

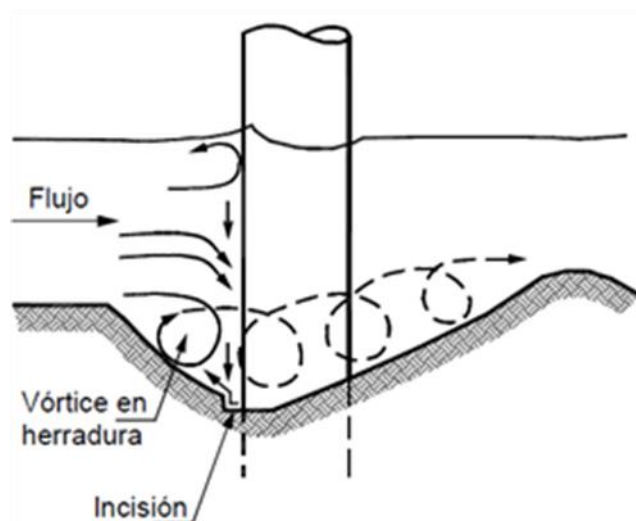


Figura 1.2 Sección longitudinal alrededor de una pila

El vórtice en herradura se genera de forma vertical, alrededor de la base de la pila, excavando el material formando una fosa. La intensidad del vórtice disminuye con la profundidad de la zona excavada por el flujo, hasta llegar a un estado de equilibrio.

El vórtice de estela depende de la forma de la pila y la velocidad de llegada; se forma horizontalmente aguas abajo de la pila, provocando acarreo de material aguas abajo de ella. En la Figura 1.3 se muestran ambos vórtices formando una fosa de socavación de forma longitudinal y en planta.

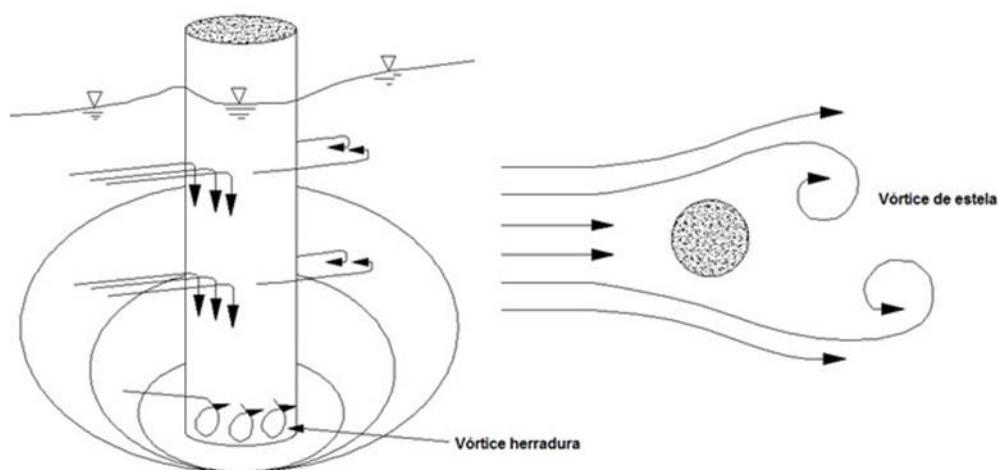


Figura 1.3 Generación de vórtices en una pila, según Richardson, 1993

Por la forma en que se desarrollaron los estudios realizados por José Antonio Maza Álvarez (1966) no tomó en cuenta parámetros como: la influencia del espesor de los estratos en el subsuelo, contracción en la sección del puente, obras de control aguas arriba o abajo del puente y el tiempo que dura el pico de una avenida.

En los experimentos realizados consideró tres granulometrías, diferentes tipos de pilas y ángulos de incidencia en la corriente; mantuvo un tirante constante, incrementando la velocidad, observando que el proceso de socavación local en pilas se presenta en tres condiciones básicas: inicio de socavación; inicio de arrastre y condiciones de arrastre con formación de dunas (Figura 1.4):

Para pilas rectangulares orientadas según el flujo, la socavación inicia cuando el flujo alcanza una velocidad media y en las esquinas, aguas arriba de la pila, el material erosionado se deposita en las caras laterales. La estabilización de la erosión se altera por la formación de rizos y dunas.

En pilas circulares y rectangulares con frentes redondeados orientados según el flujo, el proceso se inicia en dos zonas localizadas a  $65^\circ$  aproximadamente, a cada lado del eje de la pila. El proceso de socavación resulta ser igual al de pilas rectangulares, excepto que aguas abajo de la pila circular se presentan velocidades ascendentes más fuertes que en las pilas rectangulares. Cuando las pilas están esviajadas el proceso es el mismo y la máxima profundidad de socavación se presenta en el punto C, mostrado en la Figura 1.4.

La socavación local puede ser más severa cuando existe un transporte de sedimentos previo al paso de la avenida a este tipo de socavación se le llama en lecho móvil (vivo) y, en caso contrario, cuando no existe transporte de sedimentos se le conoce como socavación en agua clara donde la intensidad de socavación local disminuye considerablemente. Estos dos conceptos son necesarios ya que algunos métodos para estimar la socavación local son aplicables solo para una u otra condición.

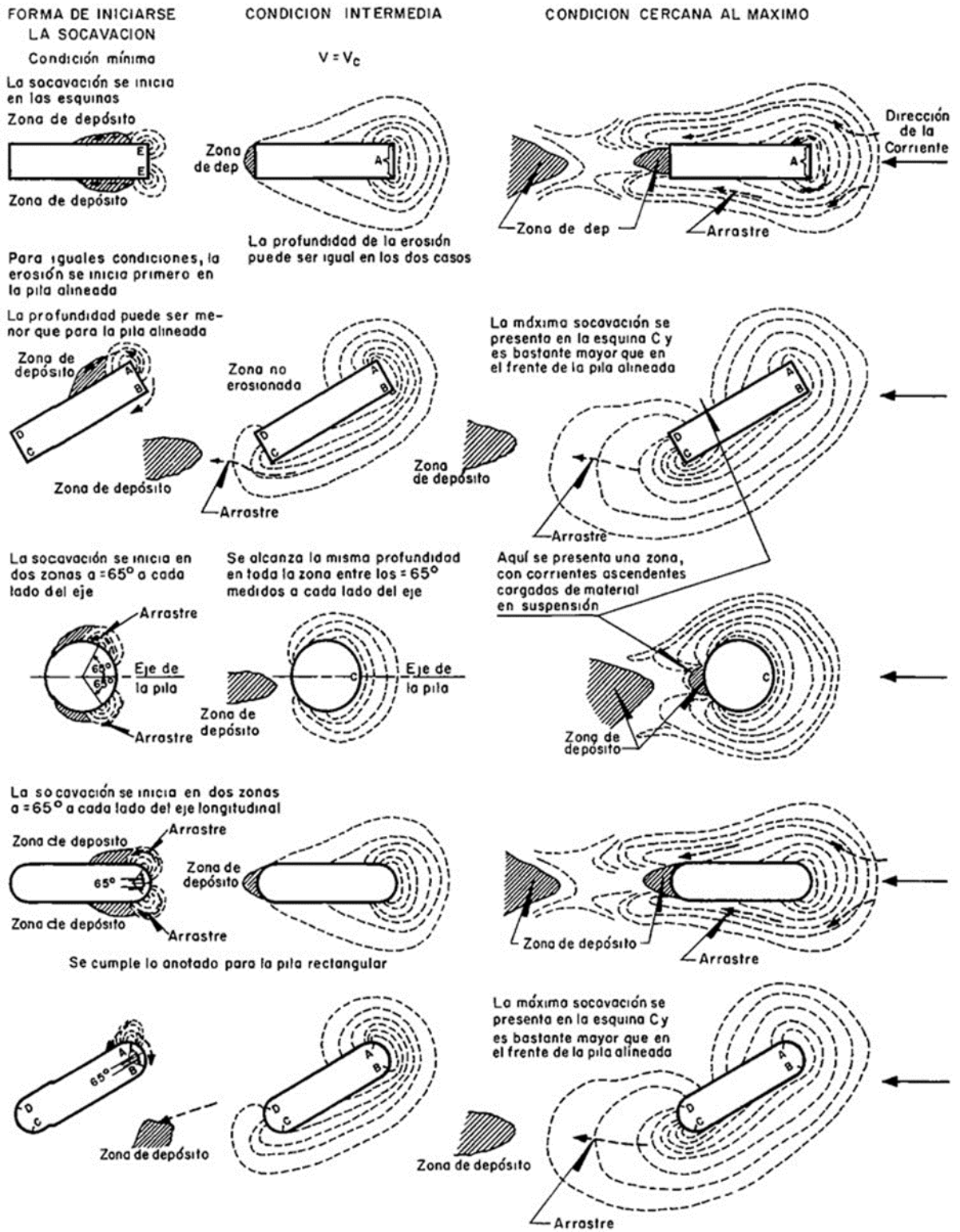


Figura 1.4 Etapas del proceso erosivo según Maza y Sánchez (1968)



## 1.2 Características que influyen en la socavación

### 1.2.1 Características hidráulicas

Para la estimación de la profundidad de socavación en un río es fundamental conocer la hidrología, para poder obtener una estimación del incremento en el nivel del flujo que puede alcanzar al paso de una avenida. Se selecciona el evento de inundación que se espera producirá las más severas condiciones de socavación; la FHWA, recomiendan evaluar la avenida que se puede presentar con un periodo de retorno de 100 años.

El área hidráulica que puede existir antes y después del paso de una crecida se encuentra estrechamente ligada con la velocidad que puede experimentar el cauce y la capacidad de transporte del material.

En el caso de las pilas que se encuentran en el cauce de un río, es necesario conocer el tirante que existe frente a la pila, la velocidad media y la dirección de la corriente con respecto al eje de la pila. En el caso de la construcción de estribos situados sobre las orillas del río, se pueden provocar cambios en la velocidad del flujo en el área hidráulica, por efectos del ensanchamiento o reducción del cauce.

### 1.2.2 Características del fondo del cauce

Es necesario conocer las características físicas y los componentes del cauce, entre los que destacan está, la pendiente longitudinal, la resistencia al flujo del fondo y las orillas del río, la vegetación, la geología y el tipo de sedimentos que se presentan, así como la influencia de las obras hechas por el hombre. En cuanto a los materiales del fondo y orillas, es necesario conocer el diámetro y la forma de las partículas, su distribución granulométrica, el grado de cohesión, el peso específico sumergido, al igual que el espesor de los estratos en el subsuelo. La geometría del cauce, es decir, la información topográfica del terreno o secciones transversales.

En el caso de los cauces que están compuestos por arena, se presentan configuraciones o elementos de rugosidad en el fondo, como se muestra en la Figura 1.5. Estas rugosidades están relacionadas con lo profundo de la corriente, el esfuerzo de corte y la fuerza de la corriente.

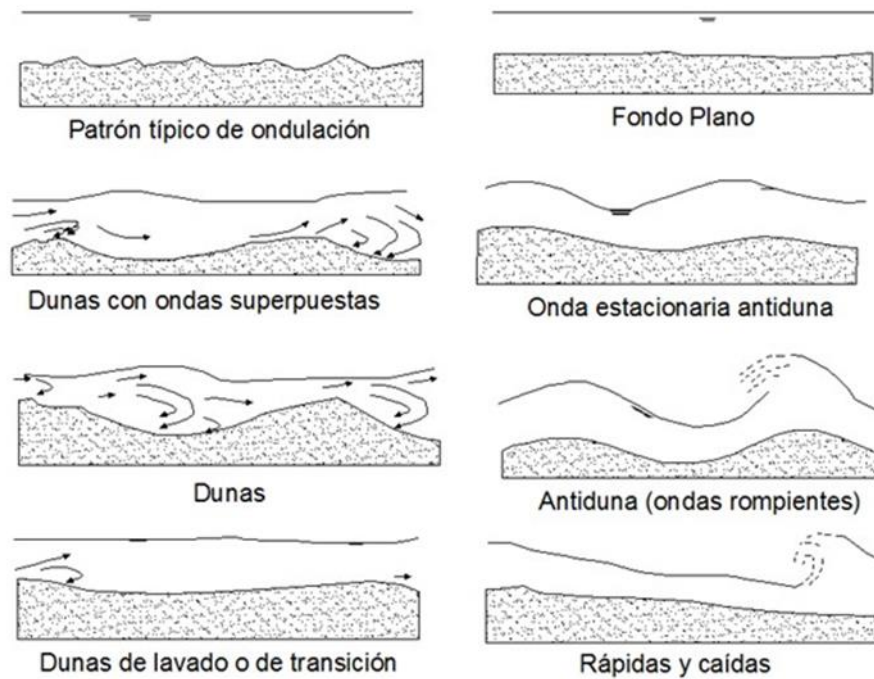


Figura 1.5 Configuraciones de cauce

### 1.2.3 Factores geométricos

Estos factores hacen referencia a la geometría de la obra que se encuentre en el cauce, en el caso de las pilas, la influencia de su forma como el ancho de la pila, la relación que existe entre el largo y el ancho y la forma de la sección transversal influye en la velocidad y la acción de arrastre de la corriente. Las formas de pila más comunes son las pilas de forma rectangular; rectangular con frentes redondeados y circular.

### 1.2.4 Características que depende de la ubicación del puente

Los ríos de origen aluvial cambian constantemente de posición y de forma, como consecuencia de las fuerzas hidráulicas que actúan en el cauce y en las orillas por lo que se dice que son dinámicos y responden a las condiciones ambientales. La forma en planta de un río puede ser recta o con meandros, trenzado o alguna combinación de éstas, también se pueden presentar contracciones en la sección del puente u obras de control del gasto que se hayan construido aguas arriba o abajo del puente. La forma del río tiene gran influencia en la velocidad de corriente y el acarreo de material. Por ejemplo, en el caso de un puente ubicado en un meandro, en el lado exterior del meandro las profundidades se tornan mayores, debido al flujo helicoidal por lo que arrastra el material del fondo hacia la zona interior de la curva.

### 1.2.5 Características del tiempo

Este parámetro determina el ciclo en el que se hace presente la socavación, considerando la duración de la avenida, el tiempo que toma en remover y transportar el material, así como también el tiempo que tarda en estabilizarse. El tiempo para alcanzar la profundidad máxima

de socavación depende del tipo de material del cauce y de las condiciones de flujo. En cauces de materiales de fondo de arena y grava tardaría horas; en cauces de materiales cohesivos en días; en sedimentos glaciares, areniscas y lutitas en meses; en cauces de calizas en años; y en rocas como el granito con una alta densidad en siglos (Richardson, 1993).

## 2 ESTIMACIÓN DE SOCAVACIÓN LOCAL EN UN PUENTE

Existen numerosas ecuaciones para calcular la profundidad de socavación local en pilas de un puente; en 1987 se reportaron 35 diferentes fórmulas para estimarla. La mayoría de ellas han sido obtenidas a partir de estudios de laboratorio, ya que los datos tomados en campo son escasos o limitados.

Las ecuaciones están basadas en tres métodos de análisis. El primero es el análisis dimensional de las variables básicas que causan en un puente la socavación local, en segundo lugar está la relación que existe entre el arrastre del flujo cerca de la pila y la generación de la fosa de socavación; y por último el análisis de regresión de los datos disponibles.

Al existir diversas ecuaciones del mismo fenómeno, para un diseñador es difícil determinar que expresión aplicar, y de los valores obtenidos tener certeza de los resultados, bajo la misma incertidumbre. En 1983 J. Sterling Jones llevó a cabo una comparación de ecuaciones de socavación local (Figura 2.1), con números de Froude de 0.1 aproximadamente,  $y_s$  es la profundidad obtenida y  $a$  es el ancho de pila. Años más tarde se agregó a dicha comparación la ecuación de Melville & Sutherland, la cual presenta los valores más altos de socavación local.

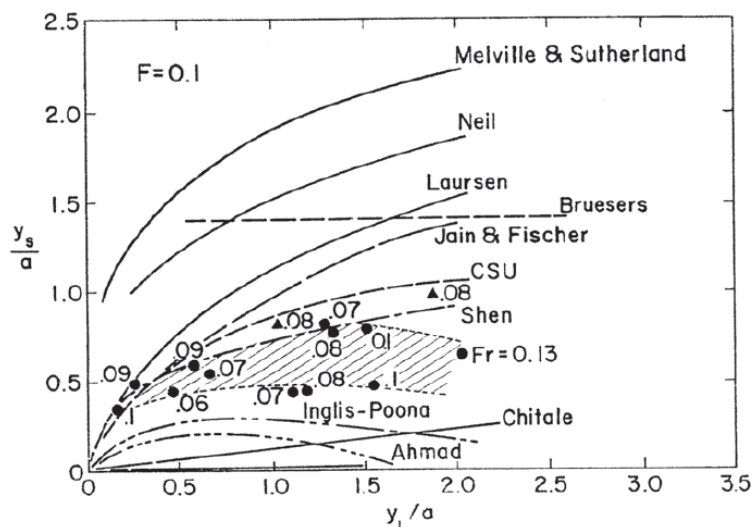


Figura 2.1 Comparación de fórmulas de socavación local, Jones 1983

A continuación, se presentan algunos métodos para el cálculo de la profundidad de socavación local en pilas de puentes, por ser de los más usados y, en algunos casos, aplicados en puentes ya existentes.

Algunos de estos métodos requieren diferenciar la forma de socavación, la cual se puede presentar en lecho móvil (vivo) o en agua clara. De acuerdo con las condiciones hidráulicas y composición del lecho, algunos de los métodos presentan expresiones para ambos casos (socavación en lecho móvil o en agua clara) y en el caso del método de Maza-Sánchez es necesario determinar la socavación general, que se puede presentar al paso de una avenida, se propone utilizar el método de Lischvan-Lebediev el cual se encuentra detallado en J.A. Maza A., Socavación en cauces naturales (1968).

## 2.1 Método de Laursen-Toch

Fue establecido en el Instituto de Investigaciones Hidráulicas de Iowa y fue comprobado por Hubbard, quien realizó mediciones en un puente sobre el río Skunk (EUA). Se desarrolló bajo condiciones de transporte continuo de sedimentos, es decir, socavación en lecho móvil.

La profundidad de socavación depende del tirante hidráulico, del ancho y de la forma de la pila, sin tomar en cuenta la velocidad y el tamaño del material del fondo, dando pie a dos casos generales para su aplicación. El primero es cuando la corriente incide de forma paralela al eje de la pila, y el segundo, cuando la corriente forma un cierto ángulo.

Para el caso donde el flujo de aguas es paralelo al eje mayor de la pila, la profundidad de socavación se calcula de la siguiente manera:

$$S_{LT} = K_1 K_2 b$$

Ecuación 2.1

Donde:

$S_{LT}$  profundidad de socavación, a partir del fondo, según Laursen-Toch en metros

$K_1$  coeficiente que depende de la relación tirante entre ancho de la pila Figura 2.2, adimensional

$K_2$  coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila Figura 2.3, adimensional

$b$  ancho de la pila en metros

$h$  tirante de la corriente en metros

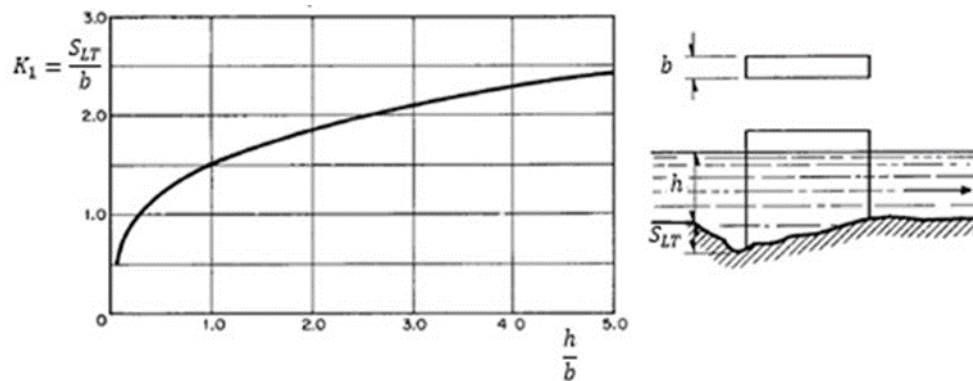


Figura 2.2 Relación entre la erosión relativa y profundidad relativa

FORMA DE LA NARIZ	COEFICIENTE K <sub>2</sub>
RECTANGULAR $a/b = 4$	1.00
SEMICIRCULAR	0.90
ELIPTICA $\frac{p}{r} = \frac{2}{1}$	0.81
	$\frac{p}{r} = \frac{3}{1}$
LENTICULAR $\frac{p}{r} = \frac{2}{1}$	0.81
	$\frac{p}{r} = \frac{3}{1}$
FORMA DE LA NARIZ	SEGUN TISON
BISELADA $l/b = 4$	0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $l/b = 4$	0.75

Figura 2.3 Coeficiente que depende de la forma de la pila

Cuando el flujo del agua forma un ángulo de ataque al eje de la mayor dimensión de la pila, la profundidad de socavación se calcula de la siguiente manera:

$$S_{LT} = K_1 K_\phi b$$

Ecuación 2.2

Dónde:

$K_\phi$  coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo y de la geometría de la pila, Figura 2.4, adimensional.

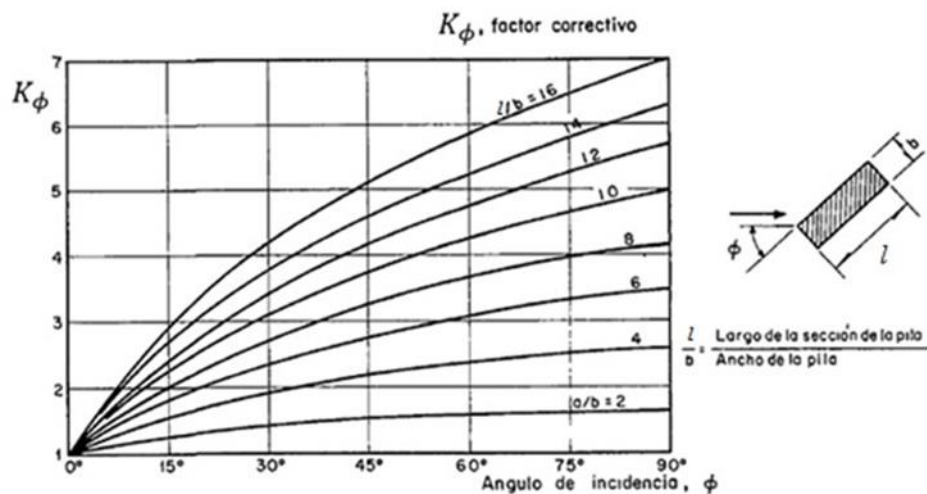


Figura 2.4 Factor de correlación cuando se presenta un ángulo de incidencia. Métodos de Laursen y Toch, Melville y Sutherland

## 2.2 Método de Melville & Sutherland

Este método fue desarrollado en la Universidad de Auckland Nueva Zelanda, basado en la obtención de curvas envolventes obtenidas de datos experimentales realizados en ensayos de laboratorio. La máxima profundidad de socavación local en pilas es:

$$S_{MS1} = 2.4D \tag{Ecuación 2.3}$$

Donde:

$D$  diámetro de la pila, metros

$S_{MS1}$  profundidad de socavación según Melville y Sutherland, metros

Esta profundidad se puede reducir tomando en cuenta que la profundidad de socavación se encuentra en función de la densidad y viscosidad cinemática del fluido ( $\rho$ ,  $\nu$ ), velocidad media del flujo ( $V$ ), profundidad del flujo ( $h$ ), densidad del sedimento ( $\rho_s$ ), aceleración gravitacional ( $g$ ), diámetro de la pila ( $D$ ) y parámetros que describen la forma y la alineación de la pila ( $\alpha$ ).

De las variables anteriores se obtiene la ecuación para calcular la profundidad de socavación:

$$\frac{S_{MS_2}}{D} = K_i K_h K_D K_\sigma K_f K_\phi$$

Ecuación 2.4

Donde:

- $K_i$  factor por intensidad del flujo, adimensional  
 $K_h$  factor por profundidad del flujo, adimensional  
 $K_D$  factor por tamaño del sedimento, adimensional  
 $K_\sigma$  factor por graduación del sedimento, adimensional  
 $K_f$  factor por la forma de la pila, adimensional  
 $K_\phi$  factor por ángulo de ataque del flujo, adimensional  
 $D$  diámetro de la pila en metros.

En la Figura 2.5 se muestra el método de cálculo para cada factor, tomando en cuenta los siguientes parámetros:

- $V$  velocidad media del flujo en m/s  
 $D_{50}$  diámetro 50 del material de lecho en m o mm  
 $D_{84}$  diámetro 84 del material de lecho en m o mm  
 $D_{máx}$  tamaño máximo representativo en m o mm  
 $\sigma_g$  desviación estándar de los sedimentos, adimensional  
 $V_c$  velocidad crítica en m/s  
 $V_a$  velocidad de acorazamiento en m/s

Las velocidades  $V_c$  y  $V_{ca}$  se pueden determinar utilizando la ecuación de distribución de velocidad logarítmica sugerida por Melville y Sutherland (1988) y obteniendo los valores de  $V_c$  y  $V_a$  del diagrama del Shields.

Para realizar el cálculo se parte de los datos siguientes:

- Flujo:  $h$ ,  $V$   
Sedimentos:  $D_{50}$ ,  $D_{84}$   
Geometría de la pila:  $D$ , forma,  $\phi$

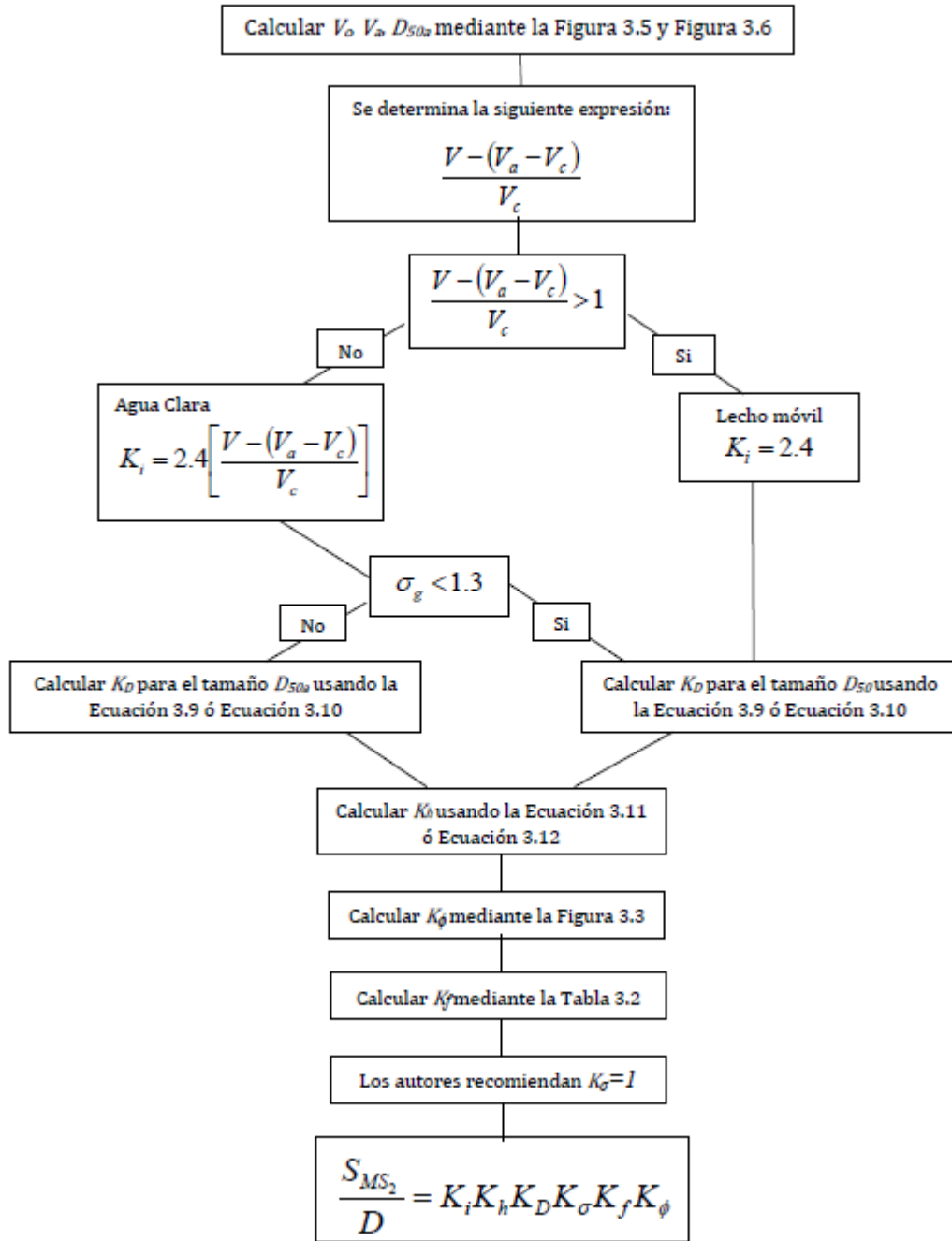


Figura 2.5 Diagrama para determinar la profundidad de socavación local



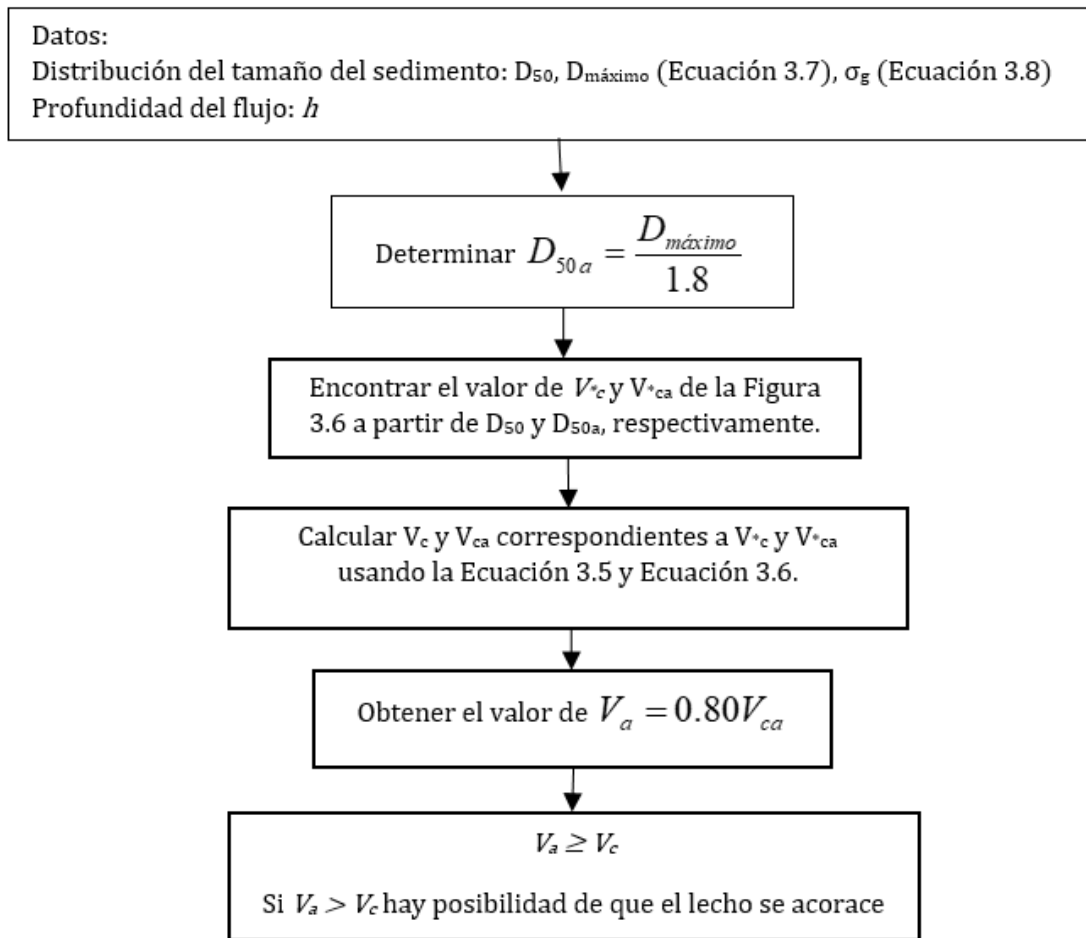


Figura 2.6 Diagrama de flujo para determinar la velocidad de acorazamiento

$$\frac{V_c}{V_{*c}} = 5.75 \log \left( 5.53 \frac{h}{D_{50}} \right) \quad \text{Ecuación 2.5}$$

$$\frac{V_{ca}}{V_{*ca}} = 5.75 \log \left( 5.53 \frac{h}{D_{50a}} \right) \quad \text{Ecuación 2.6}$$

$$D_{máximo} = \sigma_g^m D_{50} \quad \text{Ecuación 2.7}$$

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}}$$

Ecuación 2.8

El exponente m se obtiene de la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Valor de  $D_{max}$  según Melville (1988)

Valor de $D_{max}$	m
$D_{90}$	1.28
$D_{95}$	1.65
$D_{98}$	2.06
$D_{99}$	2.34

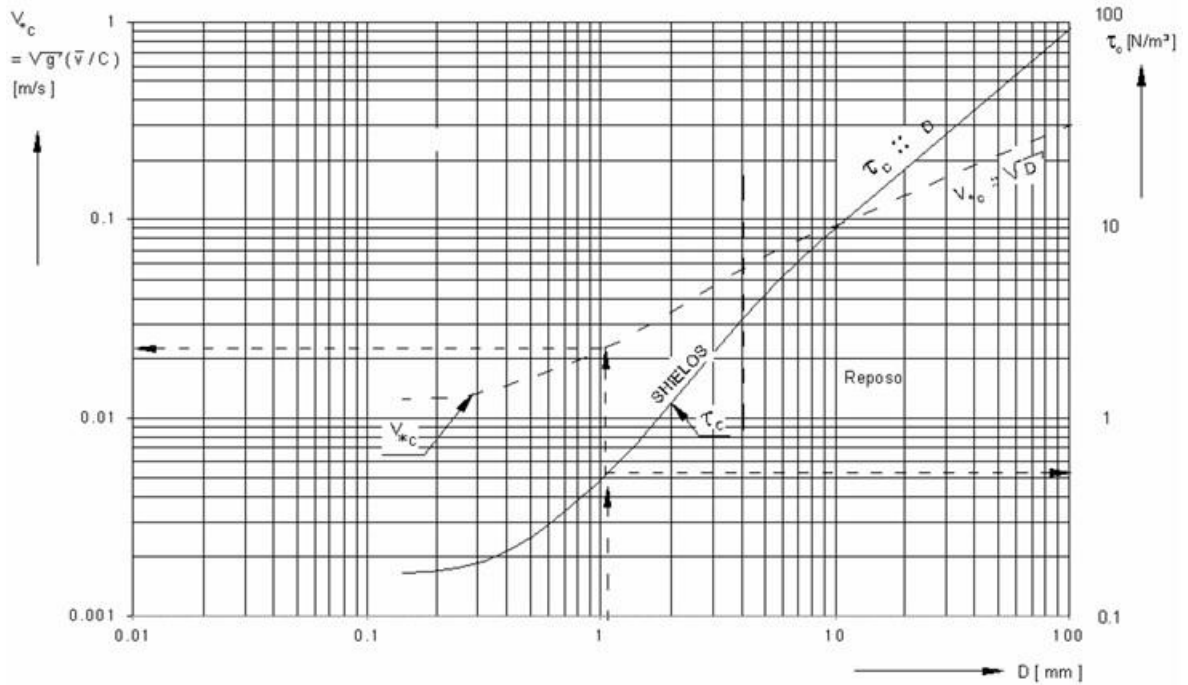


Figura 2.7 Curva de Shields para movimiento para movimiento incipiente de sedimentos

$$\text{Si } \frac{D}{D_{50}} > 25 \quad K_D = 1$$

Ecuación 2.9

$$\text{Si } \frac{D}{D_{50}} < 25 \quad K_D = 0.57 \log \left( 2.24 \frac{D}{D_{50}} \right) \quad \text{Ecuación 2.10}$$

$$\text{Si } \frac{h}{b} > 2.6 \quad K_h = 1 \quad \text{Ecuación 2.11}$$

$$\text{Si } \frac{h}{b} < 2.6 \quad K_h = 0.78 \left( \frac{h}{b} \right)^{0.255} \quad \text{Ecuación 2.12}$$

Tabla 2.2 Valores de  $K_f$

Forma en la planta de la pila	longitud/ancho	$K_f$
<b>Circular</b>	1.0	1
<b>Lenticular</b>	2.0	0.97
	3.0	0.76
	4.0	0.73-0.67
	7.0	0.41
<b>Nariz parabólica</b>	-	0.56
<b>Nariz triangular, 60°</b>	-	0.75
<b>Nariz triangular, 90°</b>	-	1.25
<b>Elíptica</b>	2.0	0.91
	3.0	0.83
<b>Ojival</b>	4.0	0.92-0.86
<b>Joukowski</b>	4.0	0.86
	4.1	0.76
<b>Rectangular</b>	2.0	1.11
	4.0	1.40-1.11
	6.0	1.11

### 2.3 Ecuación de socavación en pilas HEC 18

Está basada en la ecuación de la Universidad Estatal de Colorado (CSU). Es recomendada por la FHWA (Richardson and David, 2001), fue desarrollada con base en análisis dimensional de los parámetros que afectan la socavación local y análisis de datos de laboratorio. Es aplicable para condiciones de cauce vivo y agua clara. La ecuación para calcular la socavación local en pila es la siguiente expresión:

$$\frac{S_{18}}{h} = 2K_2K_\phi K_3K_4K_w \left(\frac{b}{h}\right)^{0.65} Fr_1^{0.43} \quad \text{Ecuación 2.13}$$

En términos de  $\frac{S_{18}}{b}$  :

$$\frac{S_{18}}{b} = 2K_2K_\phi K_3K_4K_w \left(\frac{h}{b}\right)^{0.35} Fr_1^{0.43} \quad \text{Ecuación 2.14}$$

Donde:

- $S_{18}$  Profundidad de socavación, metros
- $K_2$  Factor de corrección por la forma de la pila; Figura 2.8 y Tabla 2.3
- $K_\phi$  Factor que toma en cuenta el ángulo de ataque del flujo, Tabla 2.4 o Ecuación 2.15
- $K_3$  Factor que incluye las condiciones del cauce, Tabla 2.5
- $K_4$  Factor que considera el tamaño del material en el cauce.
- $K_w$  Factor para pilares anchos.
- $L$  Longitud de la pila, metros
- $Fr_1$  Número de froude =  $V/(gh)^{1/2}$
- $V$  Velocidad media del flujo directamente aguas arriba de la pila, m/s

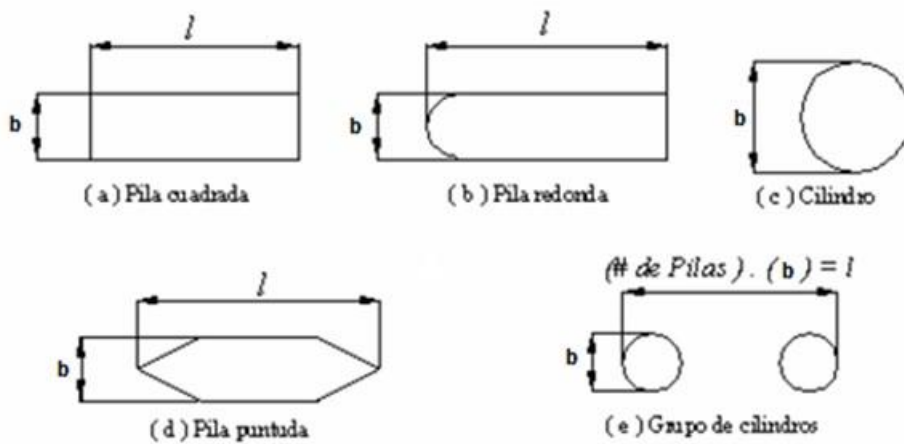


Figura 2.8 Tipos de pilas en puentes.

Tabla 2.3 Valor de  $K_2$ . Según la forma de la nariz de la pila

Forma de la nariz de la pila	$K_2$
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redondeada	1.0
Cilíndrica	1.0
Punta aguda	0.9
Grupo de cilindros	1.0

Tabla 2.4 Valor  $K_\phi$  de acuerdo al ángulo de ataque y la relación ancho, largo

Ángulo de ataque	L/b=4	L/b=8	L/b=12
0°	1.0	1.0	1.0
15°	1.5	2.0	2.5
30°	2.0	2.75	3.5
45°	2.3	3.3	4.3
90°	2.5	3.9	5.0

$$K_{\phi} = \left( \cos\theta + \frac{L}{b} \sin\theta \right)^{0.65} \quad \text{Ecuación 2.15}$$

Si  $L/b$  es mayor que 12, se usa  $L/b = 12$  como máximo valor en la Ecuación 2.15.

Tabla 2.5 Valor  $K_3$  según la configuración del cauce

Configuración del cauce	Altura de la duna	L/b=8
Socavación en agua clara	N/A	1.1
Cauce plano y flujo antiduna	N/A	1.1
Dunas pequeñas	$3 > H < 0.6$	1.1
Dunas medianas	$9 > H > 3$	1.1 a 1.2
Dunas grandes	$H > 9$	1.3

Se recomienda usar un valor de  $K_3$  de 1.1, ya que el lecho tiende a ser plano durante las crecientes.

Para estimar el valor de  $K_4$  existe una metodología definida en la publicación "Bridge Scour Evaluation". A continuación, se presentan los criterios adoptados (HEC 18, 2001).

$$K_4 = 1 \text{ si } D_{50} < 2 \text{ mm o } D_{95} < 20 \text{ mm}$$

$$K_4 = 0.4 (V_r)^{0.15}$$

Donde  $V_r$  es una relación de velocidades. El valor mínimo que puede adoptar  $K_4$  es 0.4. En el software HEC-RAS el cálculo se realiza en automático al proporcionar el valor de  $D_{95}$ .

El factor  $K_w$  se obtiene a partir de las ecuaciones sugeridas por Johnson y Torrico (1994), sin embargo, la aplicación de este debe ser a criterio del ingeniero, ya que las ecuaciones están basadas en datos limitados. Por esta razón para efectos de este trabajo este factor no será considerado.

## 2.4 Socavación local en HEC-RAS

El software HEC-RAS cuenta con un módulo de cálculo, donde es posible determinar la socavación por contracción, en pilas y estribos. El objeto de estudio de este trabajo, es la socavación local en pilas, por lo que se muestran los métodos empleados por el software.

Para ambas ecuaciones se elige la opción de tirante ( $y_1$ ) y velocidad ( $V_1$ ) máxima, y automáticamente muestra los valores aguas arriba de la pila.

### 2.4.1 Ecuación CSU

La ecuación de la Universidad de Colorado (Richardson, 1990), determina la máxima profundidad de socavación para cauce vivo y agua clara. Mediante la siguiente expresión:

$$S_{csu} = 2K_1K_2K_3K_4a^{0.65}y_1^{0.35}Fr_1^{0.43} \quad \text{Ecuación 2.16}$$

Cabe aclarar que las variables cambian con respecto a las utilizadas a lo largo de este trabajo; para evitar confusión con respecto a las variables utilizadas en el software HEC-RAS, se conservan.

El usuario requiere ingresar el ancho de pila ( $a$ ), el factor de corrección de la forma de la nariz de la pila ( $K_1$ ), el ángulo de ataque del flujo ( $K_2$ ), las condiciones del cauce ( $K_3$ ) y el valor correspondiente al diámetro 95 del material del lecho ( $D_{95}$ ); los valores restantes, los calcula automáticamente el programa. En el Manual de Referencia Hidráulica de HEC-RAS se encuentra toda la metodología que sustentan los cálculos que realiza el software.

### 2.4.2 Ecuación de Froehlich

Desarrollada por el Dr. David Froehlich, 1991. La ecuación es la siguiente:

$$S_F = 0.32\phi(a)^{0.62}y_1^{0.47}Fr_1^{0.22}D_{50}^{-0.09} + a \quad \text{Ecuación 2.17}$$

Los valores que hay que proporcionar son el ancho de pila ( $a'$ ), el diámetro 50 del material del lecho ( $D_{50}$ ), PHI o  $\phi$  factor de corrección que considera la forma de la nariz de la pila y el número de Froude, sin embargo, el programa muestra el resultado de este en automático.

## 2.5 Método propuesto por Maza-Sánchez

Este método fue desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, basado fundamentalmente en análisis dimensional. Se observa en la Figura 2.9, Figura 2.10, Figura 2.11 curvas envolventes obtenidas a partir de resultados experimentales realizados en el laboratorio, bajo condiciones de agua clara. Los detalles de dichos ensayos se encuentran en la publicación "Contribución al estudio de la socavación local en pilas de puentes", publicado por el Instituto de Ingeniería (Ref 9).

Los parámetros que toma en cuenta son: la profundidad del flujo, el ancho de pila, el número de Froude y el ángulo de ataque del flujo sobre la pila. Este método cuenta con dos limitaciones en su aplicación; la primera es que solo es aplicable a 3 configuraciones geométrías de la pila (rectangular, redondeada y circular), la segunda es que no interviene el diámetro del material.

Para obtener el valor del eje de abscisas se calcula el cuadrado del número de Froude:

$$Fr^2 = \frac{V^2}{gh} \quad \text{Ecuación 2.18}$$

Donde:

$Fr$  Número de Froude, adimensional

$V$  velocidad media de la corriente frente a la pila, m/s

$g$  aceleración de la gravedad, 9.81 m/s<sup>2</sup>

La gráfica es directamente aplicable si el valor de la anterior ecuación es mayor a 0.06; en caso contrario, a la expresión se agrega un coeficiente de corrección.

$$Fr^2 = f_c \frac{V^2}{gh} \quad \text{Ecuación 2.19}$$

El coeficiente  $f_c$  depende del ángulo de ataque de la corriente:

$\phi$	0°	15°	30°	45°
$f_c$	1.00	1.25	1.40	1.45

$\phi$  ángulo de ataque del flujo

Ubicado en el eje de las abscisas el número de Froude cuadrado; se calcula la relación  $h/b_1$ ; para obtener el valor de las ordenadas (derecho), de ser necesario interpolar la curva. Del eje de ordenadas (izquierdo) se obtiene la lectura del eje, para conocer el valor de  $S_T/b_1$  del cual se despeja el valor de la profundidad de socavación media desde el fondo del cauce ( $S_o$ ).

$$S_o = S_T - h \quad \text{Ecuación 2.20}$$

Donde:

$S_T$  profundidad de socavación media desde la superficie del flujo

$b_1$  proyección del largo y ancho de la pila en un plano perpendicular.

Al valor calculado de la profundidad de socavación local se suma el valor de socavación general, ya que el método es aplicable en condiciones de lecho fijo.



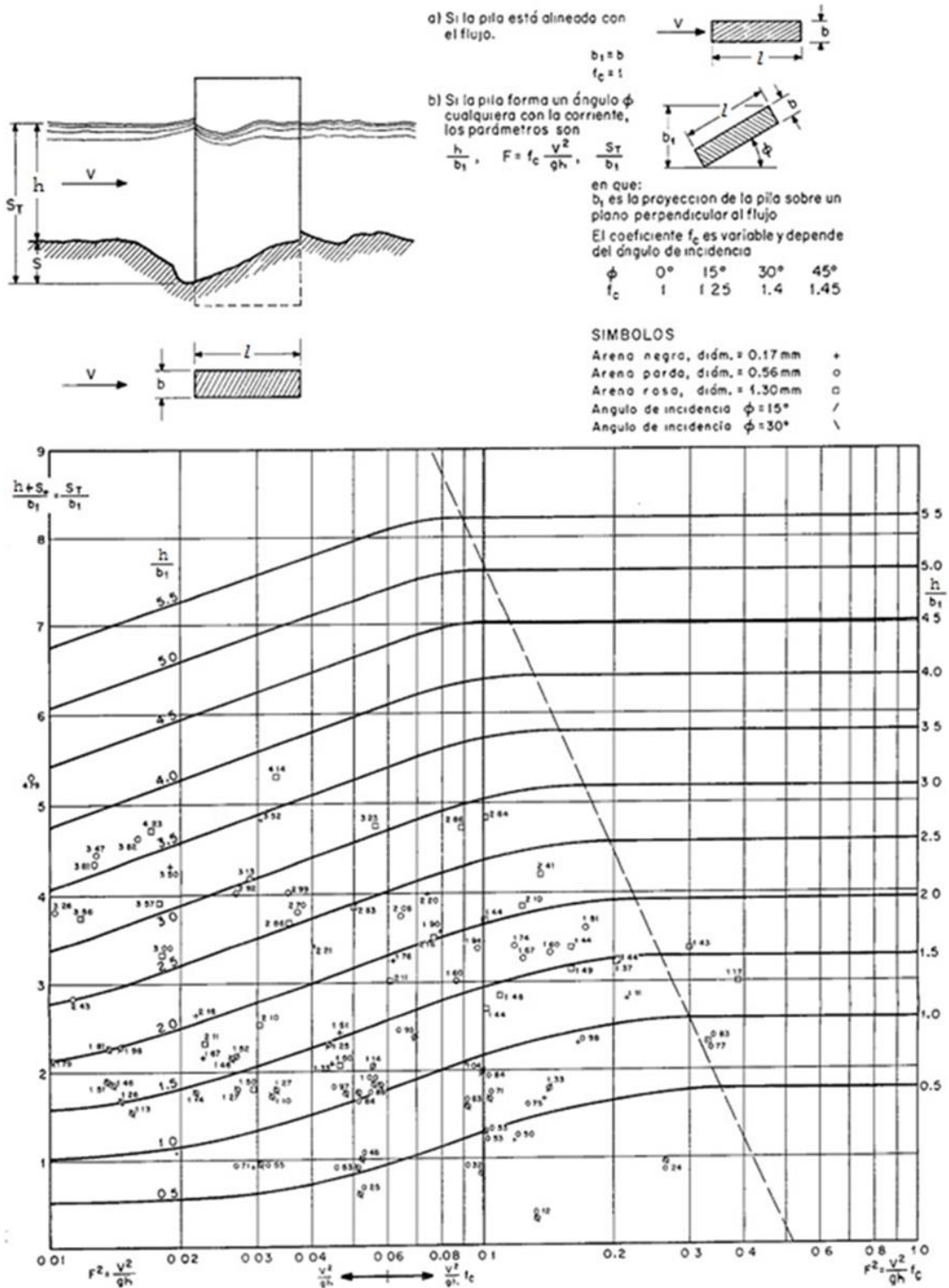


Figura 2.9 Pilas rectangulares, según Maza y Sánchez

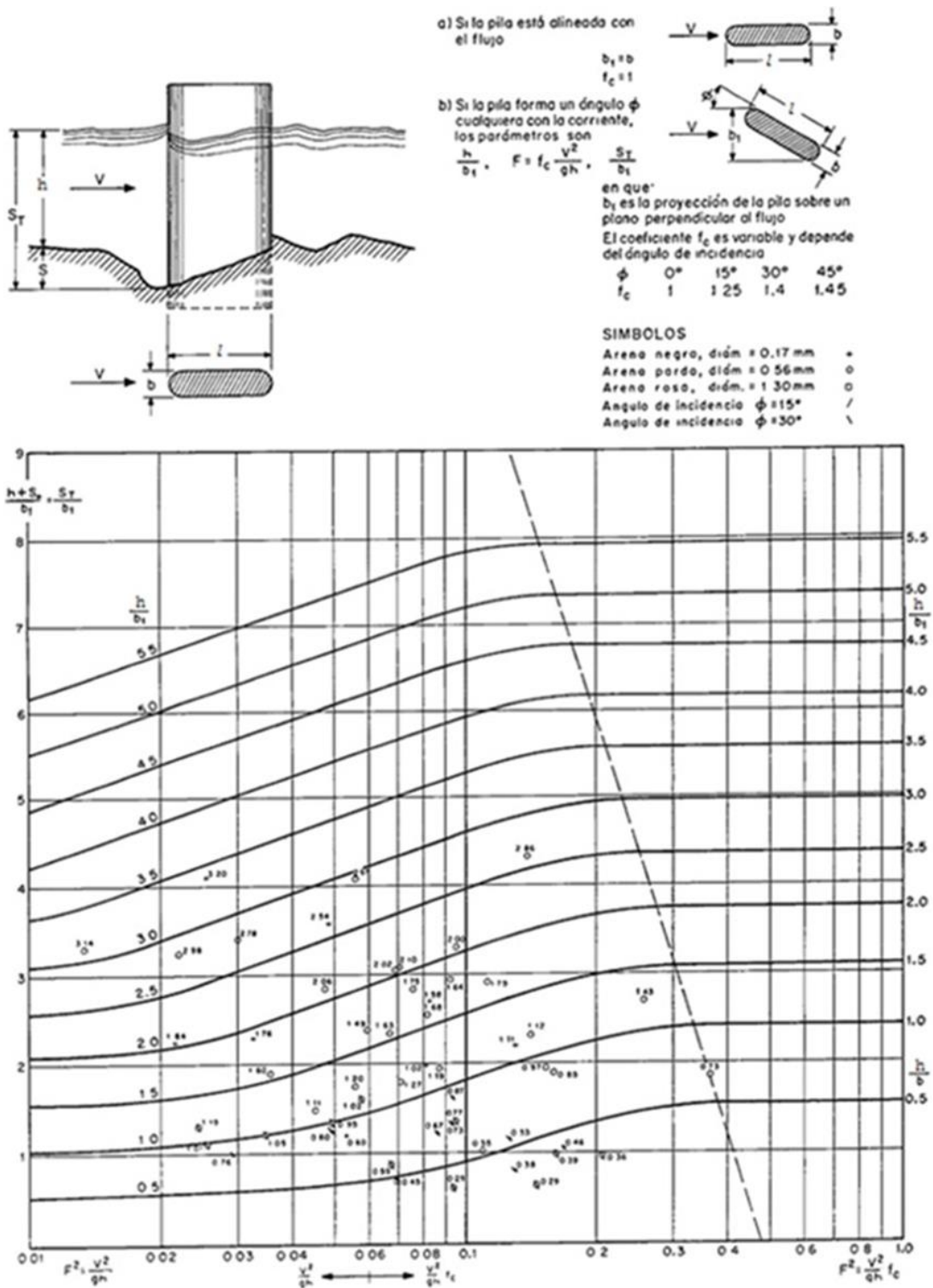


Figura 2.10 Pilas redondeadas, según Maza y Sánchez

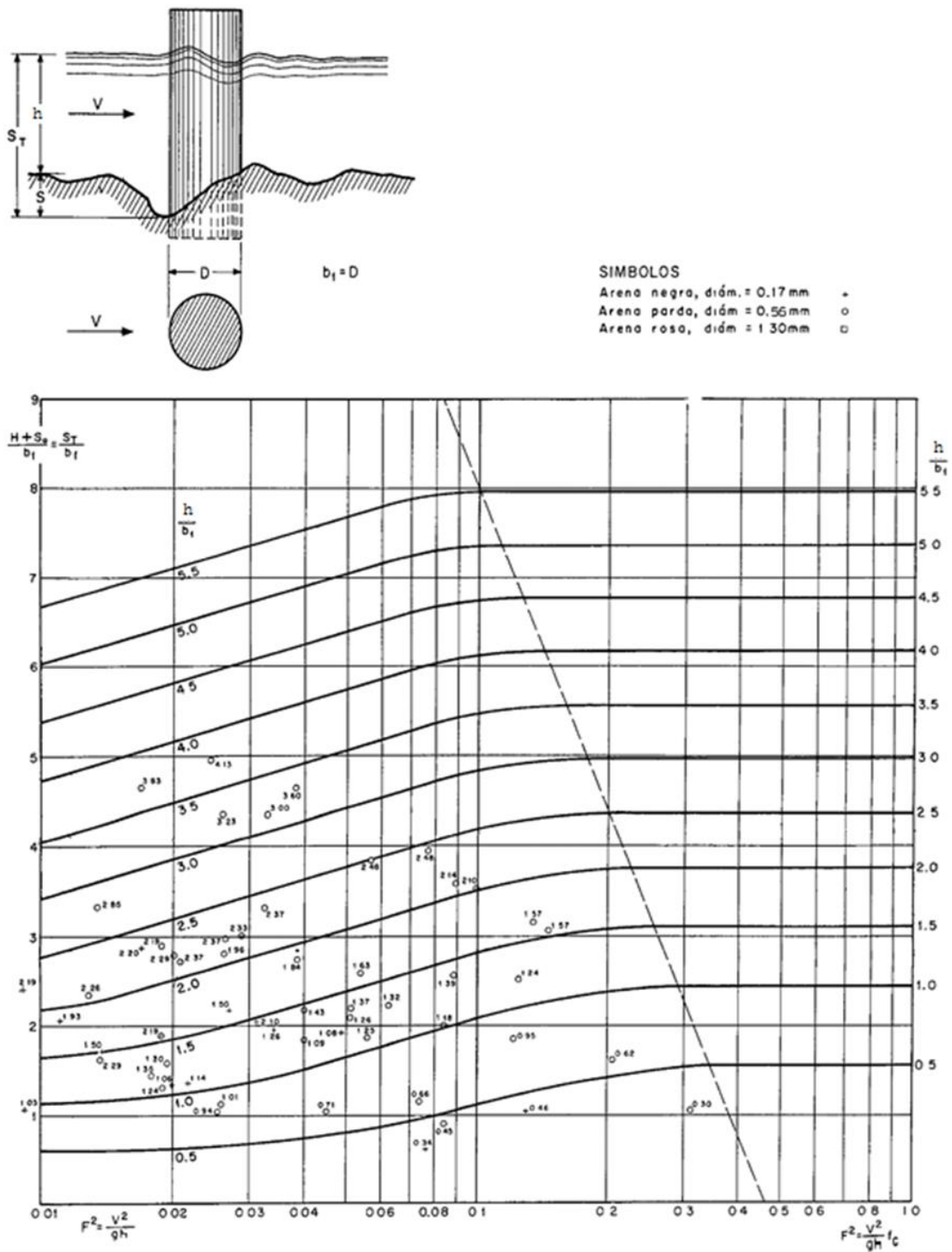


Figura 2.11 Pilas redondeadas, según Maza y Sánchez

### 2.5.1 Ajuste numérico para el método de Maza- Sánchez

De las curvas obtenidas por Maza y Sánchez se propone un ajuste por regresión para las pilas redondeadas y circulares por ser las más comunes. En el APENDICE A se explica con detalle el procedimiento.

La profundidad de socavación se determina aplicando el polinomio correspondiente y sustituyendo los siguientes valores:

$$x = Fr^2 \qquad y = \frac{h}{b_1} \qquad Z = \frac{h + S_o}{b_1}$$

Para pilas circulares:

Si  $F_r^2 < 0.06$

$$Z = a + bx + cy + dx^2 + exy + fy^2 + gx^3 + hx^2y + ixy^2 \qquad \text{Ecuación 2.21}$$

$a = -0.3009, b = 22.53, c = 1.008, d = -516.7, e = 17.37, f = 0.029, g = 4459, h = -72.42, i = -1.199$

Si  $F_r^2 \geq 0.06$

$$Z = a + bx + cy + dx^2 + exy + fy^2 + gx^3 + hx^2y + ixy^2 + jy^3 + kx^4 + lx^3y + mx^2y^2 + nxy^3 + oy^4$$

Ecuación 2.22

$a = -0.7012, b = 9.789, c = 2.462, d = -26.16, e = -1.112, f = -0.4812, g = 28.84, h = 1.836, i = 0.0049, j = 0.0921, k = -11.21, l = -0.9387, m = -0.0106, n = 0.001884, o = -0.0065$

Para pilas redondeadas:

Si  $F_r^2 < 0.06$

$$Z = a + bx + cy + dx^2 + exy + fy^2 + gx^3 + hx^2y + ixy^2 + jy^3 + kx^4 + lx^3y + mx^2y^2 + nxy^3$$

Ecuación 2.23

$$a = 0.6146, b = -45.72, c = 0.3023, d = 1177, e = 40.11, f = 0.1517, g = -12010, h = -517.3, i = -3.737, j = -0.008956, k = 37100, l = 3108, m = 11.45, n = 0.163$$

Si  $F^2 \geq 0.06$

$$Z = a + bx + cy + dx^2 + exy + fy^2 + gx^3 + hx^2y + ixy^2 + jy^3 + kx^4 + lx^3y + mx^2y^2 + nxy^3 + oy^4$$

Ecuación 2.24

$$a = -0.9783, b = 12.92, c = 2.158, d = -35.6, e = -0.5041, f = -0.337, g = 40.53, h = 1.161, i = -0.1009, j = 0.06385, k = -16.2, l = -0.7006, m = 0.04246, n = 0.006831, o = -0.004447$$

### 3 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN LOCAL EN EL PUENTE COATÁN

#### 3.1 Información del puente en estudio

##### 3.1.1 Ubicación geográfica

Sobre el río Coatán, cercano a la ciudad de Tapachula, en el estado de Chiapas se localiza el Puente Coatán, el cual forma parte de la Carretera Federal 200, situado en las coordenadas geográficas  $14^{\circ}55'12.41''$  latitud norte y  $92^{\circ}16'4.20''$  longitud oeste. En la Figura 3.1 se muestra su localización.



Figura 3.1 Ubicación del puente vehicular Coatán, Google Earth 2012.

##### 3.1.2 Hidrología

La cuenca del río Coatán tiene un área de  $426 \text{ km}^2$ , cuyo 60% de superficie se encuentra en Guatemala. Las pendientes del terreno son de 20-25% en partes altas, 32% en el tramo medio y 1.5% en la zona baja.

La zona de interés cuenta con un estudio hidrológico con base en 17 estaciones hidrométricas (Domínguez et. al., 2007), en el cual se determinaron las magnitudes de los gastos que drenan la cuenca con sus respectivos periodos de retorno, los cuales se presentan en la Tabla 4.1.

Tabla 3.1 Gastos de diseño para el río Coatán

<b>Periodo de Retorno (años)</b>	<b>Gasto (m<sup>3</sup>/s)</b>
5	460
10	853
20	1409
50	2021
100	2450

La Secretaria de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (SICT), así como la Federal Highway Administration (FHWA) de los Estados Unidos Americanos recomiendan que, para el diseño de puentes carreteros, se considere el gasto con periodo de retorno de 100 años.

### 3.1.2.1 Evento hidrológico

A principios de octubre del año 2005 se generó la depresión tropical No. 20 en el Océano Atlántico; a una distancia aproximada de 180 km al Sureste de Cozumel, Quintana Roo. Al desplazarse a la costa se desarrolló la tormenta tropical “Stan” y cuando se encontraba a 75 km al Norte de Coatzacoalcos, Veracruz, se intensificó a huracán de categoría I. Las bandas nubosas de “Stan” dieron lugar a lluvias intensas que afectaron con inundaciones, deslaves y daños materiales importantes en los Estados de Chiapas, Veracruz, Oaxaca, Puebla y Quintana Roo, y en menor medida en Yucatán, Campeche y Tabasco.

En el Estado de Chiapas provocó durante 4 días grandes volúmenes de agua de carácter extraordinario que ocasionaron el desbordamiento de 98 ríos, que afectaron a 800 localidades de 41 municipios, obligando la evacuación y traslado de 92 mil personas a refugios temporales. De acuerdo con la Fiscalía General del Estado de Chiapas, el torrente ocasionó el fallecimiento de 82 personas. El cierre de caminos afectó a 700 mil personas, en 34 cabeceras municipales, quedaron parcial o totalmente incomunicadas y experimentaron problemas de abasto de productos (Gobierno de Chiapas, 2005).

Sobre el río Coatán se presentó la falla de 3 puentes carreteros y un puente de ferrocarril, así como la inundación de la población vecina del cauce, durante los días 4 y 5 de octubre de 2005. Posterior al percance, se realizaron trabajos de limpieza y dragado en el tramo del cauce entre los años 2005 y 2007; también se incluyeron trabajos de remoción de escombros en las colonias afectadas, así como la construcción de bordos de protección y nuevos puentes.

En las siguientes imágenes tomadas de Google Earth, se observa el puente un mes antes del paso de “Stan” (Figura 3.2). En la Figura 3.3 se muestran los restos del puente después del paso de la crecida; la población de ambas márgenes quedaron completamente incomunicadas.



Figura 3.2 Zona del puente Coatán, Septiembre 2005



Figura 3.3 Restos del puente Coatán después del paso de la avenida, Octubre 2005.

En la Figura 3.4 y Figura 3.5 se presenta el nuevo puente Coatán. En la primera se observa el paso vehicular y el paso que fue usado en su reconstrucción. En la segunda fotografía se puede apreciar con detalle la estructura y el paso del flujo que en ese momento es bajo.



Figura 3.4 Imagen en la zona del puente Coatán, 2006



Figura 3.5 Nuevo puente Coatán, 2006



En la Figura 3.6 se muestra una vista más reciente.

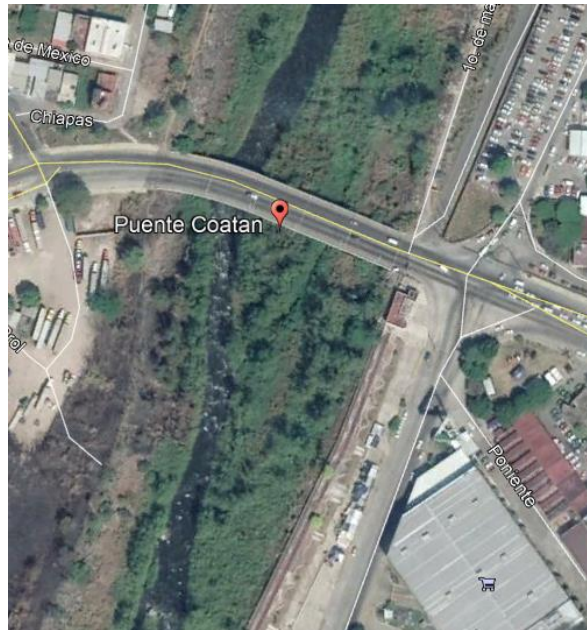


Figura 3.6 Río y puente Coatán 2019

Durante el paso de la crecida (2005), en el río Coatán se presentó transporte de material registrando rocas de 0.5 a 1 metro de diámetro, árboles y todo tipo de vegetación y desechos producidos por el hombre incrementando el nivel de la superficie libre del agua, provocando el desborde y la inundación de las zonas vecinas junto con el colapso del puente Coatán.

### 3.1.3 Topografía

En el año 2007, se realizó un levantamiento de secciones transversales del río Coatán reportado en Berezowsky et. al. 2007. El levantamiento consistió en un total de 25 secciones a lo largo de 5 kilómetros en el cauce del río Coatán con una separación de secciones entre 61 y 248 metros, sin embargo, para efectos de este trabajo, se tomó un tramo de un kilómetro del levantamiento, tanto aguas abajo como aguas arriba del puente como se muestra en la Figura 3.7, donde se observa la localización del puente en el cauce resaltado en color amarillo y la ubicación de las secciones en planta; en el recuadro se muestra el área de estudio. En el APÉNDICE B se anexan las secciones transversales.



Figura 3.7 Ubicación de secciones transversales y el puente Coatán.

#### 3.1.4 Propiedades del material en el cauce

No se dispone de datos de la granulometría del cauce, se emplea la mostrada en la Figura 3.8 que fue proporcionada por el Dr. Moisés Berezowsky Verduzco, propuesta a partir de la visita de campo que realizó al río Coatán. Otros parámetros que caracterizan al material son la porosidad ( $\eta$ ) igual a 0.4 y densidad relativa ( $\Delta$ ) de 1.65, viscosidad cinemática del agua ( $\nu_0$ ) igual a  $10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s.

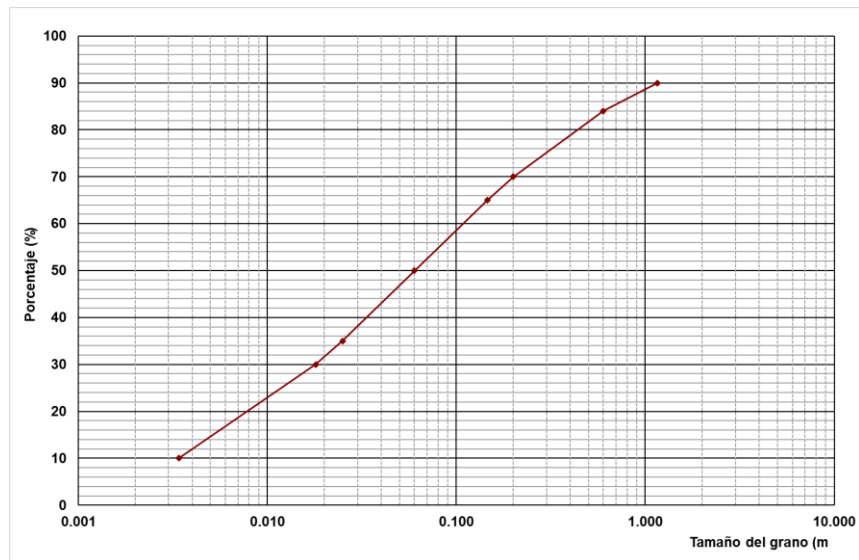


Figura 3.8 Granulometría, para el tramo en estudio del río Coatán.

### 3.1.5 Geometría del puente

El puente Coatán tiene una longitud de 125 metros, y una altura de 6 metros entre la parte inferior de la superestructura al lecho del cauce. La superestructura está apoyada en tres conjuntos de pilas circulares de 1.5 metros de diámetro. La separación entre los ejes de las pilas es de 25 metros. El ancho del claro es aproximadamente de 20 metros, como se puede apreciar en la Figura 3.5 y Figura 3.9.

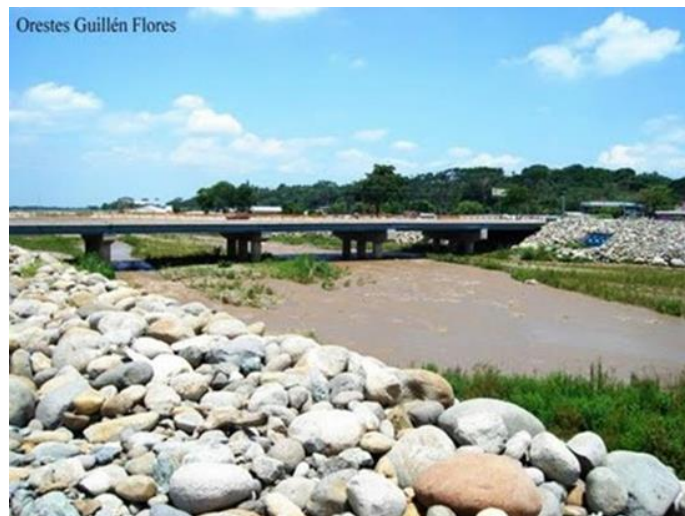


Figura 3.9 Puente Coatán

### 3.2 Aplicación de los métodos de cálculo.

Para estimar la profundidad de la socavación local en pilas en el nuevo puente Coatán, se determinan las condiciones hidráulicas en el río, mediante el programa HEC-RAS versión 4.1 (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System); herramienta útil para determinar los perfiles hidráulicos en tramos de ríos, incluyendo el puente y sus características hidráulicas como tirantes y velocidades en el cauce. Tomando en cuenta las condiciones descritas en el capítulo 4.1, se procede a determinar la socavación local con cada expresión.

#### 3.2.1 Características hidráulicas del río

Se construye el modelo del cauce agregando las secciones transversales del APÉNDICE B y, mediante el procedimiento de interpolación con el programa, se obtuvieron 22 secciones interpoladas a una distancia de 45 metros aproximadamente. En la Figura 3.10 se muestran las secciones antes mencionadas señaladas con un asterisco (\*) y la sección poligonal representa la geometría del puente Coatán.

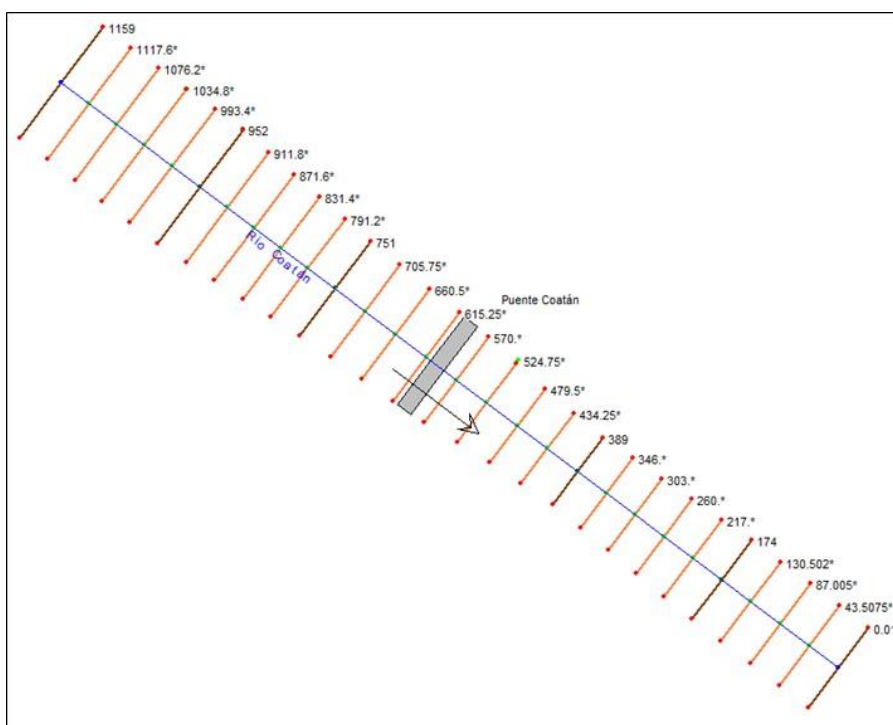


Figura 3.10 Secciones transversales originales e interpoladas\* incluyendo el puente

El cálculo de perfiles hidráulicos en el programa se realiza empleando el método de pasos estándar con las secciones definidas a lo largo del cauce y el gasto, a partir de la ecuación de la energía entre dos secciones consecutivas; se considera un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.075 valor sugerido por la Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transporte (SICT).

En la publicación del HEC-23, la cimentación de los puentes no debe quedar descubierta al paso de las avenidas iguales o menores a 100 años y debe revisarse para la avenida de 500 años. Por lo tanto, se evalúan las siguientes avenidas:

- Periodo de retorno de 5 años ( $Q=460 \text{ m}^3/\text{s}$ )
- Periodo de retorno de 17 años ( $Q=1250 \text{ m}^3/\text{s}$ )
- Periodo de retorno de 30 años ( $Q=1680 \text{ m}^3/\text{s}$ )
- Periodo de retorno de 100 años ( $Q=2450 \text{ m}^3/\text{s}$ )

Adicionalmente, se agregará la estimación de la socavación de la avenida de 500 años cuyo gasto es de  $3479 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La condición de frontera en HEC-RAS para la simulación es la del tirante normal con la pendiente del tramo en estudio que es igual a 0.0125.

Los perfiles hidráulicos se muestran en la Figura 3.11. En el APÉNDICE C se encuentran los datos completos obtenidos de la simulación. En los perfiles hidráulicos solo se muestran los datos hasta el gasto de diseño recomendado de 100 años.

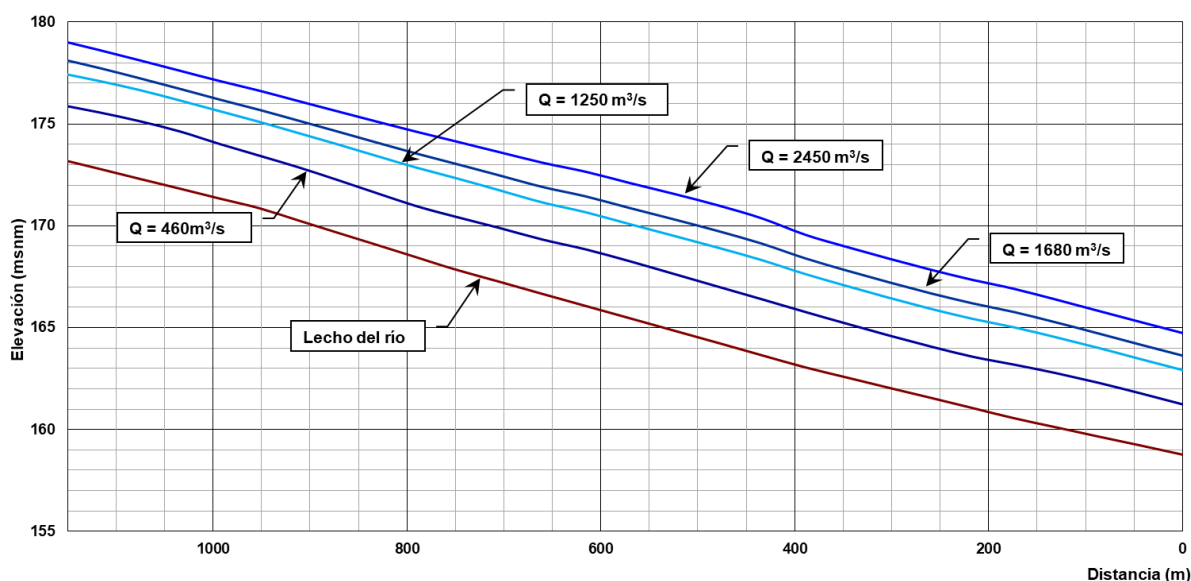


Figura 3.11 Perfil hidráulico de un tramo del río Coatán

En la Figura 3.12 se observa el perfil considerando la estructura del puente, y en la Figura 3.13 se muestra una imagen obtenida de HEC-RAS para el gasto de 100 años de periodo de retorno. En el APÉNDICE C se encuentran los datos completos obtenidos de la simulación.

Tomando los valores del número de Froude mostrados en el APÉNDICE C, el flujo que se presenta en el río Coatán es de tipo subcrítico y una disminución en la velocidad aguas arriba de la estructura, y en el perfil hidráulico se observa la formación de un remanso.

La altura del puente es insuficiente para el paso de la avenida de 100 años, por lo que se requiere realizar obras alternas para dar paso a la crecida de 100 años de periodo de recurrencia.

De acuerdo a las recomendaciones de la FHWA, el desnivel entre la parte inferior de la superestructura y la superficie libre del agua debe ser de 3 pies, es decir, 0.90 m. Por lo tanto, la avenida de diseño del puente nuevo Coatán es de  $1250 \text{ m}^3/\text{s}$ . La avenida de  $1680 \text{ m}^3/\text{s}$  es la avenida máxima que puede pasar sin sobrepasar la superestructura.

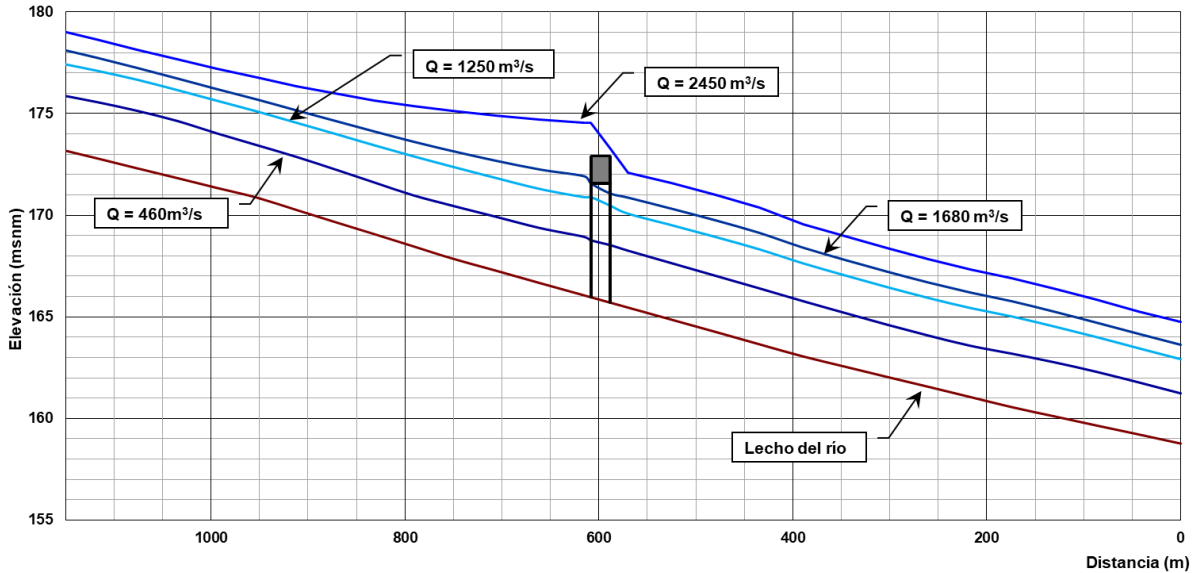


Figura 3.12 Perfil hidráulico incluyendo el nuevo puente Coatán.

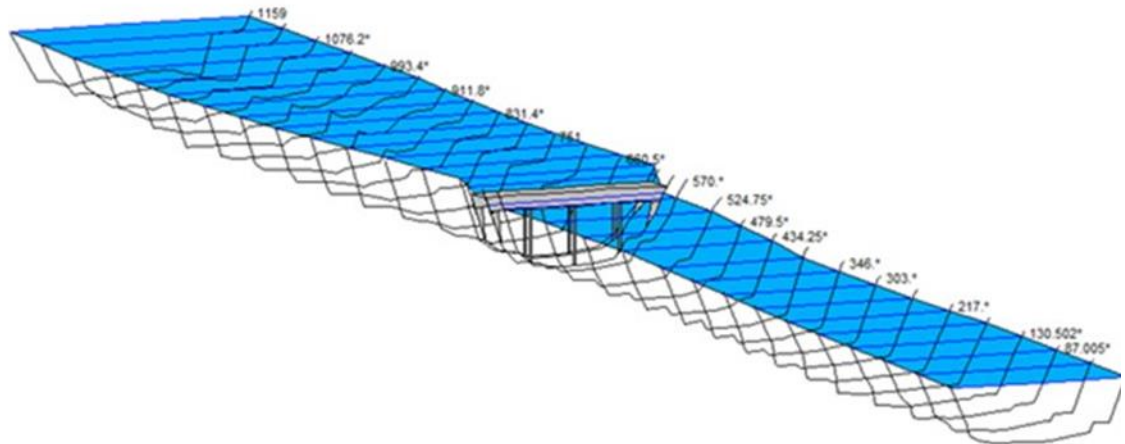


Figura 3.13 Puente Coatán en HEC-RAS.

En el software HEC-RAS, mediante la herramienta de cálculo “Hydraulic Desing Funtions” se puede determinar la socavación por contracción, en pilas y estribos. De esta función se adoptan los valores de los tirantes y velocidades máximas aguas arriba y antes de entrar al puente, los cuales se muestran en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Datos obtenidos de la función de diseño hidráulico en HEC-RAS

Q(m <sup>3</sup> /s)	h (m)	V(m/s)
460	2.19	2.14
1250	3.70	2.97
1680	4.55	3.10
2450	6.61	2.81
3479	8.54	3.09

### 3.2.2 Interpretación de resultados de socavación local

#### 3.2.2.1 Análisis de variables

Se realiza una comparación de las expresiones presentadas en el Capítulo 2 y sus respectivos resultados. En primer lugar, se realiza una comparación de las variables que intervienen en los métodos presentados. En la Tabla 3.3 se muestran las características hidráulicas, de fondo del cauce y los factores geométricos que intervienen y por cada método se observan sombreadas aquellas que para cada autor tienen influencia en la socavación local.

Tabla 3.3 Comparación de las variables que influyen en los métodos analizados.

Método	Hidráulicas				Fondo del cauce		Factores Geométricos	
	Caudal	Velocidad	Tirante	Ángulo de ataque del flujo	Curva granulométrica	Forma del cauce	Ancho o diámetro de la pila	Forma de la pila
Laursen-Toch								
Melville-Sutherland (1)								
Melville-Sutherland (2)								
Ecuación HEC-18								
Ecuación CSU (HECRAS)								
Ecuación Froehlich (HECRAS)								
Maza-Sánchez								

En la expresión de Maza-Sánchez, la curva granulométrica es indirecta, ya que para aplicar el método no se requiere conocerla, con el supuesto de que la socavación local se desarrolla en condiciones de agua clara; de lo contrario, se debe determinar el valor de la socavación general.

Se puede observar que las características hidráulicas y los factores geométricos como el ancho o diámetro de la pila, tienen mayor influencia que la composición del cauce o su forma.

Otra forma de presentar las variables es categorizando de acuerdo al uso de las variables en las ecuaciones consideradas. En la Tabla 3.4, se puede observar que en todos los métodos es importante la geometría de la pila, en caso contrario, solo una de las ecuaciones le da importancia a la forma del cauce.

Tabla 3.4 Variables que intervienen en el cálculo de la socavación local.

Orden	Variable	Descripción
1	Ancho o Diámetro de la pila	Se considera en todos los métodos. Es un valor fijo ya que depende de la geometría del puente, en este caso, la geometría ya se encuentra establecida.
2	Gasto	Valores variables, establecidos como gastos de diseño o revisión.
	Tirante	
3	Velocidad	Depende del gasto que fluye en el tramo analizado.
	Curva granulométrica	Valor fijo por ser característica propia del cauce.
	Forma de la pila	Valor fijo, determinado por la geometría ya existente del puente.
4	Ángulo de ataque	Valor fijo que para los métodos aplicados es el mismo.
5	Forma del cauce	Variable fija, cuyo valor es considerado de acuerdo a las recomendaciones de los autores.

### 3.2.2.2 Análisis Numérico

Tomando en cuenta las características antes descritas y los datos de HEC-RAS, se calculan las profundidades de socavación local para cada método; en el Apéndice D se describe con mayor detalle su aplicación, en esta sección solo se mostrarán los resultados en la Figura 3.14.

Al igual que la gráfica de comparación de Jones (Figura 2.1), las expresiones de Melville-Sutherland arrojan los resultados máximos de socavación local. La Ecuación 2.3 descrita como la máxima profundidad de socavación aplica en los resultados para las avenidas de 5, 17 y 30 años de recurrencia. El máximo valor para 100 y 500 años está determinado por Maza-Sánchez.

Las expresiones de Laursen-Toch y Froehlich, de acuerdo a los resultados, se obtienen valores intermedios y la ecuación CSU-HEC arroja las profundidades de socavación menores donde ambas dan los mismos resultados.



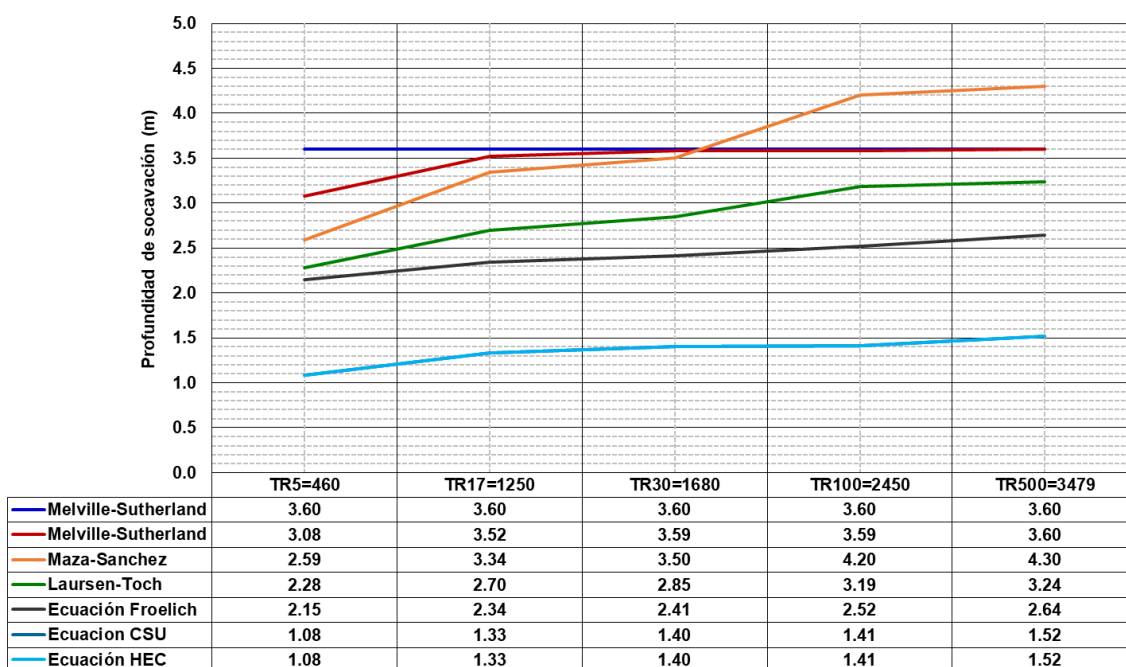


Figura 3.14 Resultados, socavación local. Puente Coatán

En casi todos los métodos, a mayor gasto incrementa el valor de la profundidad de socavación, con excepción de la Ecuación 2.4 (ecuación de Melville-Sutherland que considera las condiciones granulométricas del cauce) que para las avenidas de 30 y 100 años sus resultados tienden al máximo valor de la Ecuación 2.3. Caso parecido, en la ecuación del CSU-HEC ambas tienden a una profundidad similar (1.40 m) a pesar del incremento en las condiciones hidráulicas.

Los valores de Maza-Sánchez en las avenidas de 100 años y 500 años son altas, ya que al cálculo de socavación se agrega el valor de la general. Al respecto, se enlistan algunas observaciones publicadas en el Manual de Ingeniería “Erosión en Ríos”:

- El valor de la socavación general es un valor teórico que depende de la composición del cauce, y para este documento no se cuenta con valores reales tomados en campo para su determinación. Por lo que los valores obtenidos en este trabajo se pueden ajustar de acuerdo a algún estudio del suelo donde se obtenga la estratigrafía de los suelos en la sección del puente.
- El proceso erosivo depende del tiempo, la composición y el transporte de materiales antes y después del paso de una crecida. El método supone que durante el paso, la sección en el cruce se erosiona con igual rapidez, ya que el fondo puede estar compuesto con diferentes capas de suelo que pueden quedar descubiertas. Si la composición del suelo es arcilloso, el proceso de erosión sería más lento, por lo que la socavación general obtenida puede ser un valor menor.

- De las observaciones realizadas en campo por parte de la Comisión Nacional del Agua, se ha encontrado que las profundidades reales medidas varían entre el 5 y 12 por ciento menores a las teóricas.

Por lo tanto, no se debe prescindir del cálculo de la socavación general, sin embargo, es necesario conocer las condiciones reales de la composición del cauce para obtener un cálculo más aproximado, ya que las mediciones en campo con respecto a las teóricas son reducidas.

### 3.2.2.3 Análisis de Riesgo

Las obras hidráulicas se diseñan a partir de la estimación de los caudales de diseño asociados a un periodo de retorno. A lo largo de este documento, se determinó el fenómeno de socavación local en pilas para diferentes avenidas.

Q(m <sup>3</sup> /s)	Periodo de Retorno (años)	Características de la avenida
460	5	Valor extremo mínimo considerado
1250	17	Avenida probable de diseño, con bordo libre de 0.90 m
1680	30	Avenida máxima que puede pasar sin desbordar
2450	100	Avenida recomendada de diseño en puentes FHWA
3479	500	Valor extremo máximo considerado

El periodo de retorno se define como el número de años que transcurren en promedio para que un evento de magnitud dada sea igualado o excedido por lo menos una vez en ese periodo de tiempo.

La probabilidad de que un suceso con periodo de retorno T se presente en un año se define de la siguiente manera:

$$P = \frac{1 \text{ año}}{T} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Donde:

*T* periodo de retorno, años

Aplicando la expresión se tiene que, es más probable que se presenten en un año cualquiera, las avenidas con menores periodos de retorno. La avenida de 500 años tiene una probabilidad de que se presente; se iguale o se exceda del 0.20%.

Tabla 3.5 Probabilidad de que se presente un evento hidrológico

Q(m <sup>3</sup> /s)	Periodo de Retorno (años)	P=(1/T)x100%
460	5	20.00%
800	9	11.11%
1680	30	3.33%
2450	100	1.00%
3479	500	0.20%

En caso contrario, si se requiere conocer la probabilidad de que no se presente el evento, se calcula el complemento,  $1-(1/T)$ .

En el diseño de las estructuras de control de agua existe un concepto denominado riesgo hidrológico, que se determina con la siguiente expresión.

$$R = 1 - [1 - P(X \geq x_r)]^n \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Donde:

$$P(X \geq x_r) = 1/T$$

$T$  periodo de retorno, años

$n$  vida útil de la estructura, años

El riesgo hidrológico se puede definir como la probabilidad de que se presente un suceso con un periodo de retorno dado ( $T$ ) en  $N$  años de vida de la estructura.

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias, se establece que la vida útil en estructuras de concreto es de 50 años, y considerando la avenida de diseño de 100 años. Aplicando la expresión, se obtiene que:

$$\bar{R} = 1 - \left(1 - \frac{1}{100}\right)^{50} = 0.39$$

Lo cual indica que existe un 40% de probabilidad de que se presente la avenida correspondiente al periodo de retorno de 100 años, en los 50 años de vida útil de la estructura.

Considerando que la avenida de 30 años de recurrencia es la máxima que puede pasar a través del puente y con los años de vida útil de la estructura la probabilidad de que se presente es del 82%.

Este análisis se realiza con el fin de tener mayor sensibilidad con respecto a los eventos que se pueden presentar a mayor o menor medida y provocar una vez más socavación en las pilas del puente. Por lo tanto, es necesario tomar medidas para minimizar los efectos de socavación.

## **4 MEDIDAS DE PROTECCIÓN**

A lo largo de este trabajo se ha descrito la socavación local, las características que tienen mayor influencia y los diferentes métodos que existen para su determinación. En este capítulo, se abordarán distintas medidas que podrían adoptarse en puentes existentes o nuevos, dando un esquema general, ya que cada medida o dispositivo adoptado cuenta con sus propios criterios de diseño.

El diseño o la evaluación de un puente debe incluir una selección del sitio apropiado, y un cuidadoso diseño de la cimentación y de la superestructura para minimizar la socavación en cualquiera de sus formas (socavación general, local, en estribos, etc.). Por lo que el diseño y/o la evaluación deben ser conducidos por un equipo conformado por ingenieros estructurales, geotécnicos e hidráulicos.

Las medidas de protección han sido desarrolladas a través del tiempo a prueba y error, probadas en diferentes regiones y arrojando diferentes resultados; su selección y diseño dependen de factores hidráulicos y geomorfológicos, así como su costo, construcción y mantenimiento. La literatura divide las medidas de protección para socavación local en dos: dispositivos de blindaje y dispositivos que alteran el flujo del cauce.

### **4.1 Dispositivos de blindaje**

Los dispositivos de blindaje tienen como objetivo principal reducir la socavación local. La variación que existe en estos dispositivos es el material empleado. A continuación, se describen algunos de ellos.

#### **4.1.1 Protección de pilas con enrocamiento**

Es el método más común para la protección de las pilas. Las rocas deben ser más pesadas que el sedimento del lecho, con la finalidad de soportar los esfuerzos cortantes que ocurren alrededor de la pila. Existen numerosas publicaciones sobre estas protecciones, desde 1929 con Engels, 2000 por Melville and Coleman y 2009 FHWA, por mencionar algunas.

En pruebas de laboratorio se han identificado algunas causas que pueden provocar la falla de este dispositivo:

- El enrocamiento es arrastrado, ya que no resiste las fuerzas hidrodinámicas inducidas por el flujo.
- La capa de la periferia del enrocamiento es más vulnerable a ser arrastrada, ya que no existen extensiones laterales de la capa protectora.
- La migración de dunas en el lecho puede causar el arrastre de la protección.

#### 4.1.2 Enrocamiento Artificial.

Son formas de blindaje artificial, con sus propios criterios de diseño disponibles por parte de sus fabricantes. “Los estudios hasta la fecha indican que el enrocamiento artificial no ofrece ventajas significativas sobre las de roca” (Ruff and Fotherby, 1995)

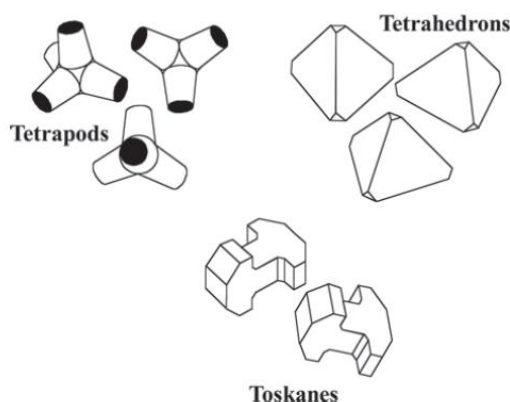


Figura 4.1 Ejemplos de Enrocamiento artificial.

#### 4.1.3 Colchacreto (bloques de concreto)

Jones (1995), Universidad de Minnesota (1996) y Parker (1998). Mostraron su utilidad como alternativa de enrocamiento. En la publicación de Melville and Coleman “Bridge-Scour Prevention and Countermeasures”, se presenta una guía con las características principales para su diseño.

Es un molde textil diseñado por un fabricante para ser relleno con concreto; con el fin de formar una membrana articulada de concreto. Los espacios de los bloques deben facilitar la flexibilidad del textil.

La instalación del colchacreto se realiza anclando los bordes mediante una trinchera a partir de las márgenes del río, cubriendo la sección que se encuentra en riesgo. Para el caso de un pilar el colchacreto se fija al pilar con ayuda de una zona de filtro granular.

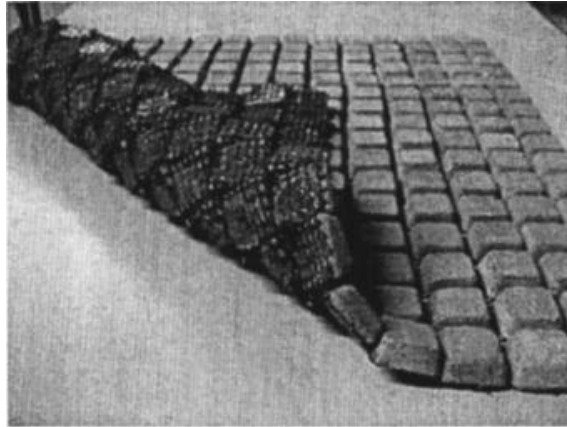


Figura 4.2 Ejemplo de Colchacreto.

#### 4.1.4 Gaviones

El uso de gaviones para el control de la socavación en puentes es común. En Melville and Coleman et. al.; se puede encontrar una guía resumida para su diseño.



Figura 4.3 Ejemplo de gaviones.

#### 4.1.5 Bolsa de geo textil rellena

Son bolsas o esferas rellenas de concreto, las cuales pueden ser una alternativa en lugares donde la roca no está disponible. Una ventaja de este dispositivo es que pueden ser colocados directamente en los cimientos del puente y no hay intervención en la permeabilidad del material.

#### 4.1.6 Pavimentos de concreto o pavimentación asfáltica

Los pavimentos de concreto o pavimentación asfáltica, se refieren a la colocación de capas de material graduado a la cual se le agrega concreto, con el objeto de formar una capa similar al de la pavimentación.

Son recomendables en climas áridos, sin embargo, el material esta propenso a socavar el material, por el acarreo del material por debajo de la capa de concreto.



Figura 4.1 Protección de estribos en rio pavimento.



Figura 4.2 Inyección de concreto a material graduado

## 4.2 Dispositivos que alteran el flujo

Estos dispositivos alteran el flujo de la corriente, con la finalidad de reducir las velocidades en la zona de las pilas, reduciendo la socavación local.

### 4.2.1 Pilas de sacrificio

Un conjunto de pilas que es colocado aguas arriba de un pilar, su objetivo es desviar el flujo de alta velocidad del impacto con el pilar, pueden tener diferentes configuraciones, tamaños y números de pilas. Para mayor información se recomienda consultar Chang and Karim (1972) y Paice and Hey (1993).

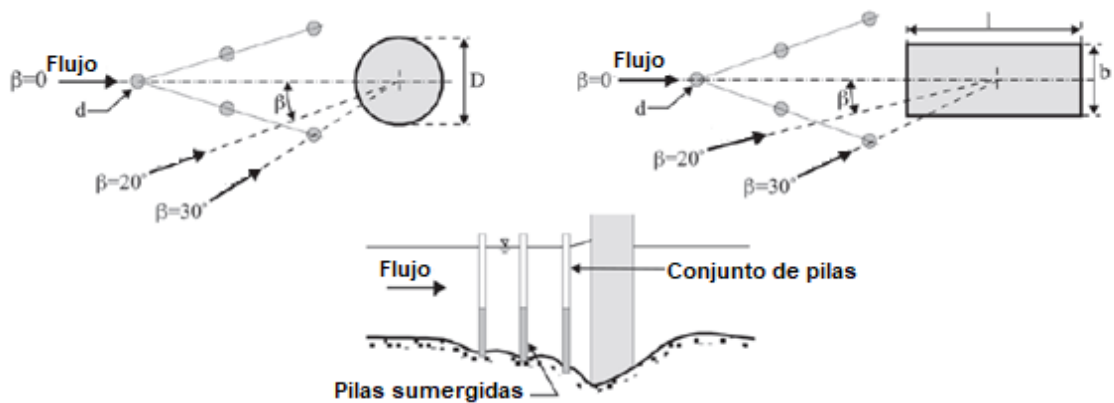


Figura 4.4 Ejemplo de Pilas de sacrificio



#### 4.2.2 Vanos

Su instalación se realiza aguas arriba de la pila con una inclinación hacia adentro, mirando río aguas abajo. Este dispositivo tiene la finalidad de desviar corrientes directas que interfieren con la formación de los vórtices de herradura.

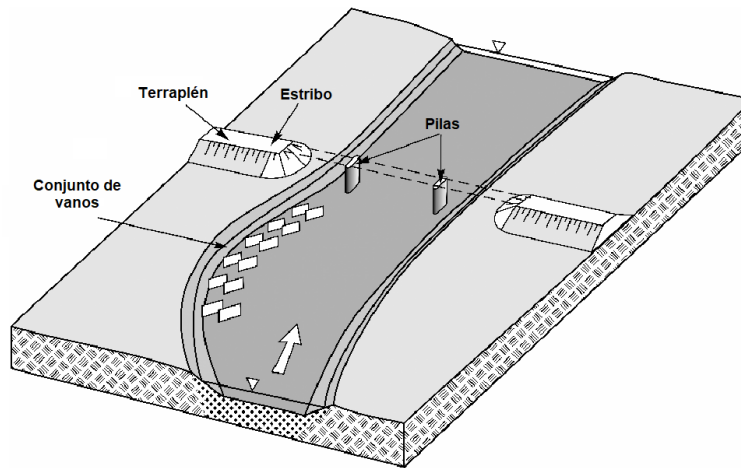


Figura 4.5 Conjunto de Vanos

#### 4.2.3 Collares horizontales

Se colocan alrededor del pilar para protegerlo de la socavación local evitando la formación de vórtices herradura. Solo han sido probados en condiciones de transporte de sedimentos bajos y fomentan la acumulación de sedimentos.

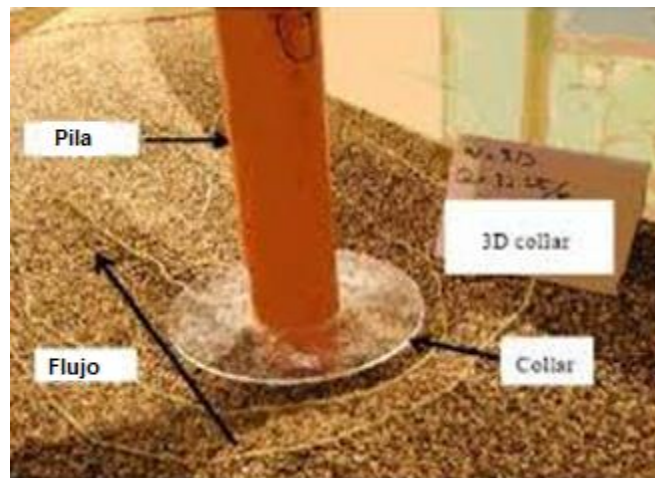


Figura 4.3 Ejemplo de collar horizontal, pruebas de laboratorio.

Sobre el análisis de socavación de puentes, se recomienda consultar la serie de Circulares de Ingeniería Hidráulica (Hydraulic Engineering Circulars- HEC); para Medidas de Protección frente a la Socavación en Puentes y la inestabilidad de cauces HEC-23.

En esta publicación se propone formular un plan de acción para aumentar la seguridad de los usuarios y minimizar el riesgo de colapso del puente, fijando medidas de carácter hidráulico, estructural y programas de monitoreo mediante instrumentos e inspecciones visuales.

Los instrumentos pueden ser fijos; los cuales se instalan en la estructura del puente, generalmente en pilas y estribos; el número y localización debe definirse de modo que los datos sean suficientes. Y existe instrumentación portátil, la cual se puede transportar de puente a puente, sin embargo, no ofrecen un monitoreo continuo.

En cuanto al monitoreo visual, los puentes son inspeccionados, midiendo las elevaciones del lecho alrededor de la pila y la sección transversal, llevando un registro histórico para observar los cambios.

#### **4.3 Protección en la sección del Puente Coatán**

Cada dispositivo presentado tiene una metodología de cálculo. En Melville Bruce (2008), se encuentran 12 expresiones valoradas en laboratorio, las más antiguas son de 1973 y la más reciente de 1999 para determinar el enrocamiento en una pila.

De acuerdo con las variables disponibles que son: las características hidráulicas del cauce y la curva granulométrica, se aplica la expresión de Bonasoundas (1973), en la cual interviene la velocidad media determinada.

$$D_{r,50}(cm) = 6 - 3.3V + 4V^2$$

Ecuación 4.1

Donde:

$V$       *velocidad media del flujo en m/s*

$D_{r,50}$     *Tamaño de la piedra del enrocamiento para el cual 50% son finos en peso en cm*

Se obtienen los siguientes diámetros de enrocamiento.

Tabla 4.1 Diámetros de enrocamiento, de acuerdo a Bonasoundas (1973)

Avenida	Q (m <sup>3</sup> /s)	h(m)	V(m/s)	D <sub>r50</sub> (cm)
TR5	460	2.19	2.14	17
TR17	1250	3.70	2.97	31
TR30	1680	4.55	3.10	34
TR100	2450	6.61	2.81	28
TR500	3479	8.54	3.09	34

De acuerdo con las recomendaciones para la cobertura de la capa de una pila circular se indica que la capa de enrocamiento se extiende hasta  $3b$  (donde  $b$  es el ancho del pilar), como se muestra en la Figura 4.4, por lo tanto, aplica para cualquier avenida analizada.

Las pilas del puente Coatán tienen un ancho de 1.5 m, por lo que la cobertura total alrededor de la capa sería de 4.5 m.

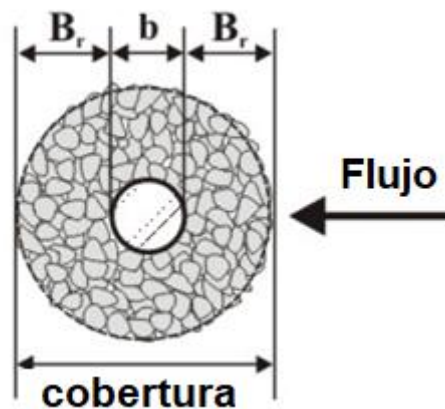


Figura 4.4 Esquema de la capa de enrocamiento, Melville Bruce (2008)

El espesor de la capa del enrocamiento conforme a las recomendaciones se calcula 2 a 3 veces el diámetro del enrocamiento ( $D_{r50}$ ). De los estudios realizados en laboratorio por

Lauchlan (1999) indican que la socavación local se reduce un 70% si el espesor se encuentra en este rango.

De acuerdo a los resultados obtenidos, el diámetro del enrocamiento para la avenida de 30 años de recurrencia es de 34 cm, siendo la velocidad más alta para las condiciones analizadas. Por lo tanto, el espesor de la capa se recomienda de 3 veces el diámetro de enrocamiento, 102 cm de espesor.

En el apartado 3.2.1 se obtiene el funcionamiento hidráulico del río Coatán, donde se determinó que el puente queda rebasado para las avenidas con periodo de retorno de 100 años ( $2450 \text{ m}^3/\text{s}$ ) y de 500 años ( $3479 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Con el fin de evitar que el puente quede rebasado, se calcula que el puente tiene que ser elevado 2 metros para que el puente pueda desalojar estas avenidas. Por lo tanto, las velocidades y tirantes para esta condición se modifican, obteniendo que:

Tabla 4.2 Características Hidráulicas con puente elevado 2 m

Q(m <sup>3</sup> /s)	h (m)	V(m/s)
2450	5.47	3.59
3479	6.69	3.95

Aplicando la expresión de Bonasoundas, y considerando la profundidad del enrocamiento las características del enrocado serían las siguientes:

Tabla 4.3 Condiciones de enrocamiento para el puente elevado 4.5 m

Q(m <sup>3</sup> /s)	h (m)	V(m/s)	D (cm)	Profundidad de la capa
2450	5.47	3.59	46	138
3479	6.69	3.95	55	165

## 5 CONCLUSIONES

La socavación en las pilas de puentes, es una acción que se presenta por todo el mundo, y a pesar de ser un tema muy desarrollado para el diseñador es difícil tomar una metodología, por lo que en este trabajo se presenta un análisis de las variables que intervienen de algunas de las metodologías más usadas.

En los países latinoamericanos, Colombia tiene un registro de 63 puentes, de los cuales el 64% colapsaron por socavación; México no cuenta con un registro. A pesar de que la información se encuentra disponible para cualquiera de las etapas de un proyecto (planeación, diseño, construcción, mantenimiento) para la socavación, la falta de tiempo, de datos en campo y recursos vulneran la seguridad de estas estructuras.

De la simulación hidráulica en el software HEC-RAS, se obtiene que:

- El gasto de 1250 m<sup>3</sup>/s transita con bordo libre (0.90 m) y este corresponde a un periodo de retorno de 17 años:
- El máximo gasto que pasa sin rebasar el claro es de 1680 m<sup>3</sup>/s asociado al periodo de retorno de 30 años, para esta condición se presentan las velocidades más altas aguas arriba de la estructura; y de acuerdo a la recomendación de HEC-23 los puentes se diseñan considerando la socavación que se genera para un periodo de retorno de 100 años o menor.

La probabilidad de recurrencia de la avenida de 30 años es mayor que la de 100 años, y de acuerdo a los resultados en el puente existente las velocidades más severas son para la avenida de 30 años; por lo tanto, se deben tomar los valores de protección para las condiciones de esta avenida.

Para dar paso a la avenida de 100 años, el puente debe ser elevado 2 metros por arriba considerando el bordo libre necesario.

De los métodos analizados para la socavación local en pilas de puentes, se observó que para la mayoría de los autores, la geometría de la pila es el elemento con mayor influencia en la socavación local, en segundo lugar se encuentra el gasto y la elevación en el cauce. Al ser una acción erosiva e involucrar el movimiento de los sedimentos, la influencia de la velocidad y características del material, son las primeras variables que se pensaría en tomar en cuenta, pero, se encuentra en tercer lugar, en los métodos analizados.

En este caso, los resultados de la socavación local graficados tienen una similitud a la comparación realizada por Jones, 1983, en consecuencia, si se desea obtener el valor máximo de la socavación local, la ecuación de Melville –Sutherland es recomendada.

Para el método propuesto por Maza-Sánchez, se define un ajuste algebraico, que puede programarse en una hoja de cálculo para su uso. De los valores obtenidos gráficamente o algebraicamente se debe agregar el cálculo de la socavación general, el cual requiere datos específicos del suelo como la estratigrafía del suelo y las características del mismo. La obtención de los valores para los valores de 100 y 500 años refleja la sensibilidad de las variables, por lo que se debe contar con un estudio de suelo.

Los cambios climáticos, los movimientos sísmicos, los huracanes y demás fenómenos naturales son condiciones que se presentan de forma esporádica. La necesidad de desarrollo y crecimiento de las poblaciones humanas que incitan la construcción y el diseño de obras civiles son el reflejo de la interacción entre las sociedades humanas y la naturaleza. Cualquier obra civil que altere la condición natural del entorno, se encuentra expuesta así como las poblaciones. Por lo tanto, la planeación, diseño, construcción y mantenimiento deben de estar apegadas a los criterios de diseño establecidos. Y los profesionales involucrados deben aplicar todos los conocimientos adquiridos, incluso aplicándolos a las nuevas tecnologías para estimar con mayor precisión los fenómenos naturales y su interacción con las obras civiles.

## APÉNDICE A

Para obtener las ecuaciones del ajuste numérico propuesto, se reprodujeron las curvas propuestas por Maza-Sánchez en Excel, tomando puntos de manera aleatoria; en la Figura A.0.1 y Figura A.0.2 se presentan. Las gráficas son tridimensionales y cada eje está representado por el número de Froude, por la relación tirante y ancho de la pila y la magnitud de socavación. Estos parámetros se renombraron para facilitar la obtención de las ecuaciones, reduciéndolos a:

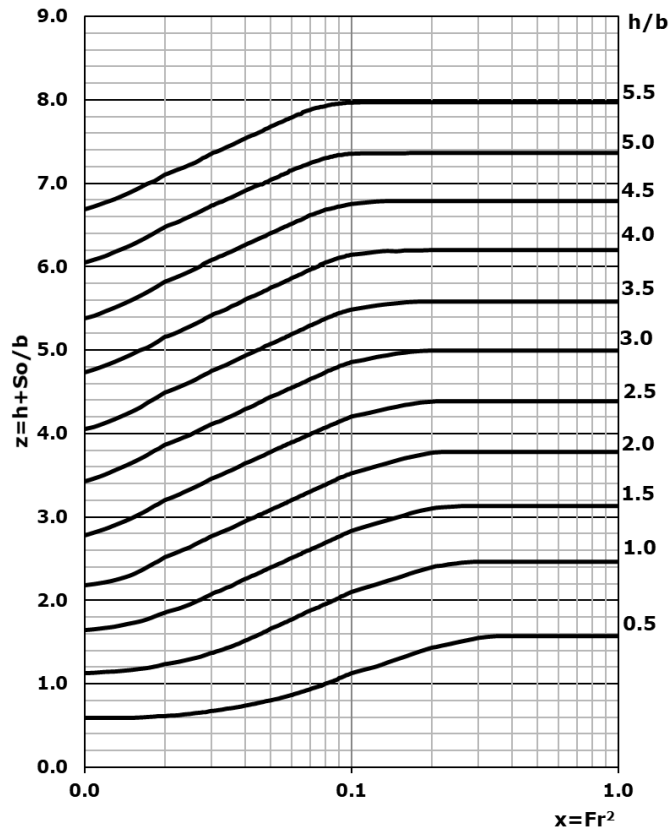


Figura A.0.1 Reconstrucción de gráficas para pilas circulares de Maza y Sánchez

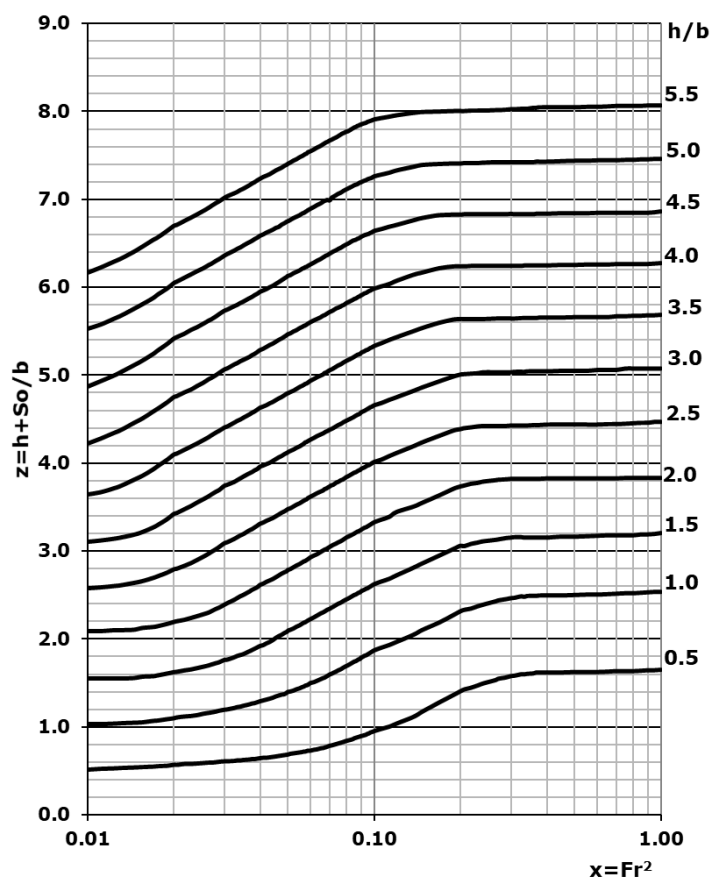


Figura A.0.2 Reconstrucción de gráfica para pilas redondeadas de Maza y Sánchez

Mediante Excel se realizó un primer análisis de regresión lineal en dos dimensiones  $x$ - $z$  y lo mismo para  $y$ - $z$ . Se obtuvo que el ajuste más cercano a la representación gráfica de las curvas de Maza y Sánchez son de forma polinómica.

Para el segundo análisis se usó el software MATLAB versión 7.1, el cual permite la representación de datos y funciones, la interpolación y regresión de datos, entre otras muchas funciones. Cuenta con un lenguaje de programación propio y es muy usado en universidades y centros de investigación.

Para introducir los datos al programa, se crea un archivo con los datos de forma vectorial con la extensión  $.m$ , declarando las variables  $x$ ,  $y$ ,  $z$ . A fin de visualizar los datos en el programa, mediante la herramienta "file" y "open" se abre el archivo; automáticamente se inicial la pantalla del editor donde aparecerán los datos del archivo  $.m$ , con la herramienta "run" en la pantalla principal aparecen las variables como se observa en la Figura A.0.3.



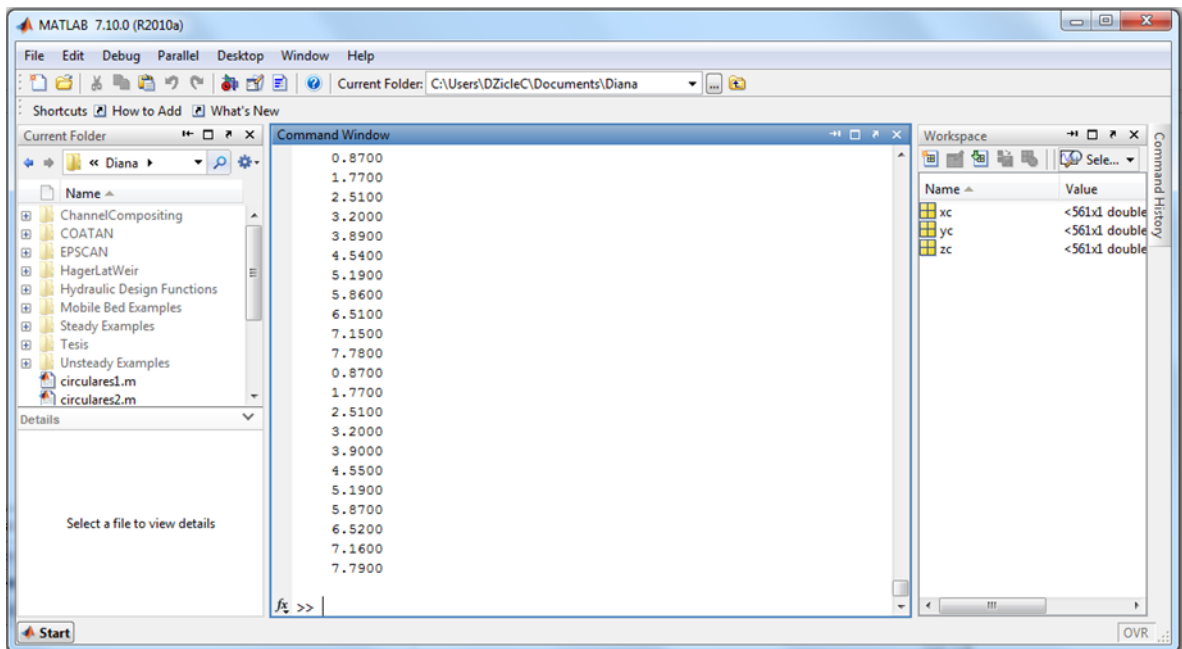


Figura A.0.3 Ventana principal de MATLAB

Al escribir la función “sftool”, se grafica cada una de las variables de forma tridimensional, de la cual es posible obtener un ajuste matemático que defina a la superficie. Se realizan iteraciones en los grados de las variables considerando los coeficientes de determinación y los residuos, ya que son útiles para comprobar los valores de la regresión lineal con respecto al término de error en el modelo.

El análisis de datos se realizó para cuando el número de Froude es menor a 0.06 y para cuando es mayor o igual a 0.06. En pilas circulares (Figura A.0.4, Figura A.0.5) se observan los datos, el ajuste y los coeficientes. Para las pilas redondeadas, los datos obtenidos se muestran en la Figura A.0.6 y Figura A.0.7.

En la Figura A.0.8 y Figura A.0.9 y se realizó una comparación de las curvas obtenidas en Excel y las curvas obtenidas en el ajuste tridimensional.

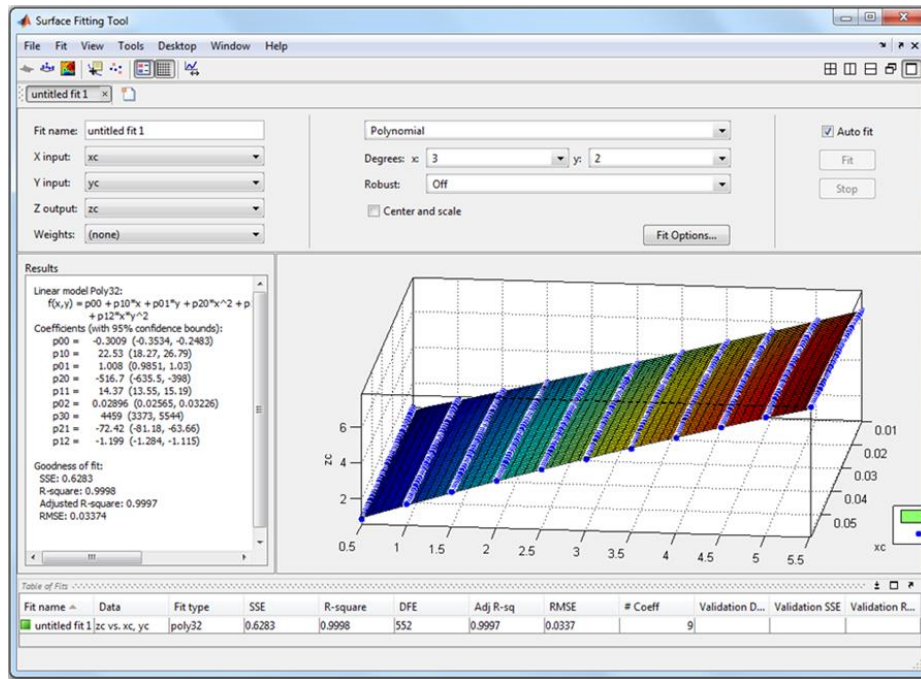


Figura A.0.4 Polinomio para pilas circulares con  $F^2 < 0.06$

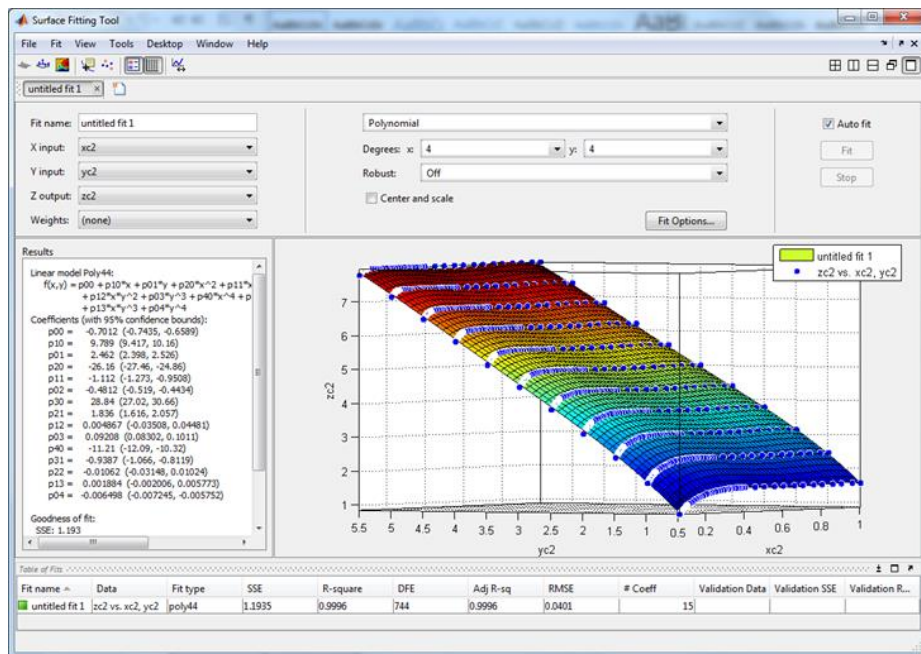


Figura A.0.5 Polinomio para pilas circulares con  $F^2 \geq 6$

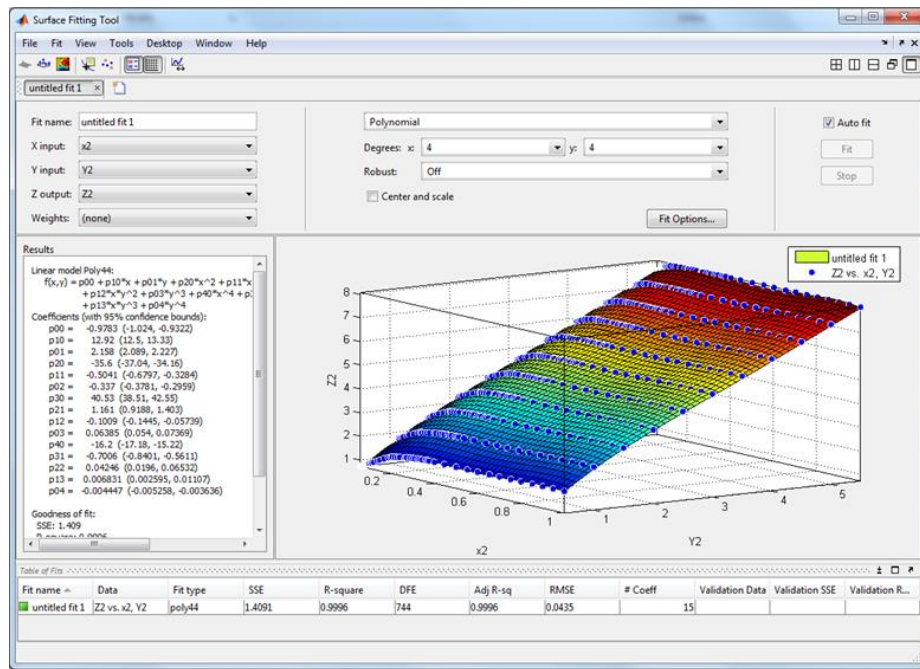


Figura A.0.6 Polinomio para pilas redondeadas con  $F_r^2 < 0.06$

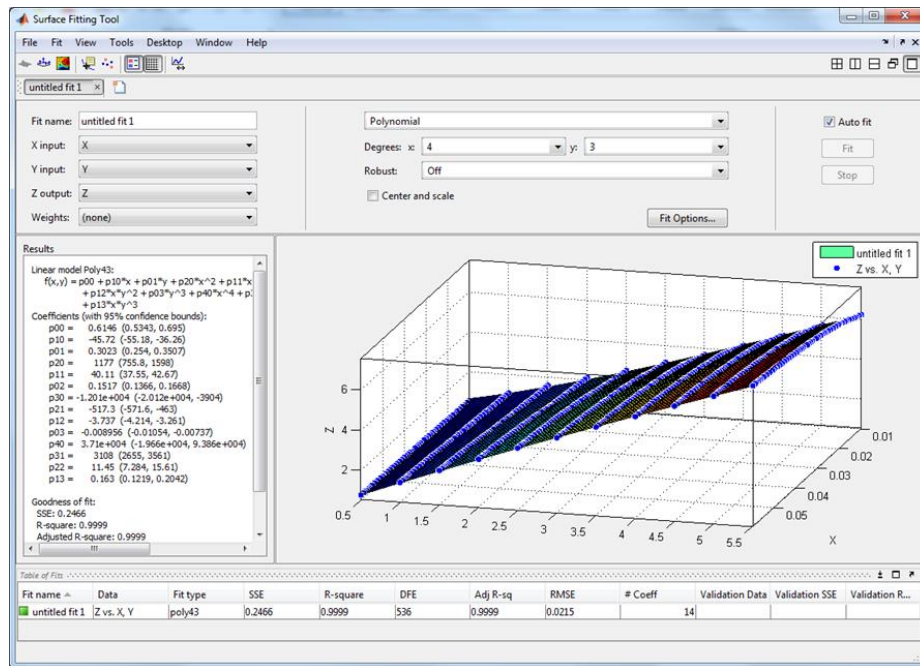


Figura A.0.7 Polinomio para pilas redondeadas con  $F_r^2 \geq 0.06$

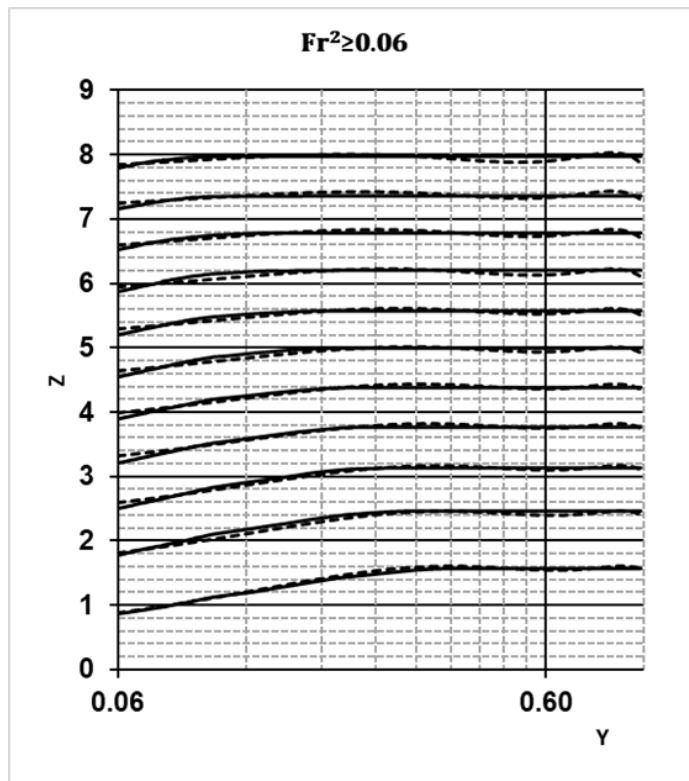
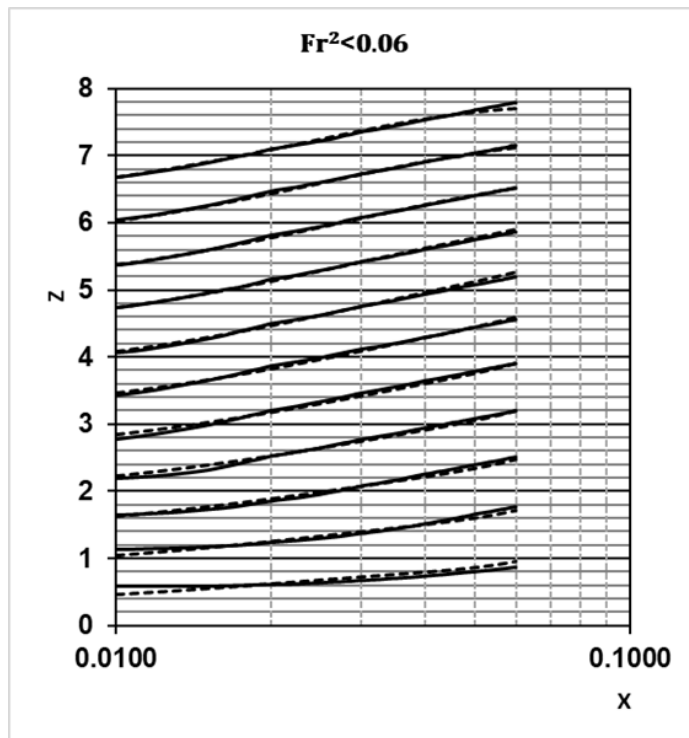


Figura A.0.8 Comparación de gráficos pilas circulares

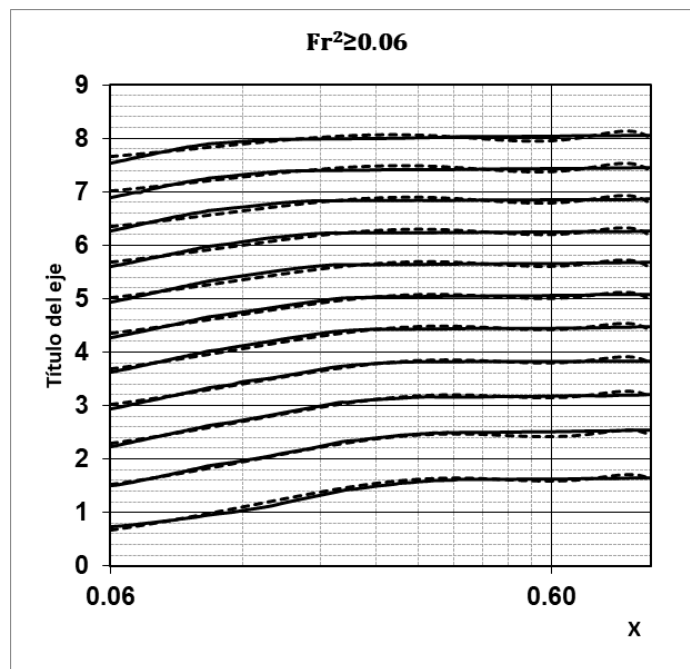
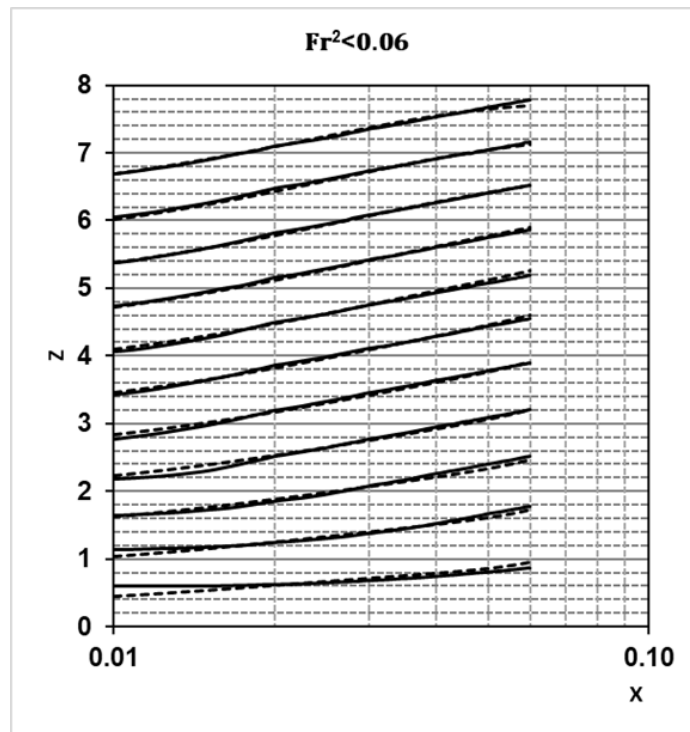
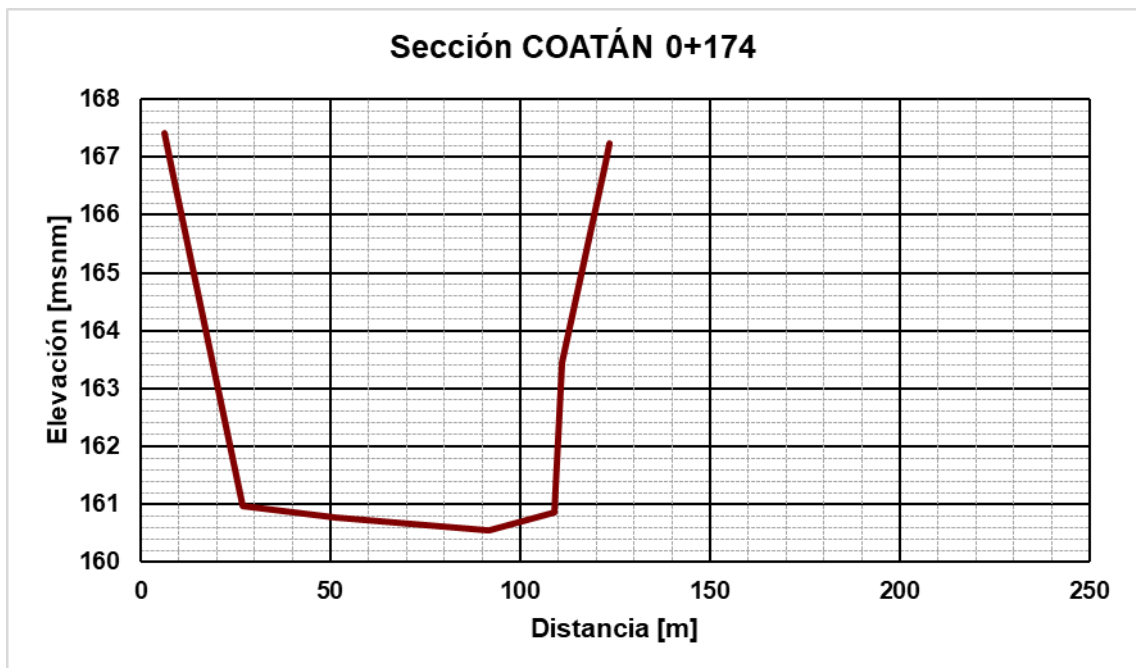
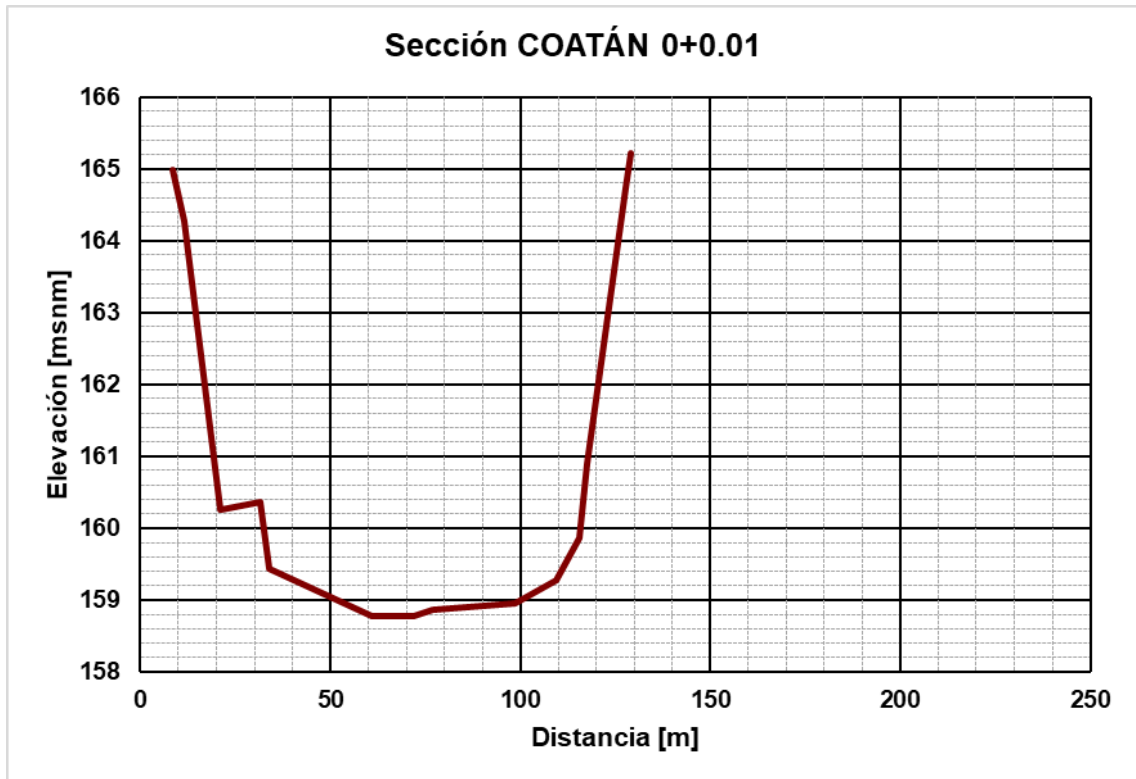
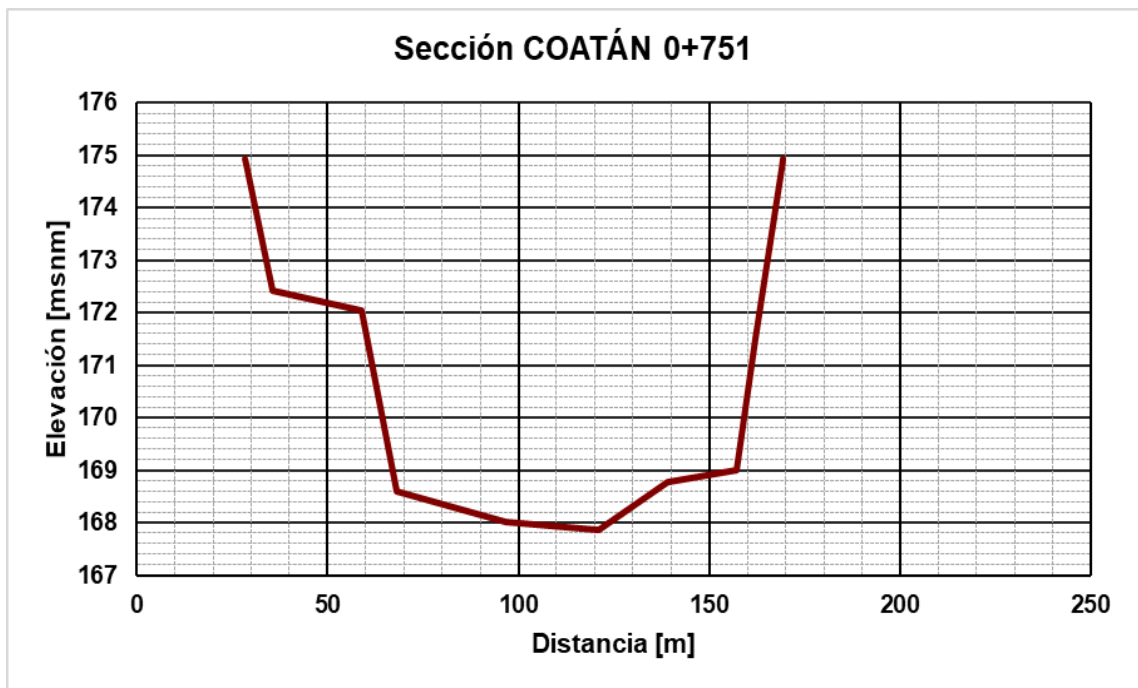
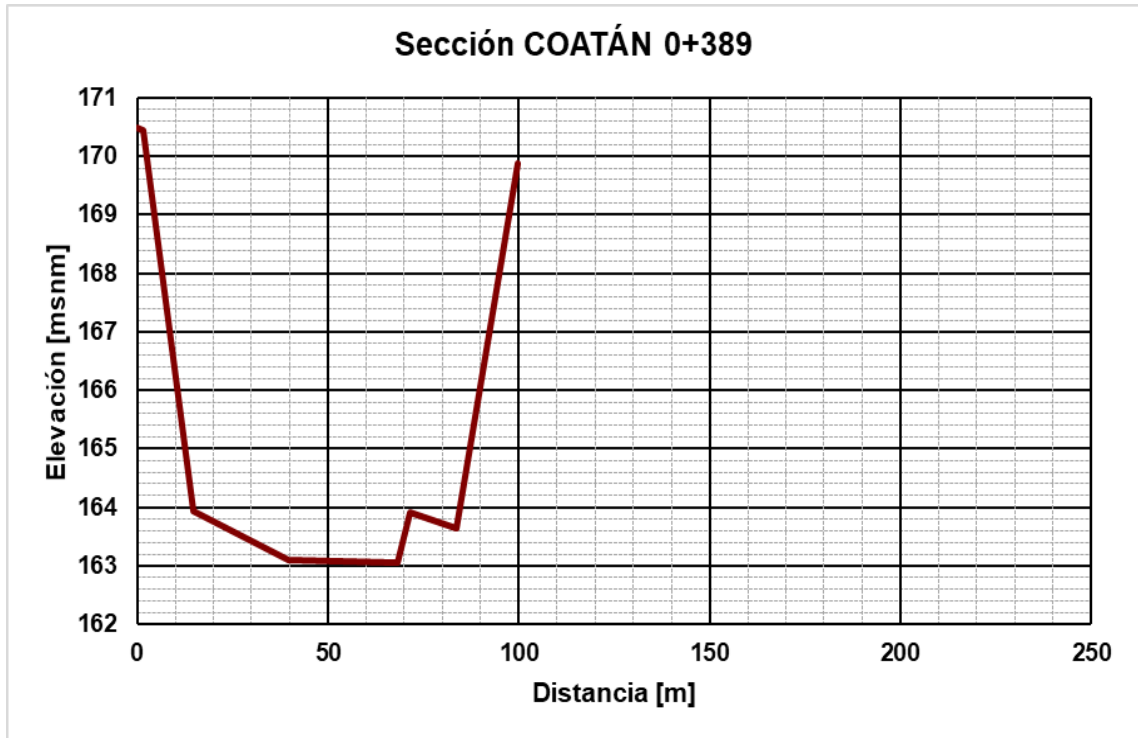


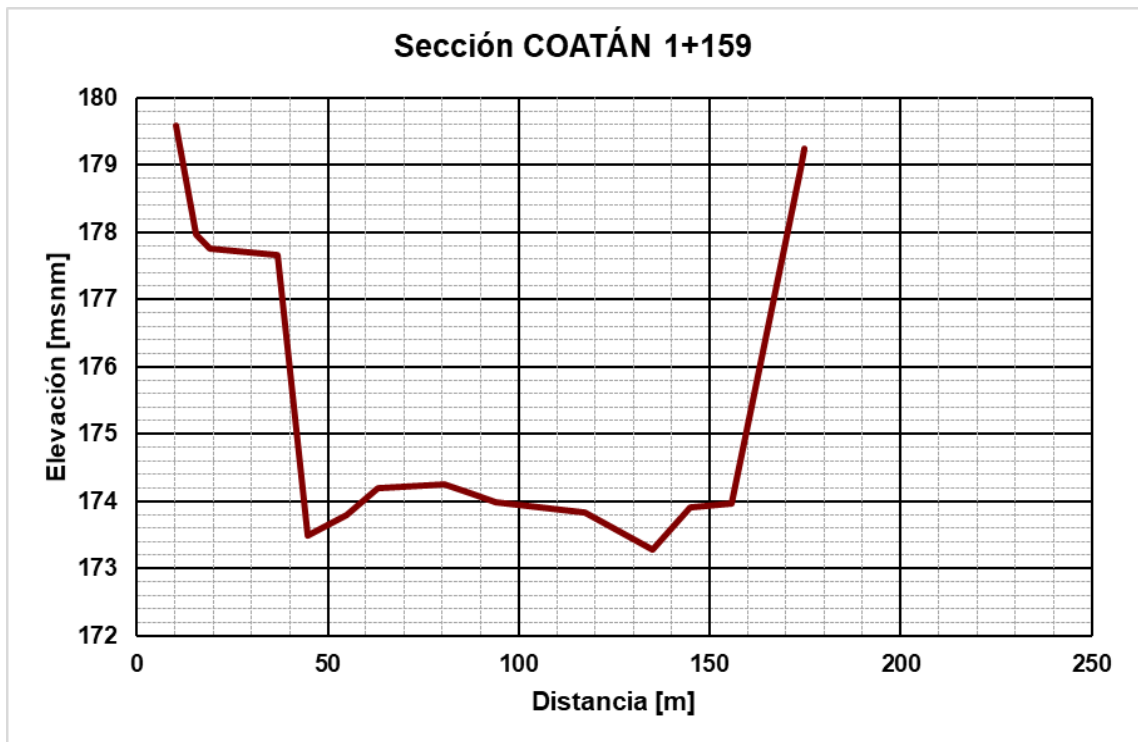
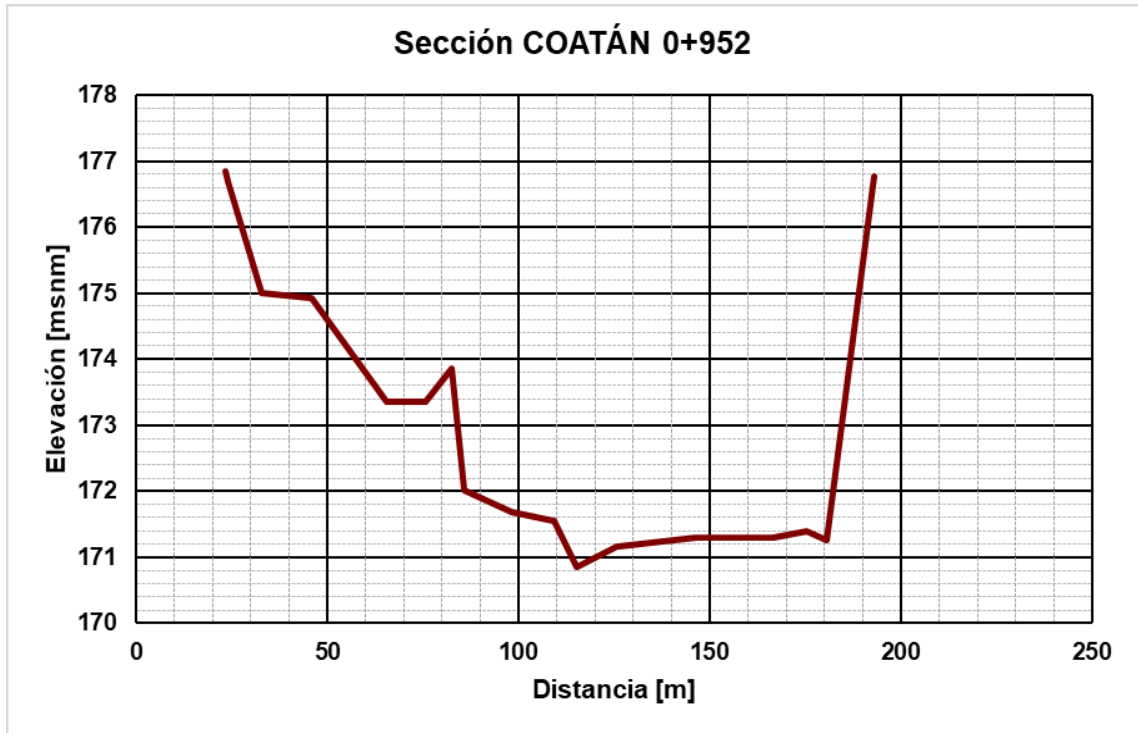
Figura A.0.9 Comparación de gráficos pilas redondeadas

## APÉNDICE B

Secciones transversales del río Coatán.









## APÉNDICE C

Para comprender los resultados que arroja el software HEC-RAS, a continuación se describen los encabezados de las tablas:

Reach	Nombre del río
River Sta.	Estaciones o secciones del río
Profile:	Perfil de simulación
Q Total	Gasto total en la sección.
Min Ch El.	Cota inferior del cauce en la sección.
W. S. Elev.	Altura de la lámina de agua.
Crit. W. S.	Cota de la altura crítica.
E. G. Elev.	Elevación de la altura de energía.
E. G. Slope	Pendiente de la línea de energía.
Vel. Chnl.	Velocidad del agua en el cauce.
Flow Area	Superficie mojada en la sección.
Top Width	Ancho de la superficie libre del flujo en la sección.
Froude # Chl	Número de Froude.

En las siguientes tablas se presentan los datos obtenidos para cada avenida analizada, tanto para cauce natural como para el puente.

Estudio de la socavación en las pilas de un puente y medidas de protección.  
Caso del Puente Coatán, Chiapas

Gasto 460 m<sup>3</sup>/s (Periodo de retorno 5 años), Cauce Natural.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Puente Coatán	1159	Q=460m3/s	460	173.28	175.95	175.07	176.13	0.008264	1.9	242.48	122.91	0.43
Puente Coatán	1117.6*	Q=460m3/s	460	172.8	175.57		175.77	0.009372	1.95	235.33	125.63	0.46
Puente Coatán	1076.2*	Q=460m3/s	460	172.31	175.14		175.35	0.010894	2.02	228.07	130.25	0.49
Puente Coatán	1034.8*	Q=460m3/s	460	171.83	174.64		174.86	0.012722	2.1	218.87	131.99	0.52
Puente Coatán	993.4*	Q=460m3/s	460	171.34	174.02		174.28	0.015232	2.26	203.45	125.65	0.57
Puente Coatán	952	Q=460m3/s	460	170.86	173.44		173.7	0.013157	2.24	205.19	114.73	0.54
Puente Coatán	911.8*	Q=460m3/s	460	170.26	172.87		173.14	0.014726	2.29	200.85	118.52	0.56
Puente Coatán	871.6*	Q=460m3/s	460	169.66	172.25		172.53	0.015109	2.35	195.85	113.58	0.57
Puente Coatán	831.4*	Q=460m3/s	460	169.07	171.61		171.91	0.015746	2.43	189.51	107.97	0.58
Puente Coatán	791.2*	Q=460m3/s	460	168.47	170.98		171.29	0.015248	2.46	187.19	102.13	0.58
Puente Coatán	751	Q=460m3/s	460	167.87	170.46		170.74	0.011941	2.33	197.54	97.06	0.52
Puente Coatán	705.75*	Q=460m3/s	460	167.27	169.91		170.19	0.012092	2.37	194.22	93.96	0.53
Puente Coatán	660.5*	Q=460m3/s	460	166.66	169.33		169.63	0.012691	2.44	188.87	90.9	0.54
Puente Coatán	615.25*	Q=460m3/s	460	166.06	168.84		169.1	0.010512	2.24	205.33	97.45	0.49
Puente Coatán	570.*	Q=460m3/s	460	165.46	168.26		168.56	0.013266	2.43	189.41	94.76	0.55
Puente Coatán	524.75*	Q=460m3/s	460	164.86	167.64		167.95	0.013432	2.47	185.99	91.36	0.55
Puente Coatán	479.5*	Q=460m3/s	460	164.26	167.02		167.35	0.013446	2.52	182.34	86.9	0.56
Puente Coatán	434.25*	Q=460m3/s	460	163.65	166.4		166.74	0.013445	2.57	178.81	82.56	0.56
Puente Coatán	389	Q=460m3/s	460	163.05	165.77		166.12	0.01362	2.63	174.62	78.32	0.56
Puente Coatán	346.*	Q=460m3/s	460	162.55	165.19		165.54	0.013483	2.6	177.07	80.54	0.56
Puente Coatán	303.*	Q=460m3/s	460	162.05	164.62		164.96	0.013249	2.56	179.93	82.72	0.55
Puente Coatán	260.*	Q=460m3/s	460	161.56	164.08		164.4	0.012652	2.49	184.47	84.95	0.54
Puente Coatán	217.*	Q=460m3/s	460	161.06	163.58		163.87	0.011325	2.38	193.31	87.78	0.51
Puente Coatán	174	Q=460m3/s	460	160.56	163.19		163.43	0.008906	2.18	211	91.06	0.46
Puente Coatán	130.502*	Q=460m3/s	460	160.11	162.77		163.02	0.009841	2.24	205.47	92.26	0.48
Puente Coatán	87.005*	Q=460m3/s	460	159.66	162.3		162.56	0.011168	2.29	200.45	95.76	0.51
Puente Coatán	43.5075*	Q=460m3/s	460	159.22	161.78		162.06	0.012147	2.33	197.24	98.05	0.52
Puente Coatán	0.01	Q=460m3/s	460	158.77	161.24	160.53	161.52	0.012506	2.34	196.89	99.65	0.53

Gasto 460 m<sup>3</sup>/s (Periodo de retorno 5 años), con el Puente Coatán.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Puente Coatán	1159	Q=460m3/s	460	173.28	175.95	175.07	176.13	0.008264	1.9	242.48	122.91	0.43
Puente Coatán	1117.6*	Q=460m3/s	460	172.8	175.57		175.77	0.009372	1.95	235.33	125.63	0.46
Puente Coatán	1076.2*	Q=460m3/s	460	172.31	175.14		175.35	0.010894	2.02	228.07	130.25	0.49
Puente Coatán	1034.8*	Q=460m3/s	460	171.83	174.64		174.86	0.012722	2.1	218.87	131.99	0.52
Puente Coatán	993.4*	Q=460m3/s	460	171.34	174.02		174.28	0.015232	2.26	203.45	125.65	0.57
Puente Coatán	952	Q=460m3/s	460	170.86	173.44		173.7	0.013157	2.24	205.19	114.73	0.54
Puente Coatán	911.8*	Q=460m3/s	460	170.26	172.87		173.14	0.014726	2.29	200.85	118.52	0.56
Puente Coatán	871.6*	Q=460m3/s	460	169.66	172.25		172.53	0.015109	2.35	195.84	113.58	0.57
Puente Coatán	831.4*	Q=460m3/s	460	169.07	171.61		171.91	0.015744	2.43	189.52	107.97	0.58
Puente Coatán	791.2*	Q=460m3/s	460	168.47	170.98		171.29	0.015229	2.46	187.26	102.14	0.58
Puente Coatán	751	Q=460m3/s	460	167.87	170.47		170.74	0.011894	2.33	197.78	97.07	0.52
Puente Coatán	705.75*	Q=460m3/s	460	167.27	169.92		170.2	0.011911	2.36	195.15	94.01	0.52
Puente Coatán	660.5*	Q=460m3/s	460	166.66	169.37		169.66	0.011948	2.39	192.51	91.11	0.52
Puente Coatán	615.25*	Q=460m3/s	460	166.06	168.94	167.99	169.18	0.009076	2.14	215.17	98.08	0.46
Puente Coatán	577	Bridge										
Puente Coatán	570.*	Q=460m3/s	460	165.46	168.26		168.56	0.013266	2.43	189.41	94.76	0.55
Puente Coatán	524.75*	Q=460m3/s	460	164.86	167.64		167.95	0.013432	2.47	185.99	91.36	0.55
Puente Coatán	479.5*	Q=460m3/s	460	164.26	167.02		167.35	0.013446	2.52	182.34	86.9	0.56
Puente Coatán	434.25*	Q=460m3/s	460	163.65	166.4		166.74	0.013445	2.57	178.81	82.56	0.56
Puente Coatán	389	Q=460m3/s	460	163.05	165.77		166.12	0.01362	2.63	174.62	78.32	0.56
Puente Coatán	346.*	Q=460m3/s	460	162.55	165.19		165.54	0.013483	2.6	177.07	80.54	0.56
Puente Coatán	303.*	Q=460m3/s	460	162.05	164.62		164.96	0.013249	2.56	179.93	82.72	0.55
Puente Coatán	260.*	Q=460m3/s	460	161.56	164.08		164.4	0.012652	2.49	184.47	84.95	0.54
Puente Coatán	217.*	Q=460m3/s	460	161.06	163.58		163.87	0.011325	2.38	193.31	87.78	0.51
Puente Coatán	174	Q=460m3/s	460	160.56	163.19		163.43	0.008906	2.18	211	91.06	0.46
Puente Coatán	130.502*	Q=460m3/s	460	160.11	162.77		163.02	0.009841	2.24	205.47	92.26	0.48
Puente Coatán	87.005*	Q=460m3/s	460	159.66	162.3		162.56	0.011168	2.29	200.45	95.76	0.51
Puente Coatán	43.5075*	Q=460m3/s	460	159.22	161.78		162.06	0.012147	2.33	197.24	98.05	0.52
Puente Coatán	0.01	Q=460m3/s	460	158.77	161.24	160.53	161.52	0.012506	2.34	196.89	99.65	0.53

Gasto 1250 m<sup>3</sup>/s (Periodo de retorno 17 años), Cauce natural.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Puente Coatán	1159	Q=1250m3/s	1250	173.28	177.51	176.17	177.92	0.009125	2.83	441.25	131.49	0.49
Puente Coatán	1117.6*	Q=1250m3/s	1250	172.8	177.11		177.53	0.00976	2.86	436.99	135.36	0.51
Puente Coatán	1076.2*	Q=1250m3/s	1250	172.31	176.67		177.09	0.01161	2.88	433.74	151.66	0.54
Puente Coatán	1034.8*	Q=1250m3/s	1250	171.83	176.16		176.59	0.012346	2.92	427.99	153.66	0.56
Puente Coatán	993.4*	Q=1250m3/s	1250	171.34	175.63		176.07	0.012904	2.95	424.29	155.29	0.57
Puente Coatán	952	Q=1250m3/s	1250	170.86	175.1		175.53	0.012912	2.93	426.24	156.85	0.57
Puente Coatán	911.8*	Q=1250m3/s	1250	170.26	174.55		175.01	0.013177	3	416.85	150.81	0.58
Puente Coatán	871.6*	Q=1250m3/s	1250	169.66	174		174.47	0.013347	3.06	408.4	144.74	0.58
Puente Coatán	831.4*	Q=1250m3/s	1250	169.07	173.43		173.93	0.013605	3.13	398.73	138.26	0.59
Puente Coatán	791.2*	Q=1250m3/s	1250	168.47	172.87		173.39	0.013184	3.18	392.81	129.9	0.58
Puente Coatán	751	Q=1250m3/s	1250	167.87	172.36		172.87	0.012567	3.18	392.54	124.8	0.57
Puente Coatán	705.75*	Q=1250m3/s	1250	167.27	171.76		172.3	0.012698	3.24	386.11	120.81	0.58
Puente Coatán	660.5*	Q=1250m3/s	1250	166.66	171.15		171.71	0.013011	3.32	376.95	115.95	0.59
Puente Coatán	615.25*	Q=1250m3/s	1250	166.06	170.66		171.17	0.010581	3.16	395.39	111.99	0.54
Puente Coatán	570.*	Q=1250m3/s	1250	165.46	170.08		170.65	0.012113	3.35	373.13	107.1	0.57
Puente Coatán	524.75*	Q=1250m3/s	1250	164.86	169.51		170.1	0.012075	3.41	366.81	102.27	0.57
Puente Coatán	479.5*	Q=1250m3/s	1250	164.26	168.93		169.55	0.012211	3.48	358.77	97.39	0.58
Puente Coatán	434.25*	Q=1250m3/s	1250	163.65	168.32		168.98	0.012717	3.6	347.32	92.31	0.59
Puente Coatán	389	Q=1250m3/s	1250	163.05	167.63		168.37	0.014251	3.81	328.06	86.84	0.63
Puente Coatán	346.*	Q=1250m3/s	1250	162.55	167.04		167.75	0.013942	3.74	334.15	89.58	0.62
Puente Coatán	303.*	Q=1250m3/s	1250	162.05	166.47		167.15	0.013496	3.66	341.54	92.39	0.61
Puente Coatán	260.*	Q=1250m3/s	1250	161.56	165.93		166.58	0.012793	3.56	351.5	95.35	0.59
Puente Coatán	217.*	Q=1250m3/s	1250	161.06	165.44		166.04	0.01171	3.42	365.94	98.58	0.57
Puente Coatán	174	Q=1250m3/s	1250	160.56	165.02		165.55	0.010195	3.23	387.36	102.29	0.53
Puente Coatán	130.502*	Q=1250m3/s	1250	160.11	164.53		165.08	0.011134	3.3	379.26	104.19	0.55
Puente Coatán	87.005*	Q=1250m3/s	1250	159.66	164.01		164.58	0.011948	3.35	372.99	105.68	0.57
Puente Coatán	43.5075*	Q=1250m3/s	1250	159.22	163.46		164.04	0.012506	3.38	369.58	106.95	0.58
Puente Coatán	0.01	Q=1250m3/s	1250	158.77	162.92	161.79	163.5	0.012502	3.36	371.55	108.23	0.58

Gasto 1250 m<sup>3</sup>/s (Periodo de retorno 17 años), con el Puente Coatán.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Puente Coatán	1159	Q=1250m3/s	1250	173.28	177.51	176.17	177.92	0.009125	2.83	441.25	131.49	0.49
Puente Coatán	1117.6*	Q=1250m3/s	1250	172.8	177.11		177.53	0.009759	2.86	436.99	135.36	0.51
Puente Coatán	1076.2*	Q=1250m3/s	1250	172.31	176.67		177.09	0.011609	2.88	433.75	151.67	0.54
Puente Coatán	1034.8*	Q=1250m3/s	1250	171.83	176.16		176.59	0.012345	2.92	428.01	153.66	0.56
Puente Coatán	993.4*	Q=1250m3/s	1250	171.34	175.63		176.07	0.012898	2.95	424.34	155.29	0.57
Puente Coatán	952	Q=1250m3/s	1250	170.86	175.1		175.54	0.012899	2.93	426.36	156.86	0.57
Puente Coatán	911.8*	Q=1250m3/s	1250	170.26	174.55		175.01	0.013142	3	417.21	150.83	0.58
Puente Coatán	871.6*	Q=1250m3/s	1250	169.66	174		174.48	0.013256	3.05	409.31	144.8	0.58
Puente Coatán	831.4*	Q=1250m3/s	1250	169.07	173.44		173.94	0.013395	3.12	400.96	138.58	0.59
Puente Coatán	791.2*	Q=1250m3/s	1250	168.47	172.9		173.41	0.013051	3.15	396.34	131.84	0.58
Puente Coatán	751	Q=1250m3/s	1250	167.87	172.39		172.9	0.0124	3.15	396.91	127.03	0.57
Puente Coatán	705.75*	Q=1250m3/s	1250	167.27	171.83		172.34	0.012046	3.17	393.76	121.96	0.56
Puente Coatán	660.5*	Q=1250m3/s	1250	166.66	171.29		171.81	0.011512	3.18	393.16	117.5	0.55
Puente Coatán	615.25*	Q=1250m3/s	1250	166.06	170.89	169.31	171.34	0.008792	2.97	420.83	113.86	0.49
Puente Coatán	577	Bridge										
Puente Coatán	570.*	Q=1250m3/s	1250	165.46	170.08		170.65	0.012113	3.35	373.13	107.1	0.57
Puente Coatán	524.75*	Q=1250m3/s	1250	164.86	169.51		170.1	0.012075	3.41	366.81	102.27	0.57
Puente Coatán	479.5*	Q=1250m3/s	1250	164.26	168.93		169.55	0.012211	3.48	358.77	97.39	0.58
Puente Coatán	434.25*	Q=1250m3/s	1250	163.65	168.32		168.98	0.012717	3.6	347.32	92.31	0.59
Puente Coatán	389	Q=1250m3/s	1250	163.05	167.63		168.37	0.014251	3.81	328.06	86.84	0.63
Puente Coatán	346.*	Q=1250m3/s	1250	162.55	167.04		167.75	0.013942	3.74	334.15	89.58	0.62
Puente Coatán	303.*	Q=1250m3/s	1250	162.05	166.47		167.15	0.013496	3.66	341.54	92.39	0.61
Puente Coatán	260.*	Q=1250m3/s	1250	161.56	165.93		166.58	0.012793	3.56	351.5	95.35	0.59
Puente Coatán	217.*	Q=1250m3/s	1250	161.06	165.44		166.04	0.01171	3.42	365.94	98.58	0.57
Puente Coatán	174	Q=1250m3/s	1250	160.56	165.02		165.55	0.010195	3.23	387.36	102.29	0.53
Puente Coatán	130.502*	Q=1250m3/s	1250	160.11	164.53		165.08	0.011134	3.3	379.26	104.19	0.55
Puente Coatán	87.005*	Q=1250m3/s	1250	159.66	164.01		164.58	0.011948	3.35	372.99	105.68	0.57
Puente Coatán	43.5075*	Q=1250m3/s	1250	159.22	163.46		164.04	0.012506	3.38	369.58	106.95	0.58
Puente Coatán	0.01	Q=1250m3/s	1250	158.77	162.92	161.79	163.5	0.012502	3.36	371.55	108.23	0.58

Estudio de la socavación en las pilas de un puente y medidas de protección.  
Caso del Puente Coatán, Chiapas

Gasto 1680 m<sup>3</sup>/s (Periodo de retorno 30 años), Cauce natural.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Puente Coatán	1159	Q=1680m3/s	1680	173.28	178.21	176.66	178.7	0.010325	3.09	544.17	156.5	0.53
Puente Coatán	1117.6*	Q=1680m3/s	1680	172.8	177.75		178.25	0.011119	3.15	533.96	158.18	0.55
Puente Coatán	1076.2*	Q=1680m3/s	1680	172.31	177.25		177.77	0.011868	3.2	524.85	159.3	0.56
Puente Coatán	1034.8*	Q=1680m3/s	1680	171.83	176.73		177.27	0.012484	3.24	517.91	160.07	0.58
Puente Coatán	993.4*	Q=1680m3/s	1680	171.34	176.2		176.74	0.012783	3.26	514.97	160.49	0.58
Puente Coatán	952	Q=1680m3/s	1680	170.86	175.69		176.22	0.012482	3.23	520.12	161.29	0.57
Puente Coatán	911.8*	Q=1680m3/s	1680	170.26	175.16		175.71	0.012659	3.29	509.89	155.27	0.58
Puente Coatán	871.6*	Q=1680m3/s	1680	169.66	174.63		175.2	0.01271	3.35	501.23	149.25	0.58
Puente Coatán	831.4*	Q=1680m3/s	1680	169.07	174.09		174.68	0.01278	3.41	492.33	143.26	0.59
Puente Coatán	791.2*	Q=1680m3/s	1680	168.47	173.56		174.17	0.01261	3.45	486.32	137.34	0.59
Puente Coatán	751	Q=1680m3/s	1680	167.87	173.06		173.67	0.012137	3.47	484.09	131.59	0.58
Puente Coatán	705.75*	Q=1680m3/s	1680	167.27	172.49		173.12	0.012123	3.53	476.44	126.45	0.58
Puente Coatán	660.5*	Q=1680m3/s	1680	166.66	171.91		172.57	0.01223	3.6	467.23	121.29	0.58
Puente Coatán	615.25*	Q=1680m3/s	1680	166.06	171.44		172.05	0.010278	3.47	484.48	116.64	0.54
Puente Coatán	570.*	Q=1680m3/s	1680	165.46	170.87		171.55	0.011558	3.65	459.7	111.56	0.57
Puente Coatán	524.75*	Q=1680m3/s	1680	164.86	170.32		171.02	0.01159	3.72	451.18	106.55	0.58
Puente Coatán	479.5*	Q=1680m3/s	1680	164.26	169.75		170.49	0.011848	3.82	439.92	101.48	0.59
Puente Coatán	434.25*	Q=1680m3/s	1680	163.65	169.13		169.93	0.012562	3.97	423.62	96.19	0.6
Puente Coatán	389	Q=1680m3/s	1680	163.05	168.4		169.31	0.01452	4.24	396.24	90.37	0.65
Puente Coatán	346.*	Q=1680m3/s	1680	162.55	167.8		168.68	0.014162	4.16	404.1	93.33	0.64
Puente Coatán	303.*	Q=1680m3/s	1680	162.05	167.23		168.07	0.013675	4.06	413.51	96.38	0.63
Puente Coatán	260.*	Q=1680m3/s	1680	161.56	166.69		167.49	0.012965	3.95	425.76	99.62	0.61
Puente Coatán	217.*	Q=1680m3/s	1680	161.06	166.2		166.93	0.011953	3.8	442.5	103.15	0.59
Puente Coatán	174	Q=1680m3/s	1680	160.56	165.77		166.43	0.010602	3.61	465.93	107.15	0.55
Puente Coatán	130.502*	Q=1680m3/s	1680	160.11	165.26		165.95	0.011439	3.68	457.04	108.63	0.57
Puente Coatán	87.005*	Q=1680m3/s	1680	159.66	164.72		165.43	0.012154	3.73	450.23	109.78	0.59
Puente Coatán	43.5075*	Q=1680m3/s	1680	159.22	164.17		164.89	0.012585	3.76	447.09	110.81	0.6
Puente Coatán	0.01	Q=1680m3/s	1680	158.77	163.63	162.36	164.35	0.012502	3.73	449.92	111.86	0.59

Gasto 1680 m<sup>3</sup>/s (Periodo de retorno 30 años), con el Puente Coatán.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Puente Coatán	1159	Q=1680m3/s	1680	173.28	178.21	176.65	178.7	0.010323	3.09	544.21	156.5	0.53
Puente Coatán	1117.6*	Q=1680m3/s	1680	172.8	177.75		178.25	0.011114	3.15	534.04	158.18	0.55
Puente Coatán	1076.2*	Q=1680m3/s	1680	172.31	177.25		177.77	0.011865	3.2	524.89	159.31	0.56
Puente Coatán	1034.8*	Q=1680m3/s	1680	171.83	176.73		177.27	0.012478	3.24	517.99	160.08	0.58
Puente Coatán	993.4*	Q=1680m3/s	1680	171.34	176.2		176.75	0.012767	3.26	515.18	160.51	0.58
Puente Coatán	952	Q=1680m3/s	1680	170.86	175.69		176.22	0.012451	3.23	520.52	161.31	0.57
Puente Coatán	911.8*	Q=1680m3/s	1680	170.26	175.16		175.71	0.012591	3.29	510.78	155.31	0.58
Puente Coatán	871.6*	Q=1680m3/s	1680	169.66	174.64		175.21	0.01256	3.34	503.12	149.33	0.58
Puente Coatán	831.4*	Q=1680m3/s	1680	169.07	174.12		174.7	0.01246	3.38	496.33	143.42	0.58
Puente Coatán	791.2*	Q=1680m3/s	1680	168.47	173.62		174.21	0.011983	3.4	494.29	137.65	0.57
Puente Coatán	751	Q=1680m3/s	1680	167.87	173.16		173.74	0.011128	3.38	497.68	132.11	0.56
Puente Coatán	705.75*	Q=1680m3/s	1680	167.27	172.68		173.26	0.010364	3.35	500.98	127.4	0.54
Puente Coatán	660.5*	Q=1680m3/s	1680	166.66	172.25		172.81	0.009407	3.3	508.4	122.92	0.52
Puente Coatán	615.25*	Q=1680m3/s	1680	166.06	171.92	169.89	172.41	0.007294	3.1	541.51	118.94	0.46
Puente Coatán	577	Bridge										
Puente Coatán	570.*	Q=1680m3/s	1680	165.46	170.87		171.55	0.011558	3.65	459.7	111.56	0.57
Puente Coatán	524.75*	Q=1680m3/s	1680	164.86	170.32		171.02	0.01159	3.72	451.18	106.55	0.58
Puente Coatán	479.5*	Q=1680m3/s	1680	164.26	169.75		170.49	0.011848	3.82	439.92	101.48	0.59
Puente Coatán	434.25*	Q=1680m3/s	1680	163.65	169.13		169.93	0.012562	3.97	423.62	96.19	0.6
Puente Coatán	389	Q=1680m3/s	1680	163.05	168.4		169.31	0.01452	4.24	396.24	90.37	0.65
Puente Coatán	346.*	Q=1680m3/s	1680	162.55	167.8		168.68	0.014162	4.16	404.1	93.33	0.64
Puente Coatán	303.*	Q=1680m3/s	1680	162.05	167.23		168.07	0.013675	4.06	413.51	96.38	0.63
Puente Coatán	260.*	Q=1680m3/s	1680	161.56	166.69		167.49	0.012965	3.95	425.76	99.62	0.61
Puente Coatán	217.*	Q=1680m3/s	1680	161.06	166.2		166.93	0.011953	3.8	442.5	103.15	0.59
Puente Coatán	174	Q=1680m3/s	1680	160.56	165.77		166.43	0.010602	3.61	465.93	107.15	0.55
Puente Coatán	130.502*	Q=1680m3/s	1680	160.11	165.26		165.95	0.011439	3.68	457.04	108.63	0.57
Puente Coatán	87.005*	Q=1680m3/s	1680	159.66	164.72		165.43	0.012154	3.73	450.23	109.78	0.59
Puente Coatán	43.5075*	Q=1680m3/s	1680	159.22	164.17		164.89	0.012585	3.76	447.09	110.81	0.6
Puente Coatán	0.01	Q=1680m3/s	1680	158.77	163.63	162.36	164.35	0.012502	3.73	449.92	111.86	0.59

Estudio de la socavación en las pilas de un puente y medidas de protección.  
Caso del Puente Coatán, Chiapas

Gasto 2450 m<sup>3</sup>/s (Periodo de retorno 100 años), Cauce natural.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Puente Coatán	1159	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	173.28	179.11	177.4	179.75	0.01063	3.56	687.28	162.63	0.55
Puente Coatán	1117.6*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	172.8	178.63		179.3	0.011303	3.62	676.2	163.89	0.57
Puente Coatán	1076.2*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	172.31	178.13		178.82	0.011906	3.67	667.18	164.96	0.58
Puente Coatán	1034.8*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	171.83	177.62		178.31	0.012296	3.7	662.35	165.99	0.59
Puente Coatán	993.4*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	171.34	177.11		177.8	0.012331	3.69	663.72	167.06	0.59
Puente Coatán	952	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	170.86	176.63		177.3	0.011813	3.63	674.93	168.35	0.58
Puente Coatán	911.8*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	170.26	176.12		176.82	0.011893	3.7	662.8	161.83	0.58
Puente Coatán	871.6*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	169.66	175.62		176.34	0.011862	3.75	652.66	155.42	0.58
Puente Coatán	831.4*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	169.07	175.12		175.86	0.01183	3.81	642.69	149.15	0.59
Puente Coatán	791.2*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	168.47	174.63		175.39	0.011633	3.85	635.66	143.05	0.58
Puente Coatán	751	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	167.87	174.16		174.93	0.011279	3.88	631.47	137.09	0.58
Puente Coatán	705.75*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	167.27	173.63		174.42	0.011185	3.93	623.51	132.05	0.58
Puente Coatán	660.5*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	166.66	173.1		173.91	0.011151	3.99	614.39	127.02	0.58
Puente Coatán	615.25*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	166.06	172.65		173.42	0.009774	3.89	629.7	122.41	0.55
Puente Coatán	570.*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	165.46	172.1		172.95	0.010816	4.08	601.01	117.37	0.58
Puente Coatán	524.75*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	164.86	171.57		172.45	0.010978	4.16	588.35	112.37	0.58
Puente Coatán	479.5*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	164.26	171.01		171.94	0.01142	4.29	571.22	107.26	0.59
Puente Coatán	434.25*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	163.65	170.37		171.4	0.012423	4.48	546.28	101.87	0.62
Puente Coatán	389	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	163.05	169.56		170.76	0.014953	4.85	504.76	95.71	0.67
Puente Coatán	346.*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	162.55	168.96		170.11	0.014525	4.75	515.63	99	0.66
Puente Coatán	303.*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	162.05	168.39		169.48	0.013979	4.64	528.49	102.44	0.65
Puente Coatán	260.*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	161.56	167.85		168.88	0.013252	4.5	544.51	106.1	0.63
Puente Coatán	217.*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	161.06	167.35		168.31	0.012287	4.33	565.32	110.09	0.61
Puente Coatán	174	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	160.56	166.91		167.78	0.011068	4.13	592.85	114.57	0.58
Puente Coatán	130.502*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	160.11	166.38		167.28	0.011772	4.2	583.03	115.6	0.6
Puente Coatán	87.005*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	159.66	165.83		166.76	0.012346	4.25	575.91	116.46	0.61
Puente Coatán	43.5075*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	159.22	165.28		166.21	0.012643	4.27	573.33	117.29	0.62
Puente Coatán	0.01	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	158.77	164.74	163.24	165.66	0.012504	4.24	577.35	118.22	0.61

Gasto 2450 m<sup>3</sup>/s (Periodo de retorno 100 años), con el Puente Coatán.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Puente Coatán	1159	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	173.28	179.12	177.42	179.76	0.010564	3.56	688.67	162.69	0.55
Puente Coatán	1117.6*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	172.8	178.65		179.31	0.01117	3.61	678.78	163.99	0.57
Puente Coatán	1076.2*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	172.31	178.16		178.83	0.01165	3.65	671.85	165.15	0.58
Puente Coatán	1034.8*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	171.83	177.67		178.35	0.011795	3.65	671.24	166.33	0.58
Puente Coatán	993.4*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	171.34	177.2		177.86	0.011508	3.61	678.64	167.67	0.57
Puente Coatán	952	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	170.86	176.77		177.4	0.010557	3.5	699.18	169.42	0.55
Puente Coatán	911.8*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	170.26	176.36		176.98	0.009966	3.49	701.53	163.41	0.54
Puente Coatán	871.6*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	169.66	175.99		176.59	0.009136	3.45	710.06	157.69	0.52
Puente Coatán	831.4*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	169.07	175.65		176.24	0.008211	3.39	723.32	152.25	0.5
Puente Coatán	791.2*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	168.47	175.37		175.92	0.007169	3.3	742.66	146.7	0.47
Puente Coatán	751	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	167.87	175.12		175.65	0.006181	3.2	766.09	140.92	0.44
Puente Coatán	705.75*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	167.27	174.89		175.38	0.005302	3.09	794.16	137.35	0.41
Puente Coatán	660.5*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	166.66	174.69		175.14	0.004563	2.97	823.82	134.38	0.38
Puente Coatán	615.25*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	166.06	174.54	170.79	174.94	0.003692	2.81	870.94	131.68	0.35
Puente Coatán	577	Bridge										
Puente Coatán	570.*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	165.46	172.1		172.95	0.010816	4.08	601.01	117.37	0.58
Puente Coatán	524.75*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	164.86	171.57		172.45	0.010978	4.16	588.35	112.37	0.58
Puente Coatán	479.5*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	164.26	171.01		171.94	0.01142	4.29	571.22	107.26	0.59
Puente Coatán	434.25*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	163.65	170.37		171.4	0.012423	4.48	546.28	101.87	0.62
Puente Coatán	389	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	163.05	169.56		170.76	0.014953	4.85	504.76	95.71	0.67
Puente Coatán	346.*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	162.55	168.96		170.11	0.014525	4.75	515.63	99	0.66
Puente Coatán	303.*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	162.05	168.39		169.48	0.013979	4.64	528.49	102.44	0.65
Puente Coatán	260.*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	161.56	167.85		168.88	0.013252	4.5	544.51	106.1	0.63
Puente Coatán	217.*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	161.06	167.35		168.31	0.012287	4.33	565.32	110.09	0.61
Puente Coatán	174	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	160.56	166.91		167.78	0.011068	4.13	592.85	114.57	0.58
Puente Coatán	130.502*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	160.11	166.38		167.28	0.011772	4.2	583.03	115.6	0.6
Puente Coatán	87.005*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	159.66	165.83		166.76	0.012346	4.25	575.91	116.46	0.61
Puente Coatán	43.5075*	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	159.22	165.28		166.21	0.012643	4.27	573.33	117.29	0.62
Puente Coatán	0.01	Q=2450m <sup>3</sup> /s	2450	158.77	164.74	163.23	165.66	0.012504	4.24	577.35	118.22	0.61

## APÉNDICE D

### D.1 Socavación local Método Laursen-Toch

Para el puente Coatán el flujo del agua es paralelo al eje, por lo tanto, se aplica la Ecuación 2.1

Datos:

Tirante (h)= para las diferentes avenidas

Ancho de la pila (b) = 1.5 m

Forma de la pila = semicircular = 0.9 (Figura 2.3)

Valor de  $K_1$  (Figura 2.2)

La socavación local en las pilas mediante el método de Laursen-Toch

Avenida	Q(m <sup>3</sup> /s)	h(m)	h/b	$K_1$	$S_{LT}$
TR5	460	2.19	1.46	1.69	2.28
TR17	1250	3.70	2.47	2.00	2.70
TR30	1680	4.55	3.03	2.11	2.85
TR100	2450	6.61	4.41	2.36	3.19
TR500	3479	8.54	5.69	2.40	3.24

### D.2 Socavación local Método Melville y Sutherland

Datos:

Diámetro de la pila (D): 1.5 m

Socavación local máxima, aplica para cualquier avenida que se registre en el río Coatán:

$$S_{MS_1} = 2.4D$$

$$S_{MS_1} = 2.4(1.5) = 3.6m$$

De la Figura 3.8 se obtienen los siguientes valores:  $D_{50} = 60 \text{ mm } (0.060m)$ ;  $D_{84} = 600 \text{ mm } (0.60m)$ .

Sustituyendo en la Ecuación 2.8:

$$\sigma_s = \frac{D_{84}}{D_{50}} = \frac{600}{60} = 10$$

Sustituyendo en la Ecuación 2.7 y considerando que el valor de  $m=1.28$  (Tabla 2.1).

$$D_{\text{máximo}} = \sigma_g^m D_{50} = (10^{1.28})60 = 1143.28 \text{mm}$$

De acuerdo al diagrama de la Figura 2.6 se obtiene el valor de  $D_{50a}$ .

$$D_{50a} = \frac{D_{\text{máx}}}{1.8} = \frac{1143.28}{1.8} = 635.15 \text{mm}$$

Con los valores  $D_{50}$  y  $D_{50a}$  se obtiene los valores de  $V_c$  y  $V_{ca}$  de acuerdo a la Figura 2.7.

$$D_{50} = 60 \text{ mm} \quad V_c = 0.24 \text{ m/s}$$

$$D_{50a} = 635.15 \text{ mm} \quad V_{ca} = 0.80 \text{ m/s}$$

Calcular  $V_c$  y  $V_{ca}$  con la Ecuación 2.5 y Ecuación 2.6. Sustituyendo se tiene que:

Q (m <sup>3</sup> /s)	h(m)	V <sub>c</sub> (m/s)	V <sub>ca</sub> (m/s)
460	2.19	3.18	2.21
1250	3.70	3.50	2.60
1680	4.55	3.62	2.76
2450	6.61	3.84	3.04
3479	8.54	4.00	3.23

Calcular el valor de  $V_a$ ; y revisar si  $V_a \geq V_c$

Q (m <sup>3</sup> /s)	h(m)	V <sub>a</sub>	V <sub>c</sub>	V <sub>a</sub> >V <sub>c</sub>
460	2.19	1.77	3.18	NO ACORAZA
1250	3.70	2.08	3.50	NO ACORAZA
1680	4.55	2.21	3.62	NO ACORAZA
2450	6.61	2.43	3.84	NO ACORAZA
3479	8.54	2.58	4.00	NO ACORAZA

Cálculo de la expresión, Figura 2.5.

Q (m <sup>3</sup> /s)	h(m)	V(m/s)	V <sub>a</sub> (m/s)	V <sub>c</sub> (m/s)	V-(V <sub>a</sub> -V <sub>c</sub> )/V <sub>c</sub>
460	2.19	2.14	1.77	3.18	1.12
1250	3.70	2.97	2.08	3.50	1.254
1680	4.55	3.10	2.21	3.62	1.257
2450	6.61	2.81	2.43	3.84	1.10

3479	8.54	3.09	2.58	4.00	1.13
------	------	------	------	------	------

La expresión en todos los casos es mayor que 1, por lo tanto, la socavación se lleva a cabo en lecho móvil y el valor de  $K_i$  para todos los casos es 2.4.

Como  $\sigma_g > 1.3$  se usa  $D_{50a}$  para determinar  $K_D$  y como la relación  $D/D_{50a} < 25$  se aplica la Ecuación 2.10; y considerando que para todos los casos el valor es el mismo  $K_D = 1.00$

Para estimar  $K_h$  se obtiene la relación  $h/b$  y se aplican la Ecuación 2.11 o la Ecuación 2.12.

Q (m <sup>3</sup> /s)	h (m)	h/D	Ecuación	$K_h$
460	2.19	1.46	3.12	0.86
1250	3.70	2.47	3.12	0.98
1680	4.55	3.03	3.11	1
2450	6.61	4.41	3.11	1
3479	8.54	5.69	3.11	1

El valor para los siguientes coeficientes aplica para cualquier condición de flujo, ya que estos dependen de la geometría y forma de la pila.

Valor  $K_\phi = 1$ ; Figura 2.4

Valor  $K_f = 1$ ; Tabla 2.2

Valor  $K_\sigma = 1$ .

El valor de la profundidad de socavación local de acuerdo a Melville y Sutherland es:

Q (m <sup>3</sup> /s)	$K_i$	$K_h$	$K_D$	$K_\sigma$	$K_f$	$K_\phi$	$S_{ms2}$
460	2.40	0.86	1.00	1.00	1	1	3.08
1250	2.40	0.98	1.00	1.00	1	1	3.52
1680	2.40	1.00	1.00	1.00	1	1	3.59
2450	2.40	1.00	1.00	1.00	1	1	3.59
3479	2.40	1.00	1.00	1.00	1	1	3.60

### D.3 Socavación local ecuación HEC 18

Datos:

Ancho de pila (b): 1.5 m

Tirante (h): para las diferentes avenidas

Velocidad (V): para las diferentes avenidas



A continuación, se describen los valores para cada factor:

$K_2$  se obtiene a partir de Figura 2.8 y Tabla 2.3 las pilas son circulares, adicionalmente este método considera grupo de pilas cilíndricas y de acuerdo a las referencias el valor para ambos casos es de 1.

$K_\phi$  de la Tabla 2.4 el ángulo de ataque es de  $0^\circ$ , por lo tanto, el valor es de 1

$K_3$  los valores que puede adoptar se muestran en la Tabla 2.5 y se usa la recomendación de 1.1 correspondiente a cauce plano.

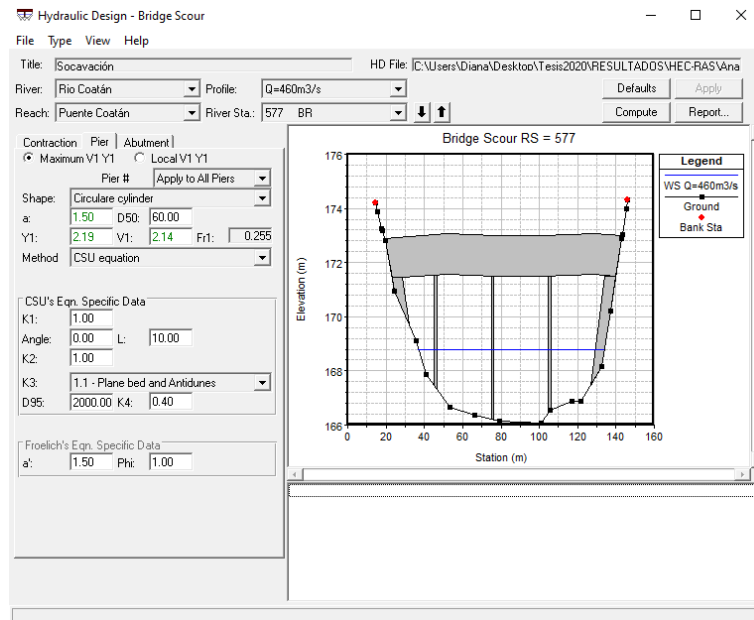
$K_4$  se adopta el valor mínimo de 0.4

Se obtiene el número de Froude y la Ecuación 2.13. En la siguiente tabla se muestran los datos y el valor de socavación local para cada avenida.

Avenida	Q(m <sup>3</sup> /s)	h(m)	V(m/s)	Fr	S <sub>csu</sub>
TR5	460	2.19	2.14	0.46	1.08
TR17	1250	3.70	2.97	0.49	1.34
TR30	1680	4.55	3.10	0.46	1.40
TR100	2450	6.61	2.81	0.35	1.41
TR500	3479	8.54	3.09	0.34	1.52

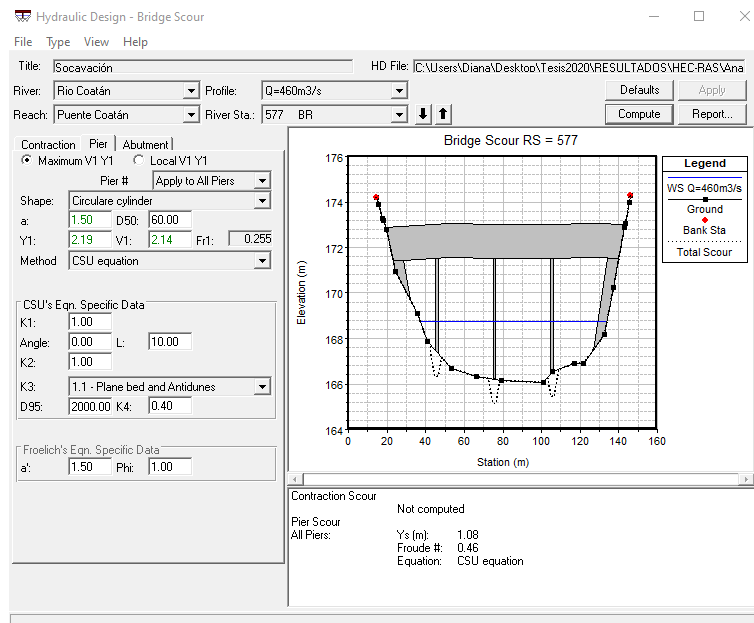
#### D.4 Socavación local en HEC-RAS

Para calcular la socavación en HEC-RAS se abre la ventana de “Hydraulic Design Function”. En ella se muestra automáticamente la sección transversal que incluye el puente; del lado izquierdo se observan las variables para determinar la socavación por contracción, pilas y estribos.



El usuario debe agregar las variables para estimar la socavación local, de acuerdo a la metodología de su elección. Para este caso se aplicó a cada avenida ambas ecuaciones (CSU y Froehlich).

Al calcular mediante el botón “Compute” se obtiene gráficamente la socavación local y en la parte inferior se puede observar el valor de la profundidad de socavación. En la siguiente figura se muestra el cálculo para el gasto de 460 m<sup>3</sup>/s.



Resultados son los siguientes:

Q (m <sup>3</sup> /s)	Ecuación CSU	Ecuación Froehlich
460	1.08	2.15
1250	1.22	2.34
1680	1.40	2.41
2450	1.41	2.52
3479	1.52	2.64

#### D.5 Socavación local Método propuesto por Maza - Sánchez

Mediante la Ecuación 2.18 se determina el valor de  $F_r^2$  para las avenidas en estudio. En la siguiente tabla se observa que el valor de  $F_r^2$  es mayor a 0.06. De igual forma, se calcula la relación de  $h/b_1$ . Con estos datos es posible obtener el valor de  $S_T/b_1$  en los gráficos presentados del método de Maza-Sánchez. Se determina la socavación media desde el fondo del cauce con la Ecuación 2.20. En tabla se muestra el resumen de los datos obtenidos.

Avenida	Q (m <sup>3</sup> /s)	h(m)	V(m/s)	Fr <sup>2</sup>	h/b	St/b	St(m)	S <sub>o</sub> (m)
TR5	460	2.19	2.14	0.21	1.46	3.10	4.65	2.46
TR17	1250	3.70	2.97	0.24	2.47	4.35	6.53	2.83
TR30	1680	4.55	3.10	0.22	3.3	5.00	7.50	2.95
TR100	2450	6.61	2.81	0.12	4.41	6.60	9.90	3.29
TR500	3479	8.54	3.09	0.11	5.69	8.20	12.30	3.76

Se determina la socavación usando el ajuste numérico propuesto, a partir de las variables calculadas. El polinomio a emplear es el propuesto en la Ecuación 2.22 para pilas circulares. Los resultados se muestran en la siguiente tabla

Avenida	Q (m <sup>3</sup> /s)	h(m)	V(m/s)	Fr <sup>2</sup>	h/b	Z	So (m)
TR5	460	2.19	2.14	0.21	1.46	3.04	2.38
TR17	1250	3.70	2.97	0.24	2.47	4.37	2.86
TR30	1680	4.55	3.1	0.22	3.03	5.04	3.01
TR100	2450	6.61	2.81	0.12	4.41	6.63	3.34
TR500	3479	8.54	3.09	0.11	5.69	8.16	3.70

Al comparar los resultados en ambos casos, se tiene una diferencia de centímetros siendo el más considerable de 8.43 cm para la avenida con periodo de retorno de 5 años.

Avenida	Q (m <sup>3</sup> /s)	h(m)	V(m/s)	Maza	Ajuste	Dif (cm)
TR5	460	2.19	2.14	2.46	2.38	8.43
TR17	1250	3.70	2.97	2.83	2.86	4.50
TR30	1680	4.55	3.10	2.95	3.01	5.73
TR100	2450	6.61	2.81	3.29	3.34	4.73
TR500	3479	8.54	3.09	3.76	3.70	6.00

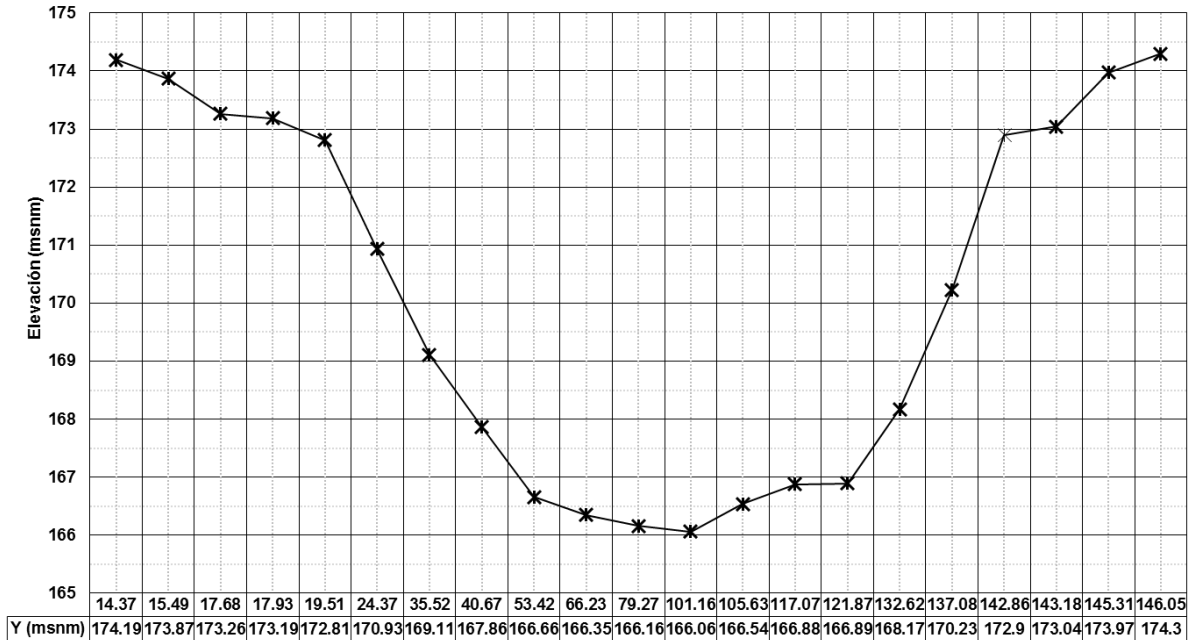
De acuerdo al punto 2.5, a continuación se presenta los datos y consideraciones para determinar la socavación general que debe ser incluida en los resultados anteriores.

### **Socavación General**

El cálculo se realiza por medio del método propuesto por Lischtvan-Lebediev, el cual se encuentra detallado en J. A. Maza A., *Socavación en cauces naturales* (1968), en este trabajo solo se muestra la aplicación de este:

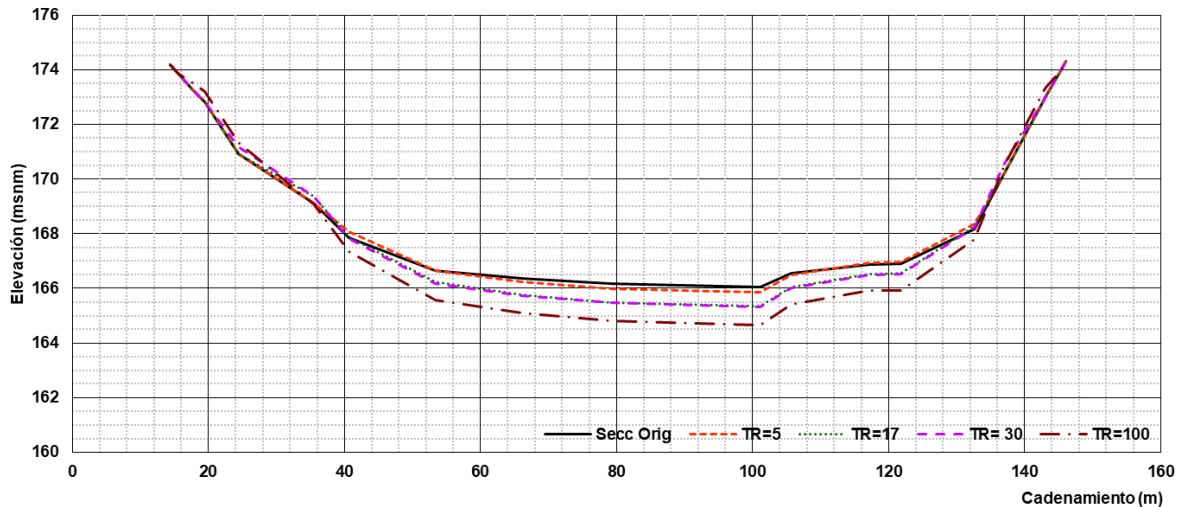
Para obtener la socavación general, se clasifica el tipo de cauce que se presenta en el tramo de estudio del río Coatán: Cauce definido, material del fondo no cohesivo y distribución de estratos es homogénea.

El método consiste en obtener la condición de equilibrio donde el valor de la velocidad de la corriente ( $V_r$ ), es igual a la velocidad que se necesita para que el fondo se degrade ( $V_e$ ), a partir de la sección del cruce del puente, la cual se muestra a continuación.



Se analizan los puntos mostrados, con la finalidad de obtener los valores correspondientes a cada velocidad, y se lleva a cabo un proceso de iteración hasta obtener el valor de  $V_r = V_e$ .

Se calcula la socavación general para las cuatro avenidas de estudio, usando como datos las características obtenidas en la modelación HEC-RAS. En la siguiente figura se muestra la sección original del cauce y las secciones adicionales son el fondo socavado para cada caso. Se determina un promedio de tirante socavado para cada avenida:



La avenida de 100 años representa la máxima socavación general que se puede presentar, ya que el cruce del puente se encuentra completamente obstruido por el agua, por lo que, para avenidas mayores se considera dicho dato.

<b>Avenida</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Tirante promedio de socavación (m)</b>
TR5	460	0.13
TR17	1250	0.51
TR30	1680	0.55
TR100	2450	0.91
TR500	3479	0.91

El resultado final de la socavación aplicando el método de Maza y el ajuste numérico es el siguiente:

<b>Avenida</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Maza</b>	<b>Ajuste</b>
TR5	460	2.59	2.51
TR17	1250	3.34	3.37
TR30	1680	3.50	3.56
TR100	2450	4.20	4.25
TR500	3479	4.67	4.61

## BIBLIOGRAFÍA

- Ref 1. García López Manuel (1993), *Estudios Básicos de la Infraestructura de Puentes*, Segundo Encuentro Nacional de Ingenieros de Suelo y Estructuras, Santafé de Bogotá.
- Ref 2. Gómez Soberón Consuelo y Espinoza Figueroa Darío, *Vulnerabilidad de puentes ante avenidas*, Secretaría de Desarrollo Metropolitano, Gobierno del Estado de México.
- Ref 3. Espinoza Figueroa Darío, Gómez Soberón Consuelo, Carrillo Sosa Juan Javier (2010), *Vulnerabilidad por socavación de puentes carreteros ante avenidas*, Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Ref 4. J. A. Maza A., *Socavación en Cauces Naturales*, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Ref 5. Jones J. Sterling (1983), *Comparison of Prediction Equations for Bridge Pier and Abutment Scour*.
- Ref 6. Les Hamill (1999), *Bridge Hydraulics* (Edición del 2004), USA.
- Ref 7. López Lopez Marco Rodrigo, Pedrozo Acuña Adrián y Breña Naranjo José Agustín (2014), *Estudio de socavación al pie de las pilas del Puente Nuevo Tonalá*, XXIII Congreso Nacional de Hidráulica, Puerto Vallarta, Jalisco, México.
- Ref 8. Manterola Javier (1984), *Evolución de los puentes en la Historia Reciente*, Informes de la Construcción, Vol. 36 n° 356-360.
- Ref 9. Maza Alvarez José Antonio y Sánchez Bribiesca José Luis (1964), *Contribución al estudio de la socavación local en pilas de puente*, Instituto de Ingeniería 84, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Ref 10. Maza Álvarez José Antonio, García Flores Manuel, *Transporte de sedimentos. Capítulo 10 Manual de Ingeniería de Río*.
- Ref 11. Melville Bruce W., Parola Arthur C and Coleman Stephen E. (2008), *Bridge-Scour Prevention and Countermeasures. Chapter 11*, American Society of Civil Engineers (ASCE).
- Ref 12. Melville B. W. and Sutherland A. J. (1988), *Design Method for Local Scour at Bridge Piers*, ASCE.
- Ref 13. Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2003), *Manual de diseño de puentes*, Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, Dirección de normatividad vial, Lima, Perú.
- Ref 14. Murcia Hugo Fernando y Macías José Luis (2008, Sep 05), *Registro geológico de inundaciones recurrentes e inundaciones de 4 de octubre de 2005 en la ciudad de Tapachula, Chiapas, México*, México, Revista Mexicana de Ciencias Geológicas v 26 núm.
- Ref 15. Richardson J.R. and Richardson E.V., *Bridge Scour Evaluation. Chapter 10* (2008), American Society of Civil Engineers (ASCE)
- Ref 16. Rivera Vargas, Echavarría Luna Alonso y Pacheco Martínez Miguel Ángel, *Daños Observados en puentes durante el paso del Huracán Stan*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Ref 17. S/A, *Anexo de la guía para la atención de emergencias en carreteras y puentes* (2014), Secretaria de Comunicaciones y Transportes.

- Ref 18. S/A (1996), *Manual de Ingeniería de Ríos, Erosión en Ríos Capítulo 13* (1ª. Reimpresión), México, Comisión Nacional del Agua e Instituto de Ingeniería.
- Ref 19. US Army Corps of Engineers (2016), *HEC-RAS River Analysis System. Hydraulic Reference Manual* (5ª Edición), California, Institute for Water Resources and Hydrologic Engineering Center.
- Ref 20. US. Department of Transportation Federal Highway Administration (2009), *Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures: Experience, Selection, and Design Guidance* (3ª Edición), Hydraulic Engineering Circular No. 13.
- Ref 21. US Department of Transportation Federal Highway Administration (2012), *Evaluating Scour at Bridges* (5ª Edición), Hydraulic Engineering Circular No. 18.
- Ref 22. US. Department of Transportation Federal Highway Administration (1990), *Highways in the River Environment* (HIRE).