



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

Tesis:

VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL ANTE SOCAVACIÓN DEL PUENTE
MEDELLÍN

Presenta:

Guerrero Hernández Fernando

Para obtener el Título de:

Ingeniero Civil

Asesor:

M. en I. Luis Núñez Quiroz

CDMX
Agosto, 2016



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	iv
CAPÍTULO 1 PUENTES QUE HAN FALLADO POR SOCAVACIÓN	6
1.1 PUENTE COYUCA DE BENÍTEZ	6
1.2 PUENTE BANADIA	6
1.3 PUENTE TONALÁ I	7
1.4 PUENTE FERROVIARIO DEL RÍO WAIPAOA	8
1.5 PUENTE ORETI	8
CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES EN EL ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN	10
2.1 SOCAVACIÓN	10
2.2 SOCAVACIÓN GENERAL	10
2.3 SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN	10
2.4 SOCAVACIÓN LOCAL	10
2.5 TRABAJOS REALIZADOS EN EL ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN	10
2.5.1 Método Laursen-Toch	11
2.5.2 Ensayos de Chabert y Engeldinger	12
2.5.3 Método Larras	13
2.5.4 Método de Carstens	15
2.5.5 Método de Maza y Sánchez	19
2.5.6 Método de Yaroslavtziev	20
2.5.7 Ensayos de Nicollet	21
CAPÍTULO 3 METODOLOGÍA APLICADA	25
3.1 CÁLCULO DE GASTO	25
3.2 CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN	26
3.2.1 Socavación General	26
3.2.2 Socavación Local	27
3.3 GRANULOMETRÍA	31
3.3.1 Diámetro de partícula	31
3.3.2 Módulo de rigidez al cortante	31
3.4 EMPUJE HIDRODINÁMICO	32
3.5 FORMAS DE MODELACIÓN	33
3.5.1 Modelo de Resorte Equivalente	33

CAPÍTULO 4 CASO ESTUDIADO PUENTE MEDELLÍN	35
4.1 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE MEDELLÍN	35
4.2 PRECIPITACIÓN MÁXIMA DE DISEÑO	41
4.3 GASTO MÁXIMO DE DISEÑO	43
4.4 CÁLCULO DEL GASTO SÓLIDO	43
4.5 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN	46
4.5.1 Socavación General	46
4.5.2 Socavación Local	47
4.6 MODELADO DEL PUENTE MEDELLÍN	49
4.7 CÁLCULO DE RIGIDECES	51
4.7.1 Rigidez Equivalente	52
4.8 CÁLCULO DE EMPUJES HIDRODINÁMICOS	54
CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DE RESULTADOS	55
5.1 PARÁMETROS ANALIZADOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD	56
5.1.1 Revisión de Resistencia a Esfuerzo a Tensión del Material	56
5.1.2 Revisión de Distorsiones	57
5.1.3 Revisión de Esfuerzo a Flexocompresión	58
5.2 FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD	61
CONCLUSIONES	63
REFERENCIAS	64

INTRODUCCIÓN

Los puentes son estructuras fundamentales para el desarrollo de un país, son parte importante del sistema de infraestructura de comunicación y transporte, por lo tanto es importante que se asegure su funcionamiento ante los factores que pueden causarles daños o provocar su falla estructural.

Uno de estos factores es el efecto de la socavación producida por el flujo del agua cuando actúa sobre la subestructura que soporta el puente. En muchos casos es el efecto de esta socavación lo que ha provocado la falla de los puentes. Según un estudio realizado por Smith (1976), la socavación es la principal causa de falla en los puentes, ver figura 1.

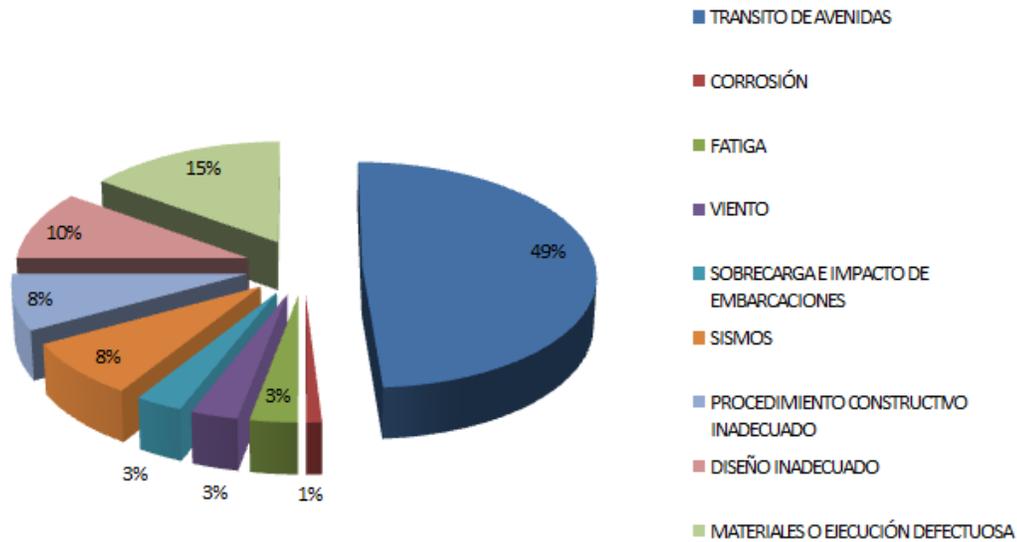


Figura 1 Estadística de fallas en puentes (Smith, 1976)

Debido a que en nuestro país se han presentado, especialmente en época de lluvias, el incremento de avenidas que han ocasionado el colapso de puentes, es importante investigar el daño producido por la socavación.

El estudio de la socavación es un tema complejo porque depende de varios factores como: la velocidad y el volumen de agua, las características del suelo, la forma de los cimientos. Otro problema es que la investigación sobre el tema ha sido escasa y no existe ningún criterio para evaluar el nivel de daño estructural producto de la socavación.

El objetivo de esta tesis radica en aplicar la metodología propuesta por Ramón (2015) para evaluar la vulnerabilidad estructural que causa la socavación sobre la estructura de un puente carretero.

Metodología

Para lograr el objetivo se requiere conocer los parámetros que permitirán determinar la vulnerabilidad. Por ello es necesario lograr lo siguiente:

- a) Obtener el gasto del puente en estudio
- b) Determinar la profundidad de socavación para varios periodos de retorno
- c) Calcular el empuje hidrodinámico del flujo del agua
- d) Realizar un modelo numérico del puente Medellín que describa el comportamiento de la estructura ante la socavación.
- e) Analizar los datos obtenidos para construir la función de daño de la estructura.

Para lograrlo el trabajo se ha dividido en los siguientes capítulos:

En el Capítulo 1 se describen algunos puentes que han fallado debido a la socavación. En el Capítulo 2 se describen las investigaciones que se han realizado para evaluar el efecto de la socavación. La metodología aplicada y las ecuaciones empleadas se describen en el Capítulo 3. En el Capítulo 4 se aplicará la metodología descrita en el capítulo 3 para el caso del puente “Medellín”. Finalmente en el Capítulo 5 se analizarán los resultados y se presentará la función de vulnerabilidad obtenida para el puente estudiado.

CAPÍTULO 1

PUENTES QUE HAN FALLADO POR SOCAVACIÓN

En el país y en el mundo ha ocurrido el colapso de puentes a causa de la socavación bajo sus cimientos. La socavación en el lecho del río también puede dañar al puente al destruir los terraplenes de acceso, de modo que aunque el puente no sufra daños, queda inutilizado para cumplir su función.

A continuación se presentan algunos casos de fallas en puentes a causa de la socavación.

1.1 PUENTE COYUCA DE BENÍTEZ

El puente de Coyuca de Benítez se ubicaba en el municipio del mismo nombre en el estado de Guerrero. Este puente que conectaba a la Costa Grande con Acapulco colapso el 16 de septiembre de 2013 a causa de lluvias e inundaciones causadas por el huracán “Manuel”. En la figura 1.1 puede observarse que el incremento en el gasto del río provocó la socavación del apoyo del centro, lo cual resultó en el colapso de la superestructura del puente.



Figura 1.1 Colapso de la superestructura del puente “Coyuca de Benítez” al presentarse socavación bajo sus apoyos. Fuente: www.eluniversal.com.mx

1.2 PUENTE BANADIA

Puente Banadia en Auraca, Colombia, tenía una longitud de 72m. Este puente pasaba por un sector de meandros en el río Banadia y colapsó por socavación producida por las crecientes de los años 2004 y 2006. Durante la creciente del 26 de junio de 2004 el puente sufrió su colapso estructural por socavación del apoyo intermedio. Como puede observarse en la figura 1.2, las pilas que sostenían al puente sufrieron un desplazamiento considerable. Posteriormente la creciente del 21 de junio de 2006 arrasó completamente con el terraplén de acceso por la margen izquierda y causó la destrucción total del puente como se observa en la figura 1.3.



Figura 1.2 Desplazamiento de pilas en el puente Banadia en Colombia



Figura 1.3 Puente Banadia Colapso total. Revista Ingeniería de Construcción Vol. 28 N°1, Abril de 2013 www.ricuc.cl PAG. 37 – 62

1.3 PUENTE TONALÁ I

Este puente comunicaba a Veracruz y Tabasco en el tramo entre Coatzacoalcos y Cárdenas. El puente medía 252 metros y 9.5 metros de ancho; constaba de siete tramos de losa de concreto reforzado, apoyada sobre cuatro traveses preesforzados de 36 metros de longitud cada uno. Los apoyos estaban integrados por dos caballetes extremos y seis pilas intermedias de concreto reforzado, cimentados en pilotes metálicos de 0.61 metros de diámetro.

El 17 de Julio de 2009 colapsaron tres de siete apoyos y un cuarto quedó inclinado y a punto de derrumbarse. El colapso fue producido por la socavación de 11 metros debajo de dos pilas en la zona más profunda del río.



Figura 1.4 Puente Tonalá, colapso total por socavación de 11m bajo sus apoyos durante el huracán Stan
<http://www.informador.com.mx/mexico/2009>

1.4 PUENTE FERROVIARIO DEL RÍO WAIPAOA

Ubicado en el río Waipaoa en Nueva Zelanda. Presentó una falla el 8 de marzo de 1988. El estribo y sus 3 pilas adyacentes fueron afectadas por una combinación de socavación local y general.

El puente construido alrededor de 1938 como un puente ferroviario de 220m de longitud de 15 claros sobre pilas de concreto. Como consecuencia de inundaciones en 1948 y 1950 el puente fue elevado de 0.6m a 0.7m y su longitud fue aumentada a 330m en la parte sur del puente.

En 1988 la inundación rompió en dique en el sur del puente y rebasó el estribo a margen derecha del puente. El estribo subsecuentemente sufrió socavación local al actuar como una pila. La estructura se inclinó en dirección aguas arriba debido a la socavación debajo de las pilas.

1.5 PUENTE ORETI

Ubicado sobre el río Oreti en la carretera 99 en Nueva Zelanda fue construido en 1955 a base de vigas y losa con una cubierta de concreto reforzado y se desplanta sobre pilas muro. La estructura mide 244m de largo con 20 claros de 12.2m. Ocho de estos claros se encuentran sobre el cauce principal. El puente esta soportado por pilotes cuadrados de 0.4m, hincados a una profundidad máxima de 7.62m. Las pilas fueron diseñadas para ser soportados por 2 rondas de 6 pilotes.

La estructura ha sufrido de degradación continua durante su vida útil, con inundaciones importantes reportadas en 1980, 1984, 1987 y 1994. Los cimientos del puente han sido socavados continuamente, con una profundidad reportada de 1 m a 5 m dentro del cauce principal como se observa en la figura 1.5, amenazando la estabilidad de la cimentación.

Puentes que han Fallado por Socavación



Figura 1.5 Puente Oreti en Nueva Zelanda. Socavación en las pilas sobre el cauce. (Melville y Coleman, 2000)

CAPÍTULO 2

ANTECEDENTES EN EL ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN

2.1 SOCAVACIÓN

La socavación se refiere al descenso del lecho del río a causa de la erosión provocada por el agua. La socavación es afectada por el equilibrio entre el material arrastrado por la corriente y el depositado. Cuando la velocidad del cauce supera el equilibrio entre estas dos condiciones se produce la erosión del fondo del cauce. Esta socavación tiene la tendencia a descubrir los apoyos de un puente que se encuentran sobre el río. A la disminución del nivel natural del río se le llama profundidad de socavación.

Los tipos de socavación que ocurren en el cruce de un puente se conocen típicamente como socavación general, socavación por contracción y socavación local. Estas socavaciones pueden ocurrir simultáneamente. (Melville y Coleman, 2000)

2.2 SOCAVACIÓN GENERAL

Esta ocurre independientemente de la existencia de un puente sobre el cauce del río y puede ocurrir a corto y largo plazo. La socavación a corto plazo se desarrolla durante avenidas individuales o la sucesión de avenidas en un periodo corto. La socavación a largo plazo normalmente ocurre a intervalos de varios años y se caracteriza por la degradación progresiva del fondo y los bancos del río. La erosión lateral del río puede provocar daño en los terraplenes de acceso del puente. La socavación general a largo plazo puede no ser relevante durante el periodo de diseño del puente si su desarrollo es relativamente lento.

2.3 SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN

En contraste con la socavación general, la socavación por contracción y local son atribuibles a la presencia de un puente. El flujo hacia un puente normalmente converge a medida que se aproxima al puente, debido a que los apoyos del puente provocan una contracción en el área de flujo, lo cual ocasiona que el flujo de agua se acelere al pasar por la sección reducida, y se difumine al ensancharse de nuevo el área de flujo. Esta aceleración provoca socavación a lo largo de la sección contraída, a lo que se conoce como socavación por contracción.

2.4 SOCAVACIÓN LOCAL

La socavación local es causada por la interferencia en el flujo que provocan la presencia de pilas y terraplenes en el cauce del río, y se caracteriza por la formación de huecos en la ubicación de pilas y terraplenes. La socavación local es dependiente del tiempo.

2.5 TRABAJOS REALIZADOS EN EL ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN

Debido a la complejidad de los factores que influyen sobre la socavación, la estimación su profundidad es casi imposible de abordar teóricamente, por lo que generalmente se ha recurrido a relaciones

empíricas y a la construcción de modelos, por otro lado, la socavación local, cuyos factores dependen del tiempo, resulta imposible de estudiar si solo se consideran los datos medidos en campo.

El estudio de la socavación ha sido abordado por los siguientes investigadores, cuyas metodologías se describen a continuación.

2.5.1 Método Laursen-Toch

Laursen y Toch (1956), definieron los primeros criterios definidos del estudio de la socavación. Basándose en experimentos que realizaron en el Instituto de Investigación Hidráulica de Iowa y confirmandos en las mediciones realizadas en un puente sobre el río Shunk por P. G. Hubbard definieron un método que permite determinar la profundidad de equilibrio por efecto de la socavación local.

Para Laursen-Toch y su escuela, la socavación local depende fundamentalmente del tirante y ancho de la pila y en segundo término de la forma de esta. Este método no considera la velocidad media del flujo ni el tamaño de las partículas de fondo como parámetro de la socavación.

Los autores de este método reconocen 2 casos.

- 1) Cuando el flujo del agua es paralelo al eje de las pilas
- 2) Cuando existe un ángulo entre la dirección del flujo y el eje de las pilas

Para el primer caso la socavación puede expresarse con la ecuación:

$$S_o = k_1 k_2 b \quad 2.1$$

donde:

S_o = Profundidad de socavación a partir del fondo

k_1 = Coeficiente que depende de la relación tirante entre ancho de pila

k_2 = Coeficiente de forma de la pila

b = ancho de la pila

Para el caso en que el flujo sea oblicuo al eje de las pilas se usa la siguiente expresión:

$$S_o = k_1 k_3 b \quad 2.2$$

k_3 = Coeficiente que depende del ángulo y de la relación a/b

Laursen y Toch (1956) y Laursen (1958) establecen las limitaciones de este método

- 1) Debe existir un aporte de sedimento de fondo. En el caso de existir transporte de sedimentos en suspensión la profundidad de socavación deberá multiplicarse por un coeficiente k_t que expresa la relación entre velocidad de corte y velocidad de caída sobre la socavación local.
- 2) Los ensayos fueron realizados bajo un flujo subcrítico por lo que solo bajo esta condición son válidos los resultados

- 3) El método de Laursen y Toch analiza solo la socavación local, si existiese socavación general deberá añadirse a la local.
- 4) El método es válido para arenas. Debe usarse con reservas en un fondo con sedimentos finos, pero no debe usarse en el caso de sedimentos muy finos.

2.5.2 Ensayos de Chabert y Engeldinger

Con motivo de la reconstrucción del puente de Mahatsara en Madagascar, Chabert y Engeldinger (1956) realizaron una serie de 400 ensayos sobre la socavación alrededor de pilas de puentes. Aparte de las conclusiones de los mismos autores, estos ensayos sirvieron de base a muchos otros autores, como Carstens (1966), Shen, Schneider y Karaki (1969) y Hjorth (1975).

Los experimentos de Chabert y Engeldinger ponen de manifiesto la existencia de ciertas componentes de velocidad. Aguas arriba del obstáculo la velocidad posee un componente descendiente y aguas abajo del obstáculo una componente ascendente. Estas componentes se deben a la curvatura horizontal de las líneas de flujo. Estos ensayos muestran también la presencia de un vórtice helicoidal al pie de la pila. Esta turbulencia permite que los sedimentos que se desplazan por el talud de aguas arriba sean arrastrados hacia aguas abajo donde son depositados.

Los autores relacionan la socavación con la magnitud del esfuerzo cortante. Afirman que por debajo de un cierto valor del esfuerzo cortante τ_0 , no se presenta ningún tipo de socavación. Por encima de este límite el proceso de socavación variará según haya o no aporte de sedimento. El paso de un régimen al otro estaría definido por el valor del esfuerzo cortante crítico τ_C .

Si el esfuerzo cortante se encuentra entre τ_0 y τ_C la profundidad de socavación aumentará en forma continua, tendiendo hacia un valor asintótico correspondiente a la profundidad de equilibrio de socavación, y_{SE} . Dentro de este rango la profundidad de equilibrio de socavación varía en forma aproximadamente lineal con el esfuerzo cortante, y dependerá del valor del diámetro de la pila b , del diámetro del sedimento d y del tirante del agua y_N . Cuando el esfuerzo cortante llega al valor crítico la profundidad de socavación alcanza su máximo.

Para valores superiores del esfuerzo de cortante la socavación evoluciona rápida y continuamente. No existe equilibrio, la profundidad de socavación oscila, bajo la influencia del aporte de sedimentos, alrededor de cierto valor, generalmente inferior al alcanzado con el esfuerzo cortante crítico.

En la búsqueda de una ley de semejanza, Chabert y Engeldinger comienzan por desprestigiar la influencia de la viscosidad.

El paso lógico a seguir fue establecer la similitud de Froude. Es decir que para dos escurrimientos 1 y 2 entre los cuales se verifica la similitud de Froude y en los que todos los elementos mantienen la misma relación geométrica:

$$\mu = \frac{y_{n1}}{y_{n2}} = \frac{d_1}{d_2} = \frac{b_1}{b_2} \quad 2.3$$

Se debería observar socavación máxima para esfuerzos cortantes T_{m1} y T_{m2} tales que

$$T_{m1} = \mu T_{m2}$$

Cuando el peso específico del fluido es invariable.

En los ensayos de Chabert y Engeldinger esto no se cumplía siendo necesaria cierta corrección. Así en vez de emplear el tirante de agua y_n se usa el término $y_n(Q_S/Q)$.

Donde el Q es el caudal total y Q_S es caudal determinante en el efecto de la corriente sobre el lecho del río siendo:

$$\frac{Q_S}{Q} = \frac{BK_W^{3/2}}{2y_nK_S^{3/2} + BK_W^{3/2}} \quad 2.4$$

donde:

K_w = Coeficiente de rugosidad de las paredes del canal de sección rectangular, tiene según Chabert y Engeldinger un valor adimensional de 110.

K_S = Coeficiente de rugosidad de fondo igual a $21/d^{1/6}$ donde d está expresado en metros.

Para pilas circulares encontraron que

$$\frac{y_{se}}{b} = C_1 - C_2 \log b \quad 2.5$$

donde los coeficientes C_1 y C_2 dependen de la granulometría del fondo, y eventualmente del tirante de agua.

En sus conclusiones Chabert y Engeldinger señalan que si se busca únicamente la profundidad máxima de socavación aguas arriba de la pila, los ensayos indican que se produce con una velocidad de flujo que es precisamente la velocidad para la cual se inicia el transporte de sedimentos. Este hecho permite disminuir el número de variables que intervienen en el fenómeno. Dichas variables están ligadas por dos relaciones: La primera caracteriza la pérdida de carga y relaciona la velocidad, la aceleración de la gravedad g , el diámetro medio del sedimento d , el tirante de agua y_n , y la pendiente de la línea de energía S . Esta relación está expresada por la fórmula de Strickler en el trabajo de Chabert y Engeldinger. La segunda relación caracteriza el inicio de arrastre de sedimentos y conecta la velocidad V , el tirante de agua y_n , la densidad del agua ρ , la aceleración de la gravedad g , la pendiente de la línea de energía S el peso específico sumergido del material de fondo γ_s y el diámetro del sedimento d .

El principal inconveniente con Chabert y Engeldinger es que no llegan a establecer una ley general de definición del fenómeno. Asimismo las condiciones de similitud no fueron establecidas claramente.

2.5.3 Método Larras

Larras (1963) considera dos casos de socavación: cuando el lecho del río se encuentra en equilibrio. En el primer caso, el río transporta suficiente sedimento para que el fondo se mantenga en equilibrio, sin que exista una erosión general del lecho. La erosión alrededor de las pilas alcanzaría un máximo para

cierta velocidad y luego disminuiría, puesto que, las corrientes demasiado fuertes tenderían a nivelar el fondo más que a socavarlo.

Según los ensayos realizados por Larras el máximo absoluto de profundidad de socavación sería independiente del tirante de agua y del diámetro de los materiales de fondo en el caso general de alturas de agua superiores a 30 o 40 veces el diámetro del sedimento y de secciones con menos de 10% de contracción. Para ese caso, la profundidad máxima de socavación sería proporcional a la potencia $\frac{3}{4}$ del ancho de la pila en dirección de la corriente, siendo el coeficiente de proporcionalidad función únicamente de la forma de la pila y de su orientación respecto a la corriente.

Así para las pilas circulares Larras encontró, en el sistema técnico métrico:

$$y_{S_{MAX}} = \frac{10}{3} b^{3/4} \quad 2.6$$

Para pilas no circulares, pero alineadas con el flujo, puede utilizarse la misma ecuación multiplicada por un coeficiente K_{L1} que varían entre 0.41 y 1.40 según la forma de la pila.

El autor sostiene que la profundidad de socavación que resulta ser de interés, puesto que es la que proporcionará una idea acerca del riesgo a correr por la estructura, es la profundidad máxima de socavación y no la de equilibrio. Su ecuación podría utilizarse entonces para evaluar la magnitud de las profundidades máximas de socavación durante las crecidas, siempre y cuando el lecho esté en equilibrio y el plano de simetría este en la dirección de la corriente.

La velocidad media V_m que corresponde a la aparición de la profundidad máxima de erosión, dependería esencialmente de la composición granulométrica del material del lecho, siendo menor para los materiales finos y aumentando a medida que aumenta el diámetro medio del sedimento. Así a medida que se incrementa la velocidad aumenta la profundidad de erosión hasta que para una velocidad V_m se presenta la máxima profundidad de socavación. Para velocidades superiores de V_m la profundidad de socavación varía en forma pseudo-periódica, oscilando alrededor de una cierta profundidad media que correspondería al 80% o 90% de la profundidad máxima.

Si la pila está esviada puede seguir empleándose la ecuación multiplicando por el coeficiente de proporcionalidad K_{L2} , estos coeficientes son mayores a los anteriores.

En el segundo caso, cuando el río no transporta los sedimentos necesarios para que el lecho se mantenga en equilibrio, el nivel general disminuye y por lo tanto la profundidad de socavación alrededor de la pila también aumenta. Sin embargo, pareciera que esta socavación, en sí misma, es mayor, respecto al nivel variable del lecho, que en el caso del nivel estable del lecho en equilibrio. Los dos efectos se sumarían para dejar al descubierto una mayor longitud de pila y por lo tanto comprometer la estabilidad de la obra.

Según Larras no puede existir fórmula que relacione el abatimiento general del lecho, y por lo tanto la socavación total alrededor de la pila, con las características locales de la pila y el fondo.

La ecuación de Larras tiene la ventaja de la simplicidad, sin embargo su afirmación sobre la independencia de la socavación respecto a la profundidad o a la velocidad de la corriente no está de acuerdo con los métodos de la mayoría de los autores.

Por otra parte establece que la profundidad máxima de erosión se produce a una cierta y determinada velocidad que a su vez, sería en función del tamaño del sedimento del lecho, sin embargo estos factores no aparecen relacionados con la socavación.

2.5.4 Método de Carstens

Carstens (1966) analiza las condiciones necesarias para que se produzca la iniciación de la socavación sin aporte de sedimentos. Para ello define un parámetro adimensional, denominado número del sedimento dado por:

$$N_s = \frac{V}{\sqrt{(\gamma_{SR} - 1)gd}} \quad 2.7$$

donde:

N_s = Número del sedimento

V = Velocidad media del flujo no alterado

γ_{SR} = Peso específico relativo del sedimento

g = Aceleración de la gravedad

d = Tamaño representativo del sedimento

La tasa de transporte de sedimentos Q_s fuera del foso de socavación sería igual a la tasa de variación del volumen de dicho foso, eso es:

$$Q_s = \frac{dVol}{dt} \quad 2.8$$

Carstens, basándose en el estudio de las curvas de nivel de los fosos de socavación de los ensayos de Chabert y de Engeldinger (1956), afirma que estos pueden sustituirse por un cono invertido truncado, cuya base tendría el mismo diámetro que la pila circular y cuya pendiente lateral fuese igual al ángulo de reposo del material.

El volumen de un cono truncado con estas características es:

$$Vol = \frac{\pi}{3tg\phi} \left(\frac{y_s^3}{tg\phi} + \frac{3by_s^2}{2} \right) \quad 2.9$$

Sustituyendo en la ecuación 2.8 se tiene

$$Q_s = \frac{\pi}{tg\phi} \left(\frac{y_s}{tg\phi} + b \right) y_s \frac{dy_s}{dt} \quad 2.10$$

Carstens define la tasa de transporte de sedimentos como una función de la relación entre las fuerzas que tienden a mover la partícula del sedimento y las fuerzas de gravedad de la misma. En adimensional se expresa de la siguiente forma:

$$\frac{Q_s}{VBd} = f((N_s^2 - N_{sc}^2), \frac{y_s}{b}, G1, G2) \quad 2.11$$

donde:

B = Ancho del foso de socavación

N_{sc} = Valor mínimo del Número de sedimento para el cual se produce la socavación

$G1$ = Geometría de la pila

$G2$ = Geometría del sedimento

Usando los resultados de Chabert y Engeldinger, Carstens graficó la función siguiente:

$$\frac{Q_s}{V(\frac{b+2y_s}{tg\theta})d} = 1.3 \times 10^{-5} (N_s^2 - N_{sc}^2)^{\frac{5}{2}} (\frac{y_s}{b})^{-3} \quad 2.12$$

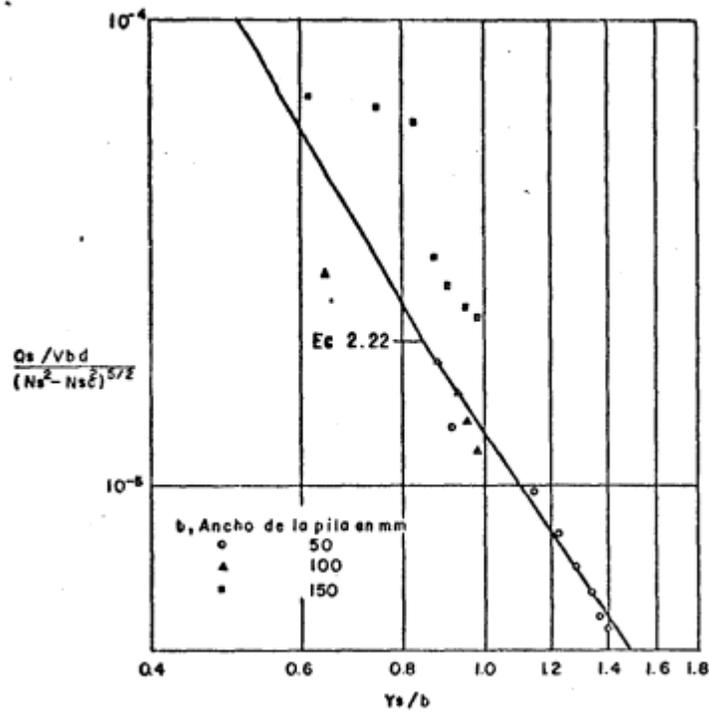


Figura 2.1 Tasa de Transporte de Sedimentos Pila Cilindrica. Carstens (1966). Datos experimentales de Chabert y Engeldinger (1956)

donde el ancho del foso de socavación B se expresa como $(b + 2y_s) / tg\theta$

Sustituyendo la ecuación 2.12 en la ecuación 2.10 se obtiene la profundidad de socavación en función del tiempo:

$$\left(\frac{1}{tg\phi} \left(\frac{tg\phi + \frac{y_s}{b}}{tg\phi + \frac{2y_s}{b}}\right)\right) \left(\frac{y_s}{b}\right)^4 \frac{d \left(\frac{y_s}{b}\right)}{d \left(\frac{Vt}{b}\right)} = 4.14 \times 10^{-6} (N_s^2)^{\frac{5}{2}} (d/b) \quad 2.13$$

Integrando la ecuación y haciendo $y_s=0$ para $t=0$ se tiene la siguiente ecuación

$$\begin{aligned} 4.14 \times 10^{-6} (N_s^2 - N_{sc}^2)^{\frac{5}{2}} \left(\frac{d}{b}\right) \left(\frac{Vt}{b}\right) & \quad 2.14 \\ &= \frac{\left(\frac{y_s}{b}\right)^5}{tg\phi} + \frac{\left(\frac{y_s}{b}\right)^4}{16} - \frac{tg\phi \left(\frac{y_s}{b}\right)^3}{24} + \frac{tg\phi \left(\frac{y_s}{b}\right)^2}{32} - \frac{tg\phi^3 \left(\frac{y_s}{b}\right)}{32} \\ &+ \frac{tg\phi^4}{64} \times \ln \left(\frac{2y_s}{b} + 1\right) \end{aligned}$$

Esta ecuación fue graficada junto a algunos datos experimentales:

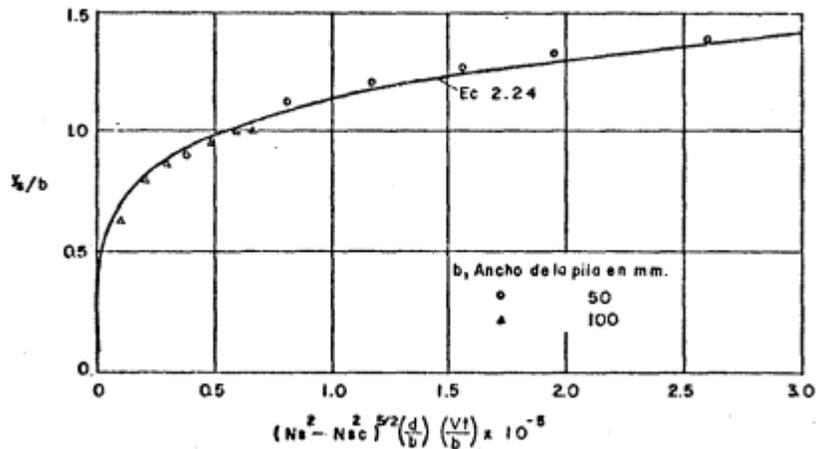


Figura 2.2 Profundidad de socavación en función del tiempo para pila cilíndrica. (Carstens, 1966)

La gráfica permite estimar la profundidad de socavación alrededor de la pila en el caso de una socavación sin aporte de sedimentos.

Para el caso de socavación con aporte de sedimentos puede modificarse la ecuación 2.8 por:

$$Q_{S(Salida)} - Q_{S(Entrada)} = \frac{dVol}{dt} \quad 2.15$$

La tasa de aporte de sedimentos al foso de socavación $Q_{S(Entrada)}$, se obtiene mediante la ecuación de transporte de fondo:

$$\frac{Q_{S(Entrada)}^2}{VBd} = 4 \times 10^{-5} (N_s^2 - N_{sc}^2)^{\frac{5}{2}} \quad 2.16$$

Sustituyendo las ecuaciones 2.16, 2.9 y 2.12 en la ecuación 2.15 se tiene:

$$\begin{aligned}
 & 1.3 \times 10^{-5} ((N_s^2 - N_{SC}^2)^{\frac{5}{2}} V d \left(\frac{2y_s}{tg\phi} + b \right) \left(\frac{y_s}{b} \right)^{-3} \\
 & - \frac{4 \times 10^{-5} ((N_s^2 - N_{SC}^2)^{\frac{5}{2}} V d \left(\frac{2y_s}{tg\phi} + b \right))}{P} \\
 & = \frac{\pi}{tg\phi} \left(\frac{y_s}{tg\phi} + b \right) y_s \frac{dy_s}{dt}
 \end{aligned} \tag{2.17}$$

donde

P= Porosidad del material de lecho que según Carstens tiene un valor aproximado de 0.5 para cualquier material de fondo.

En esta ecuación se considera que el Número de sedimento para la pila y el lecho son iguales. Sin embargo, N_{SC1} Número de sedimento para el cual comienza la socavación local es inferior a N_{SC2} Número de sedimento correspondiente al inicio del movimiento general del fondo. Así Carstens sugiere que:

$$N_{SC1} = \frac{1}{2} N_{SC2} \tag{2.18}$$

Puesto que para flujo irrotacional la velocidad máxima alrededor de un cilindro, en el caso de flujo bidimensional, es el doble de la velocidad en flujo no alterado.

La profundidad de equilibrio de socavación y_{SE} , sería aquella para la cual el lado derecho de la ecuación 2.17 fuese cero. En ese caso se tiene que la profundidad de equilibrio de socavación es:

$$y_{SE}/b = 0.546 \left(\frac{N_s^2 - 1.64}{N_s^2 - 5.02} \right)^{5/6} \tag{2.19}$$

Sin embargo la ecuación anterior se ajusta mejor a los valores mínimos que a los valores máximos de socavación. También es interesante observar la oscilación de la profundidad de equilibrio de socavación para números de sedimento superiores a 2.24, lo cual es el resultado del paso por las dunas.

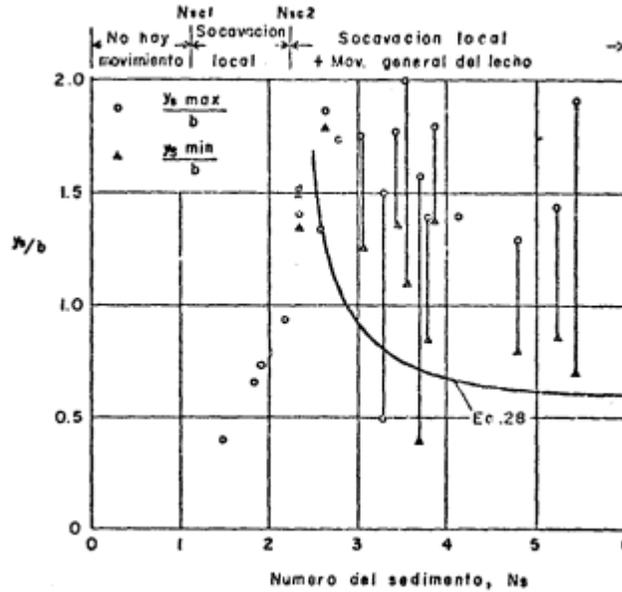


Figura 2.3 Profundidad Máximas y Mínimas de socavación de pilas cilíndricas. (Carstens, 1966)

Carstens es uno de los pocos autores que involucran el diámetro de sedimento en su estimación de la profundidad de socavación, sin embargo debe notarse que en ausencia de aporte de sedimentos al foso, la ecuación 2.13 indicaría que no existe profundidad de equilibrio de socavación, pues la naturaleza de la función es tal que la profundidad aumentaría siempre con el tiempo, aunque a una tasa progresivamente menor. Esto no coincidiría con el concepto de profundidad de equilibrio de Laursen y Toch (1956), Shen (1971) y Maza (1967), ni con el fenómeno físico real.

2.5.5 Método de Maza y Sánchez

Maza (1967) establece una clara diferencia entre la socavación producida cuando la pila está alineada con la corriente y la socavación cuando la pila presenta esviaje respecto a la corriente. En el primer caso, y cuando la pila es rectangular, la socavación se produce por la presencia de dos vórtices de eje vertical que se producen en las esquinas de las pilas debido a la desviación brusca de las líneas de corriente por la presencia de la estructura. En el caso de una pila circular los vórtices se presentarían en una zona de 65° a cada lado del eje alineado con la corriente.

Después de presentarse la erosión, la fuerza erosiva de los vórtices se ve reforzada por otros vórtices horizontales al pie de la pila. Si la pila esta esviajada la socavación máxima se produciría al frente de la pila, a menos que, debido a condiciones de fuerte arrastre de material de fondo, la máxima erosión se produjese en la esquina posterior que está expuesta al flujo de la corriente.

Maza y Sánchez (1967) eligen inicialmente como parámetros que influyen en la socavación los siguientes: la velocidad media V de la corriente aguas arriba de la pila, tirante y_n frente a la pila, ángulo α de incidencia de la corriente, diámetro medio d del sedimento, ancho b de la pila y relación del largo y ancho de la misma L/b .

Los valores utilizados como profundidad de socavación se tomaron siempre como valores máximos de socavación sin importar el lugar donde se produjeran.

En un primer análisis Maza (1967) observó una pequeña diferencia en el valor de la socavación en función del diámetro del material del fondo, sin embargo no tomó en consideración este parámetro pues según el autor, en el caso de arenas y gravas en casos reales puede considerarse despreciable.

Con los datos obtenidos de cada ensayo realizado para la condición de máxima socavación, y por medio del análisis dimensional se seleccionaron los siguientes parámetros adimensionales.

$$\frac{y_n + y_s}{b}; \frac{V^2}{gy_n} = F^2; \frac{y_n}{b} \quad 2.20$$

donde F^2 es el cuadrado del número de Froude de la corriente.

Las principales limitaciones del método según los mismos autores (Maza y Sánchez 1964), son las siguientes:

- 1) El método considera únicamente tres tipos de pilas, una de las cuáles, la rectangular, tiene un interés puramente teórico.
- 2) No se toma en consideración el diámetro del sedimento. Así las curvas se trazaron con los datos de los experimentos realizados con materiales cuyos diámetros medios eran 0.17mm y 0.56mm; cuando se intentó obtener la socavación en fondo cuyo sedimento tenía un diámetro de 1.30mm el gráfico siempre daba valores mayores a los obtenidos en el modelo y esta diferencia era mayor cuanto menor era el parámetro F^2 . Cuando este parámetro es mayor que 0.1, ya no se nota la influencia del diámetro. Mientras se trate de sedimentos finos, esto no representaría una desventaja, pero al aumentar el diámetro del sedimento este puede ser un parámetro de importancia.

2.5.6 Método de Yaroslavtziev

Para Yaroslavtziev, la socavación depende del cuadrado de la velocidad media de la corriente en primer término y tanto el tamaño de los granos de fondo, como la geometría de la pila, aún en el caso de ataque oblicuo de la corriente, son factores significativos en la valuación de la profundidad de socavación. Estos valores fueron corroborados por las investigaciones posteriores de Bata y Andreiev (Juárez y Rico, 1969)

Este investigador reconoce 2 casos:

- 1) Cuando el fondo del cauce está formado por materiales no cohesivos
- 2) Cuando está formado por materiales cohesivos

La expresión propuesta por Yaroslavtziev fue obtenida de la observación directa de varios puentes de la Unión Soviética y es:

$$S_o = k_f k_v (e + k_H) \frac{V^2}{g} - 30d \quad 2.21$$

donde:

S_0 = Profundidad de socavación a partir del fondo

k_f = coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y del ángulo de incidencia entre la corriente y el eje de la misma

k_v = Coeficiente que determina la influencia del número de Froude

k_H = Coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente

V = velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila después de producirse la socavación general en m/s

g = 9.81 m/s²

e =coeficiente de corrección cuyo valor depende de la posición de las pilas; vale 0.6 si se encuentra en el cauce principal y 1.0 para las construidas en el cauce de avenidas

d = Diámetro en metros de las partículas más gruesas que forman el fondo y está representado normalmente por el d_{85} de la curva granulométrica. Esto es porque al formarse el embudo producido por la socavación se realiza una selección de los materiales y quedan únicamente los más grandes. En caso que la distribución de los materiales no sea uniforme en las capas profundas, al conocer las curvas granulométricas de los estratos a los que se supone que puede llegar la erosión, se tomará como diámetro representativo el d_{85} mayor de todos ellos. Cuando el diámetro de fondo tenga un diámetro menor a 0.5cm, Yaroslavtziev recomienda no considerar el segundo término de la fórmula.

Debe tenerse cuidado de notar que la ecuación de Yaroslavtziev considera el tirante h frente a la pila, el cual es obtenido al presentarse una avenida después de haberse estimado la socavación general aplicando uno de los métodos anteriores.

Yaroslavtziev es, junto con Carstens (1966), uno de los pocos autores que analizan la importancia del diámetro del sedimento de fondo. Así mismo no considera límite alguno en la socavación, es decir, que niega la existencia de la profundidad de equilibrio de socavación definida por Shen (1969) y sugerida por Laursen y Toch (1956).

Según Maza (1967) los métodos de Yaroslavtziev y Laursen se complementan mutuamente, siendo el criterio de Laursen y Toch un límite superior al de Yaroslavtziev. Es decir que si el método de Yaroslavtziev da un valor en un punto que sea superior al correspondiente de la curva de Laursen y Toch, el valor de este último criterio señala la máxima socavación posible para ese caso.

2.5.7 Ensayos de Nicollet

Nicollet (1971) continuó y amplió los ensayos realizados por Chabert y Engeldinger en 1956, y al igual que ellos sostiene que para un sedimento de granulometría poco extendida la profundidad máxima de socavación se produce al iniciarse el arrastre continuo del material de fondo.

Para un fondo constituido de un material no cohesivo de diámetro uniforme d y pila circular, Nicollet (1974) consideró ocho variables diferentes al analizar el fenómeno de la socavación. Estas son la densidad y la viscosidad cinemática del agua, la aceleración de la gravedad g , el diámetro d , y la densidad ρ_s del sedimento de fondo, el tirante normal y_n , la pendiente de la línea de energía S y el diámetro b de la pila.

Según el teorema de Vaschy-Buckingham, esto permitiría formar cinco monomios adimensionales, esto es:

$$\frac{y_s}{b} = f\left(\frac{V^2}{gb}, \frac{Vd}{v}, \frac{b}{d}, \frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right) \quad 2.22$$

Por otra parte, la influencia de la deformación de la superficie libre sobre la capa límite del fondo es despreciable siempre que el número de Froude del flujo sea suficientemente pequeño y que la relación y_n/b sea suficientemente grande. Así según Nicollet (1974) puede considerarse que la magnitud del tirante de agua carece de importancia siempre que el valor de y_n/b sea superior a un valor que oscila entre 0.5 Y 2. Igualmente el número de Froude del flujo de agua carece de importancia cuando sea inferior a $1/\pi$.

Cumpléndose las dos condiciones anteriores y para un sedimento de densidad constante se tiene Nicollet (1971):

$$\frac{y_s}{b} = F\left(\frac{Vd}{v}, \frac{b}{d}\right) \quad 2.23$$

En la figura 2.4 se muestran los resultados no solo de Nicollet sino también de Chabert y Engeldinger. En el gráfico se muestra la variación para una relación b/d dada, de la profundidad relativa de socavación en función del número de Reynolds. Se puede apreciar que a partir de valores de número de Reynolds de 10000 la influencia del parámetro desaparece.

El número de Reynolds relaciona la densidad, viscosidad, velocidad y dimensión típica de un flujo en una expresión adimensional, que interviene en numerosos problemas de dinámica de fluidos.

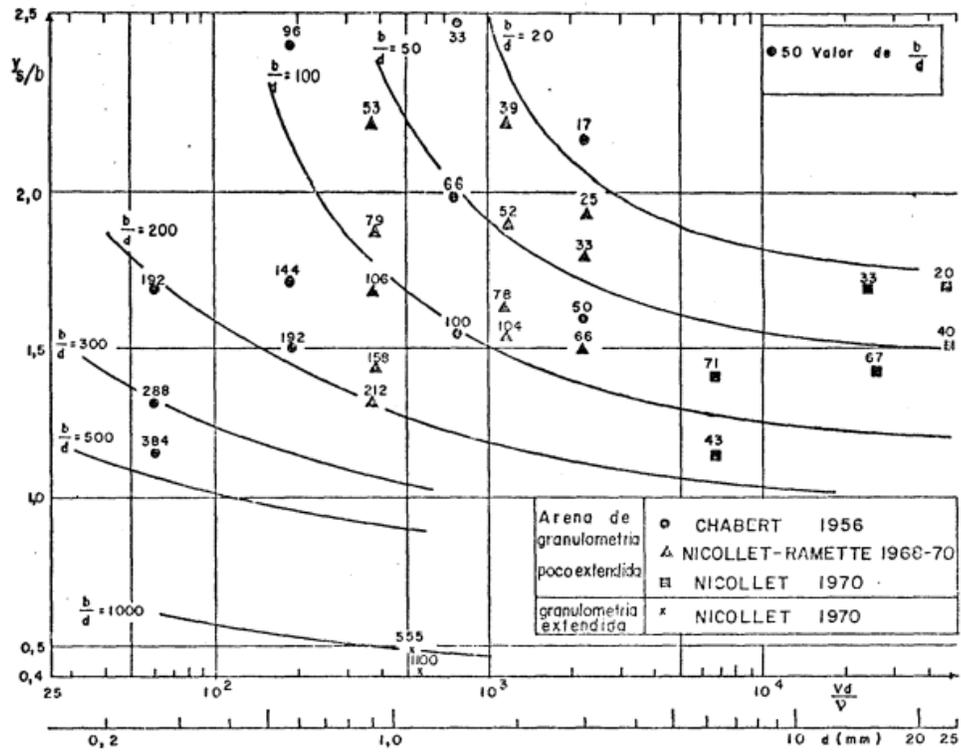


Figura 2.4 Variación de la máxima Profundidad relativa de socavación en función del número de Reynolds para pilas cilíndricas y suelos de granulometría uniforme. (Nicollet, 1971)

En la figura 2.5 Se muestra que para un número Reynolds Vd/v dado, la profundidad relativa de socavación Ys/b es una función rápidamente decreciente de b/d

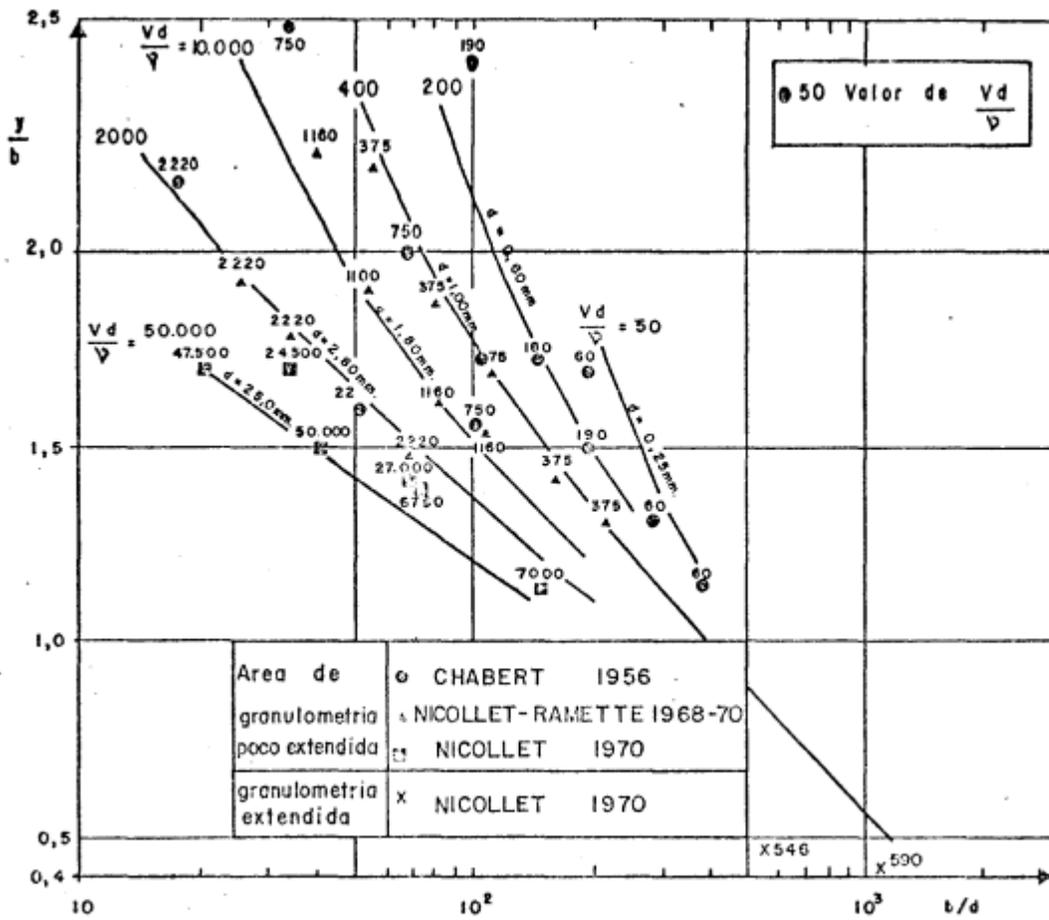


Figura 2.5 Variación de la Máxima Profundidad Relativa de Socavación en función de la relación b/d para sedimento uniforme y pila cilíndrica (Nicollet, 1971).

En resumen, el enfoque del fenómeno presentado por Nicollet es completamente diferente al que presentan los demás autores. Comienza por negar la influencia del nivel de agua y el número de Froude, en los que basan sus análisis Laursen y Toch (1956), Maza (1964) y muchos otros autores. Al analizar la influencia del número de Reynolds y del diámetro del sedimento llega a conclusiones mucho más simples que Shen (1969) o Carstens (1966). Finalmente, su enfoque de la socavación en medios cohesivos contradice totalmente lo expresado por Yaroslavtziev.

CAPÍTULO 3 METODOLOGÍA APLICADA

Con base en el trabajo de Ramón (2015) sobre la evaluación de la vulnerabilidad estructural de puentes por socavación se aplicará su método desarrollado a efecto de modelar la socavación como una pérdida de rigidez en los apoyos de la estructura.

3.1 CÁLCULO DE GASTO

Para calcular el gasto de una cuenca hidráulica se aplicará el Método Racional Americano. Este método relaciona la intensidad de la lluvia máxima con el área de la cuenca de aportación y con el porcentaje del volumen de agua que escurre.

$$Q = 0.278CiA \quad 3.1$$

dónde:

Q = Gasto máximo (m^3/s)

C = Coeficiente de escurrimiento.

A = Área de la cuenca (Km^2)

i = Intensidad de la lluvia de diseño (mm/h)

La intensidad de la lluvia se calcula de forma simplificada a partir de la lluvia de diseño y su duración:

$$i = \frac{hp}{D} \quad 3.2$$

Para calcular la precipitación de diseño se requiere conocer la duración de la misma, la cual de manera simplificada, se considerará igual al tiempo de concentración de la cuenca. Se calcula el tiempo de concentración por medio de la fórmula de Kirpich.

$$T_C = 0.0003245 \left(\frac{L}{\sqrt{s}} \right)^{0.77} \quad 3.3$$

dónde:

T_C = Tiempo de concentración (h)

L = Longitud del cauce principal de la cuenca (m)

s = Pendiente del cauce principal (m/m)

La siguiente ecuación determina la lluvia de diseño para un periodo de retorno determinado:

$$p_d^{Tr} = (0.21Ln(Tr) + 0.52)(0.54d^{0.25} - 0.50)p_1^{10} \quad 3.4$$

dónde:

p_d^{Tr} = Precipitación correspondiente a una duración (d) y a un periodo de retorno (Tr) específicos.

Tr = Periodo de retorno

d = Duración de la precipitación.

P_1^{10} = Precipitación de una hora para un periodo de retorno de 10 años.

Para calcular la precipitación de una hora para un periodo de retorno de 10 años se emplea la relación que tiene esta lluvia con respecto a la lluvia de 24 horas con el mismo periodo de retorno:

$$K = \frac{P_1^{10}}{P_{24}^{10}} \quad 3.5$$

donde el valor de K depende de la zona de ubicación de la cuenca en la República Mexicana.

3.2 CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN

3.2.1 Socavación General

Método Lischtvan – Levediev modificado

Maza (1996) realizó un trabajo que simplifica este método, evitando el uso de tablas. El valor de la velocidad de la corriente se calcula como:

$$Vr = \frac{\alpha * H^{1.66}}{Hs} \quad 3.6$$

Determinación de socavación en suelos homogéneos.

Si $0.0005m \leq d_{84} \leq .0028m$ para arenas

$$Hs = \left[\frac{\alpha * H^{1.66}}{4.7 * \chi * d_{84}^{0.28}} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.030}}{0.322 + d_{84}^{0.030}} \right) \quad 3.7$$

Si $0.0028m \leq d_{84} \leq 0.184m$ se emplea

$$Hs = \left[\frac{\alpha * H^{1.66}}{4.7 * \chi * d_{84}^{0.28}} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.092}}{0.322 + d_{84}^{0.092}} \right) \quad 3.8$$

Si $0.184m \leq d_{84} \leq 1.0m$ se emplea

$$H_s = \left[\frac{\alpha * H^{1.66}}{4.7 * x * d_{84}^{0.28}} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.187}}{0.322 + d_{84}^{0.187}} \right) \quad 3.9$$

En suelos cohesivos

$$H_s = \left[\frac{5780 * H^{1.66}}{\beta \gamma_d^{1.18}} \right] \left(\frac{\gamma_d^{0.75}}{66.28 + \gamma_d^{0.75}} \right) \quad 3.10$$

Tabla 3.1 Valores de μ . Juárez y Rico (1976)

Velocidad Media en la sección (m/s)	Longitud libre entre dos pilas, en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
menor de 1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.69	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.0 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Tabla 3.2 Valores de x

Suelos No Cohesivos					
d(mm)	X	1/(1+X)	d(mm)	X	1/(1+X)
0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.82
10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
25.00	0.31	0.76			

3.2.2 Socavación Local

3.2.2.1 Método Laursen-Toch

Para el caso estudiado se aplicó la ecuación 2.1 para el caso del flujo paralelo al eje de las pilas que se definió como

$$S_o = k_1 k_2 b$$

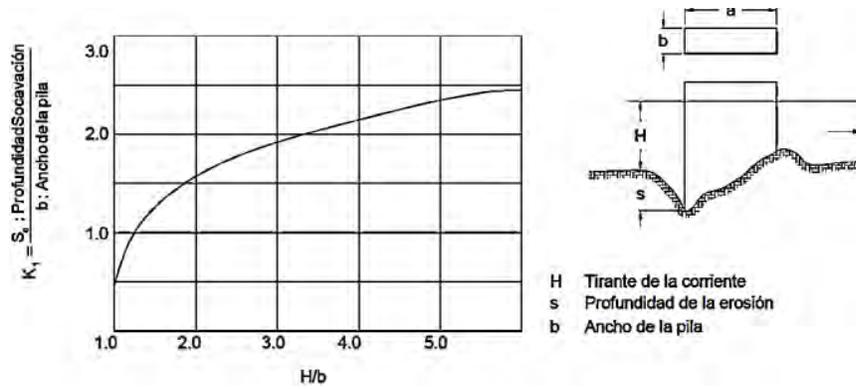


Figura 3.1 Valores de K_1 Laursen y Toch (1956)

3.2.2.2 Método Yaroslavtziev

Para la evaluación de la socavación local se utilizará la ecuación 2.21 definida por Yaroslavtziev:

$$S_o = k_f k_v (e + k_H) \frac{V^2}{g} - 30d$$

Los valores de los coeficientes k_v y k_H se presentan en las siguientes figuras:

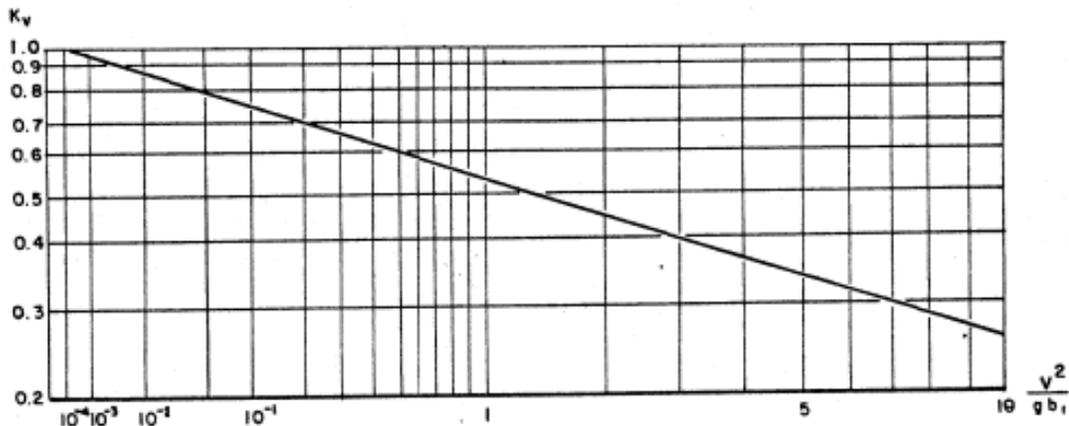


Figura 3.2 Valores del coeficiente K_v para la ecuación de Yaroslavtziev

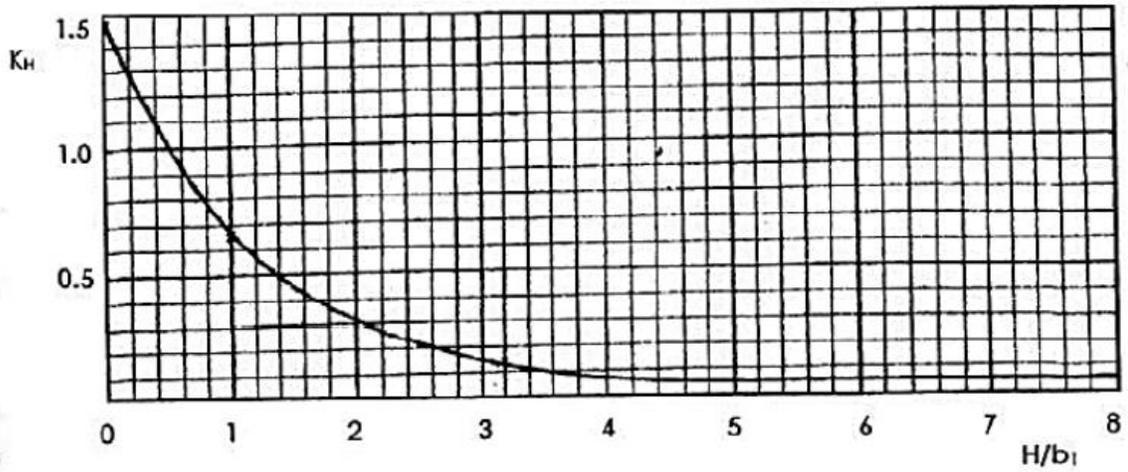
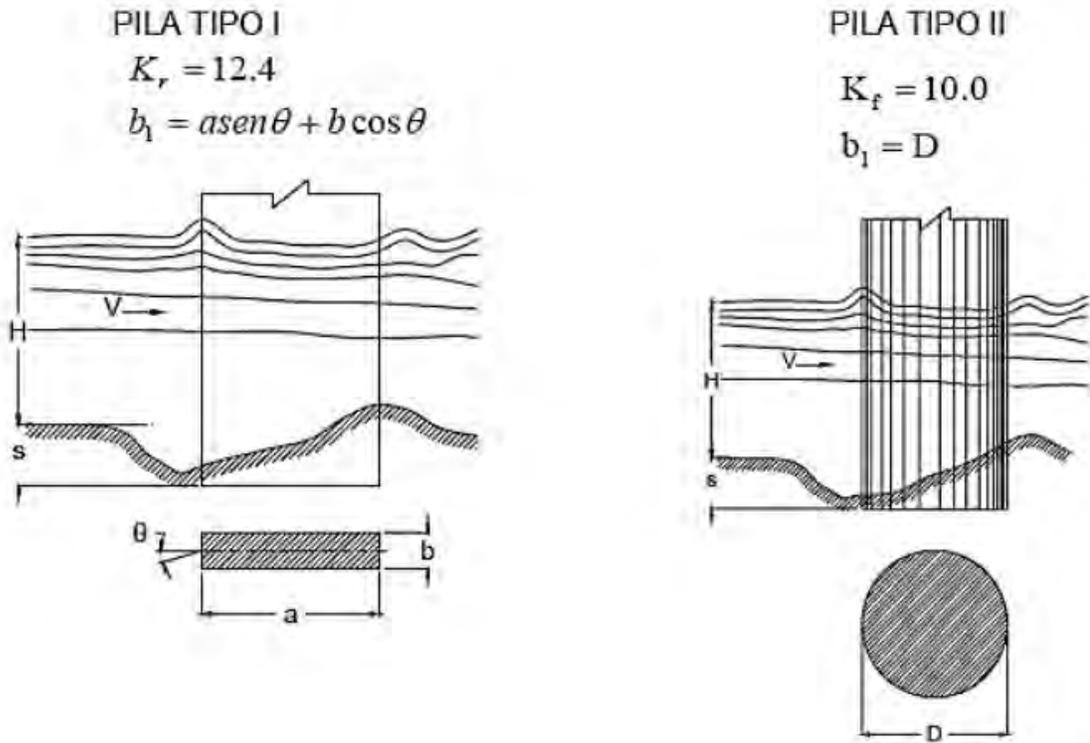


Figura 3.3 Valores del coeficiente K_H para la ecuación de Yaroslavtziev

Yaroslavtziev además define los valores para usar su ecuación en diferentes casos de pilas, que se muestran en las siguientes figuras:



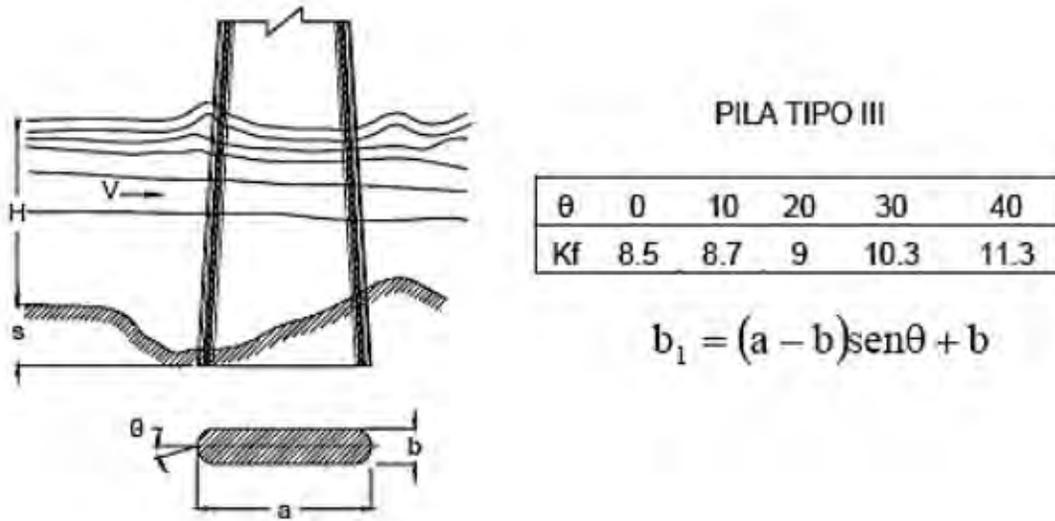


Figura 3.4 Valores para aplicar la ecuación de Yaroslavtziev en pilas tipo I, II y III

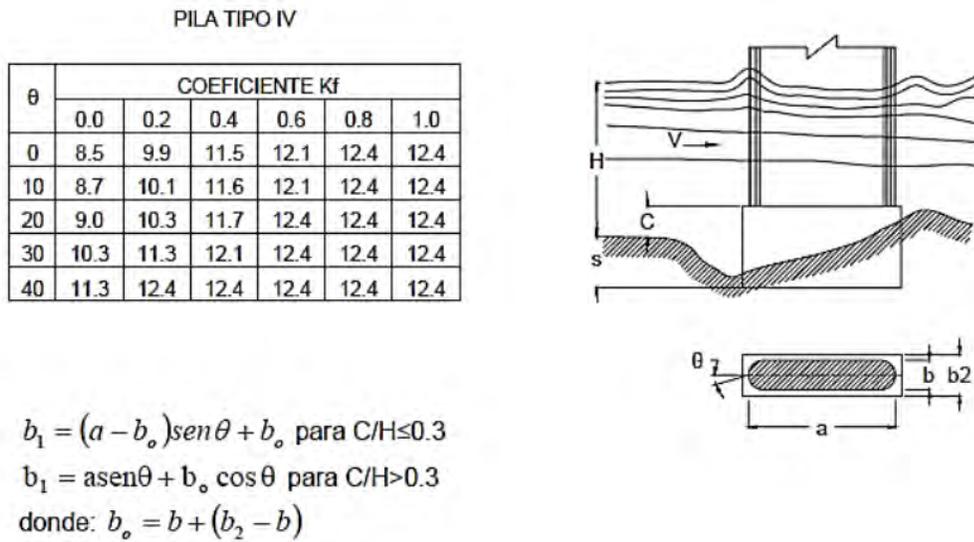


Figura 3.5 Valores para aplicar la ecuación de Yaroslavtziev en pilas tipo IV

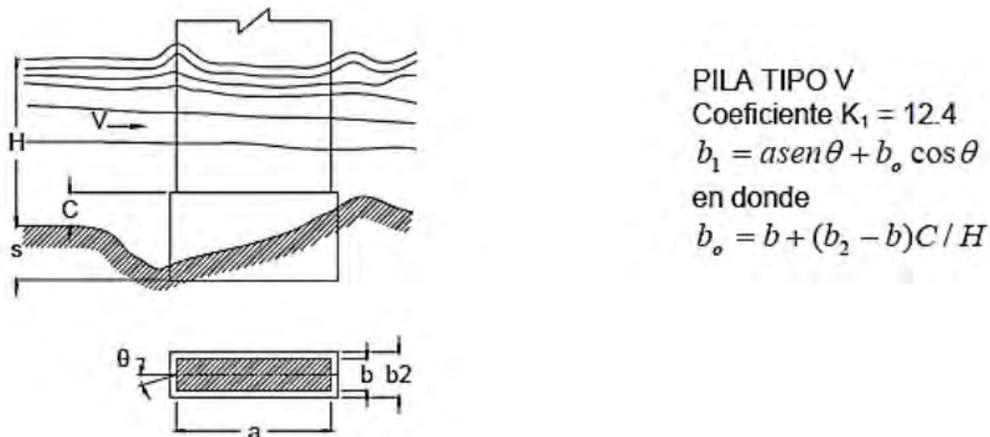


Figura 3.6 Valores para aplicar la ecuación de Yaroslavtziev en pilas tipo V

3.3 GRANULOMETRÍA

Debido a que las características del suelo son un factor importante al estudiar la socavación es importante conocer estas propiedades. Estos datos son obtenidos de pruebas de campo, y a continuación se presentan los que serán de relevancia para el propósito de esta tesis:

3.3.1 Diámetro de partícula

Este parámetro es importante para la determinación de la socavación. El tamaño de partícula es usado como un factor para calcular la socavación local, la cual es ocasionada por vórtices producto del agua encontrando obstáculos en el flujo del cauce, como son las pilas y terraplenes de un puente. Estos vórtices levantan el material de acuerdo a su tamaño, por tanto un material fino será socavado con mayor facilidad que un material más grueso. Este valor se obtendrá de los datos proporcionados por las pruebas de campo.

3.3.2 Módulo de rigidez al cortante

Esta es una de las propiedades que es de gran interés conocer. Este valor será utilizado para poder simular el comportamiento del suelo bajo la cimentación del puente. Estas propiedades son obtenidas mediante la realización de pruebas mecánicas y geotécnicas en el lugar de interés. Sin embargo, en suelos arenosos, al igual que en gravas, la obtención de muestras inalteradas es prácticamente imposible. Esta particularidad, aunada a otros factores como costos y tiempos, ha hecho que las pruebas de campo tengan en la actualidad un papel importante en la caracterización de depósitos de arenas.

La determinación de la velocidad de propagación de las ondas de corte (V_S) es de gran utilidad en la geotecnia, ya que con este valor se puede: determinar el módulo de rigidez al esfuerzo cortante (G), inferir densidad in situ, estimar el estado de esfuerzos, estimar la cementación natural o evaluar la alteración de una muestra (Stokoe et al., 1989). La relación entre V_S y el módulo de cortante (G) está dada por la siguiente ecuación:

$$G = \rho VS^2 \quad 3.11$$

donde:

ρ = densidad

VS = velocidad de onda de corte.

Para obtener el valor de la velocidad de onda de cortante se aplicaron las ecuaciones de Ohta y Goto (1978).

Para arcillas:

$$VS = 62.14N^{0.219} D^{0.23} \quad 3.12$$

Para arenas:

$$VS = 96 N^{0.17} D^{0.2} \quad 3.13$$

donde:

N = resistencia a la penetración estándar

D = profundidad en metros.

La velocidad de onda de corte (VS) que se obtiene en las diversas pruebas geofísicas, es la que corresponde a deformaciones angulares pequeñas (10-4%). Por esta razón, el módulo de rigidez al cortante que se puede calcular partiendo de esta velocidad es el máximo o inicial y se simboliza como Go o $Gmax$. Tradicionalmente en el campo de la geotecnia se ha considerado que el módulo de cortante máximo (Go) se puede utilizar únicamente en problemas dinámicos, como cimentación de maquinarias o sismos de muy bajas magnitudes. Sin embargo, investigaciones realizadas en los últimos veinte años (Jardine et al., 1986; Batagglgio y Jamiolkowsky, 1987; Burland, 1989; Fahey y Carter, 1993; Mayne, 2001) han demostrado que valores de Go corregidos para niveles de deformación apropiados, pueden ser de utilidad para problemas geotécnicos estáticos, como es el diseño de cimentaciones.

3.4 EMPUJE HIDRODINÁMICO

Otro factor que se consideró para evaluar el efecto de la socavación sobre la estructura del puente es el efecto del empuje hidrodinámico que ejerce el flujo del cauce.

Las fuerzas estructurales debidas al flujo de fluidos (agua o aire) son establecidas por la ecuación de Bernoulli en combinación con unos coeficientes de corrección

El agua que rodea las subestructuras del puente crea fuerzas laterales que actúan directamente sobre la estructura, producto de esto escombros pueden acumularse debajo del puente.

Para calcular la presión ejercida por el flujo de agua, el reglamento AASHTO (2012) utiliza la siguiente ecuación:

$$P = 5.14x10^{-4}(CdVa^2) \quad 3.14$$

donde:

C_d es el coeficiente de arrastre dado en la tabla y V_a es la velocidad en m/s de diseño del agua. Si la subestructura está en ángulo con la corriente deben hacerse correcciones.

Tabla 3.3 Coeficientes C_d para pilas definidas por el AASHTO (2012)

Tipo	C_d
Pilar semicircular	0.7
Pilar cuadrado	1.4
Pilar con flujo desviado	1.4
Pilar con cuña con de 90° o menos	0.8

Para obtener el empuje debe multiplicarse la presión obtenida por la ecuación anterior por el área.

3.5 FORMAS DE MODELACIÓN

3.5.1 Modelo de Resorte Equivalente

Es el modelo más simple para el análisis del movimiento de giro de una estructura, se supone soportada por resortes que representan las características del terreno. La evaluación correcta de la interacción suelo-estructura debe realizarse con 6 resortes en total, 3 lineales y 3 angulares, sus valores se pueden calcular de manera teórica o experimental. Dorbry y Gazetas (1986) han obtenido expresiones teóricas para la evaluación de los 6 resortes.

Para simular el comportamiento del suelo y su efecto en la estructura del puente, se modelará el suelo con el método de resorte equivalente. Utilizando las expresiones obtenidas por Dorbry y Gazetas (1986), para obtener la rigidez teórica de los resortes que simularan el suelo.

En la tabla 3.4 se muestran las ecuaciones de para las direcciones de desplazamiento.

Tabla 3.4 Ecuaciones de Dorbey y Gazetas (1986) para rigidez equivalente

Modo de Vibración	Geometría de la cimentación		
	Forma general	Círculo	Tipo lineal
Vertical	$Kz = Sz2LG/(1 - \nu)$ $Sz = 2.24$ para $A/(4L^2) < 0.16$ $Sz = 4.5 \left(\frac{A}{4L^2}\right)^{0.38}$ si $A/(4L^2) < 0.02$	$Kz = 4GB/(1 - \nu)$	$Kz/2L = 0.8G/(1 - \nu)$
Dirección horizontal y (dirección corta)	$Ky = Sy2LG/(2 - \nu)$ $Sy = 0.8$ para $A/(4L^2) < 0.02$ $Sy = 0.73 + 1.54 \left(\frac{A}{4L^2}\right)$ si $A/(4L^2) < 0.02$	$Ky = 8GB/(2 - \nu)$	$Ky/2L = 2.24G/(2 - \nu)$
Dirección horizontal x (dirección larga)	$Kx = Ky - 0.21LG(1 - \frac{B}{L})/(0.75 - \nu)$	$Kx = 8GB/(2 - \nu)$	
Giro x (dirección corta)	$Krx = S_{rx}GI_x^{0.75}/(1 - \nu)$ $S_{rx} = 2.54/\left(\frac{B}{L}\right)^{0.25}$ para $(B/L) < 0.4$ $S_{rx} = 3.2$ para $(B/L) > 0.4$	$Krx = 2.667GB^3/(1 - \nu)$	$Krx/2L = 1.57GB^2/(1 - \nu)$ $(1 + [0.31 \ln(3 - 4\nu)]^2)$
Giro y (dirección larga)	$Kry = 3.2GI_y^{0.75}/(1 - \nu)$	$Kry = 2.667GB^3/(1 - \nu)$	
Torsión	$Kt = StGJ^{0.75}$ $St = 3.8 + 10.7(1 - \left(\frac{B}{L}\right))^{10}$	$Kt = 5.333GB^3$	

CAPÍTULO 4

CASO ESTUDIADO PUENTE MEDELLÍN

4.1 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE MEDELLÍN

El puente Medellín se ubica en el km 8+300 de la Carretera Villahermosa – Ciudad del Carmen, en el Tramo Villahermosa – Frontera, en el Estado de Tabasco.

El puente tiene un claro total de 55.50 m con dos apoyos centrales y dos estribos, por lo que está seccionado en tres claros de 18.55 m cada uno, medidos en el sentido del kilometraje creciente. El trazo geométrico del eje del puente, tanto en planta como en elevación es en tangente. Los estribos y las pilas son de concreto reforzado. La superestructura está formada por traveses tipo AASHTO y losa de concreto reforzado de 25 cm de espesor. Las pilas son de sección transversal variable de forma trapezoidal, y con espesor variable. Las traveses están simplemente apoyadas sobre placas de neopreno de 5 cm de espesor, sobre las pilas y los estribos. El peralte de las traveses es de 1.20 m y 1.50 m, por lo que el peralte total, considerando la traveses y la losa de concreto es de 1.80 m. El ancho de calzada es de 17.96 m, y el ancho total de 19.56 m. El puente cuenta con parapetos cuya altura es de 0.80 m. La planta y elevación del puente se presenta en las figuras 4.1 y 4.2.

El puente cuenta con una cimentación profunda a base de pilotes cuadrados con dimensiones de 0.40m de lado, hincados a una profundidad de 21m.

Se apoyó de los siguientes softwares para evaluar las características del flujo estudiado.

Características del software HEC_RAS

El HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System) es un modelo hidrodinámico desarrollado por U.S. Army Corps of Engineers, capaz de realizar análisis unidimensionales de sistemas fluviales mediante cuatro componentes: simulación de perfiles de flujo permanente, simulación de flujo no permanente, cálculo de transporte de sedimentos y cambios en el lecho, y calidad de aguas. El software está en continuo desarrollo, la última versión del HEC-RAS es la 4.1 de enero de 2010. El software está fundamentado en la solución de la ecuación de la energía, donde las pérdidas por fricción son evaluadas mediante la ecuación de Manning y las pérdidas por contracción y/o expansión son proporcionales al cambio en las cabezas de velocidad.

Capacidades

HEC-RAS posee interfaz gráfica que facilita las labores de preproceso y postproceso de la información de entrada y visualización de resultados, modela el tránsito de hidráulico de flujo permanente y no permanente, en régimen de flujo subcrítico, supercrítico y mixto, para tramos de cauces con pendiente longitudinal menor al 10%

HEC-RAS es capaz de modelar tanto flujo gradualmente variado como rápidamente variado mediante la solución de las ecuaciones de energía y momentum. Posee herramientas que permiten comparar planes de modelación. Es capaz de modelar desde tramos sencillos, hasta sistemas fluviales dendríticos y divergencias de flujo, apoyado con herramientas de optimización además permite analizar el

comportamiento hidráulico de obras hidráulicas como puentes, vertederos, alcantarillas, compuertas, etc. Permite importar y exportar la geometría de un caso de modelación y los resultados obtenido a un SIG y combinarlos con un modelo digital del terreno. Posee herramientas de modelación de transporte de sedimentos y cambios en el lecho a través de varias metodologías. Tiene en cuenta el acorazamiento del lecho para la predicción de cambios en el lecho. Permite hacer análisis de temperatura y transporte de algunos solutos importantes para analizar la calidad del agua. Limitaciones

HEC-RAS modela flujos en ríos con pendientes menores al 10%, para pendientes mayores los perfiles de flujo deben corregirse dividiendo por el coseno del ángulo. HEC-RAS sólo considera flujo unidimensional, aunque aproximaciones numéricas permite realizar una distribución de velocidades en la sección además tiene problemas de estabilidad numérica en la simulación de flujos altamente dinámicos.

Descripción software SIATL

Esta aplicación, denominada SIATL (Simulador de Flujos de Agua de Cuencas Hidrológicas) se concibe como un servicio geoespacial accesible con la funcionalidad de redes geométricas para simular flujos de agua, además de integrar otros datos como cuerpos de agua, curvas de nivel, ortografía, localidades urbanas y rurales, núcleos agrarios, topónimos, marco geoestadístico, entre otras capas de información.

Para los estudios hidrológicos preliminares se apoyó de la información proporcionada por el INEGI y del SIATL. Con ayuda de estos se determinó que el puente se ubica dentro de una subcuenca de la cuenca del Grijalva, con clave RH-30Dw, el Carrizal.

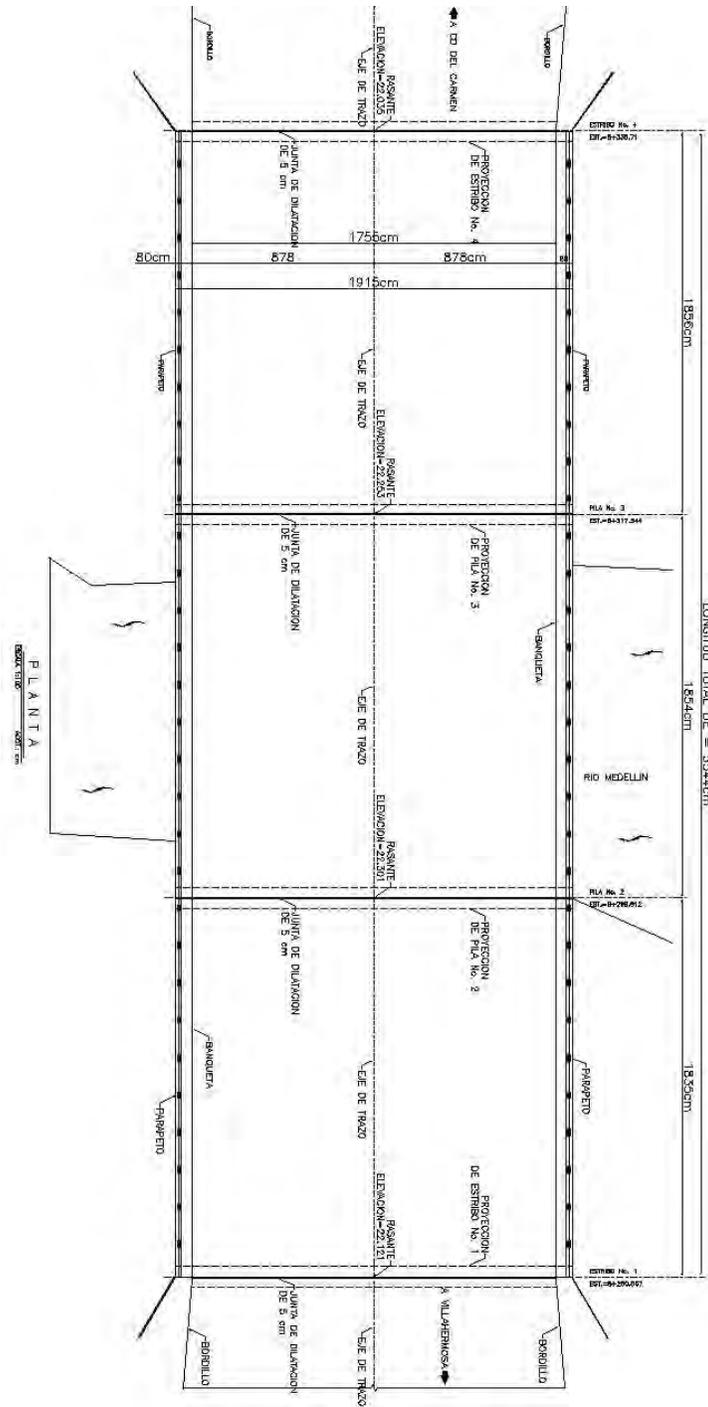


Figura 4.1 Vista en planta del puente Medellin

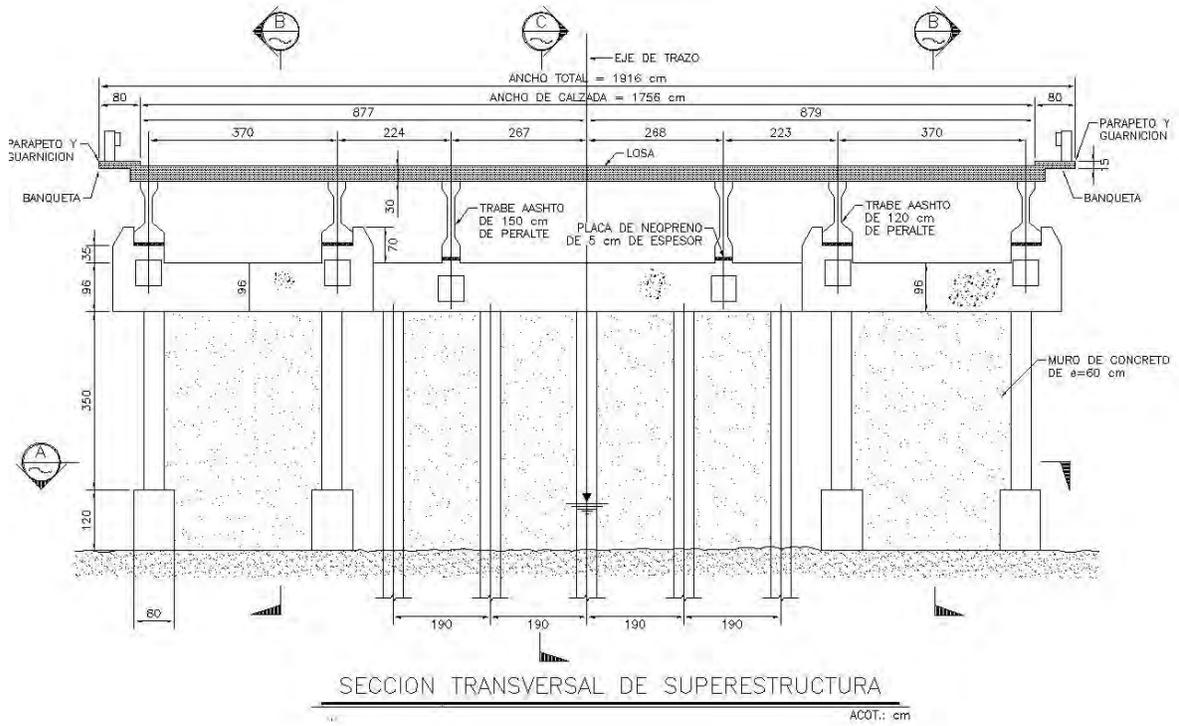


Figura 4.3 Vista transversal de los muros pila del puente Medellin

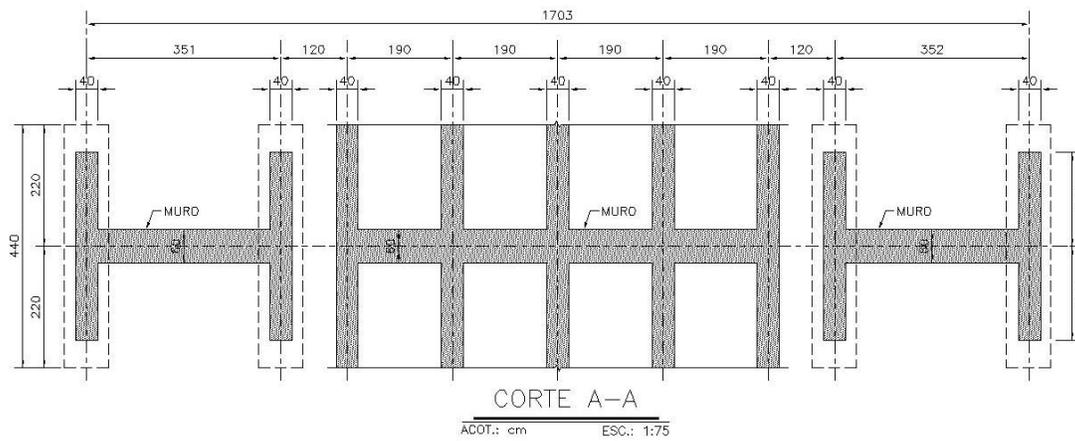


Figura 4.4 Corte A de pilas-muros del puente Medellin

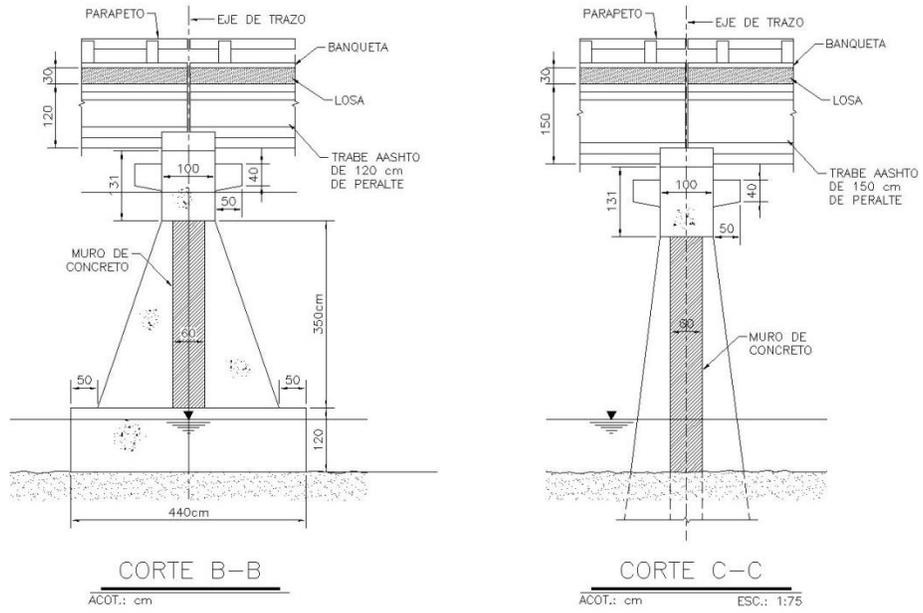


Figura 4.5 Vista en corte de la geometría de pilas del puente Medellín

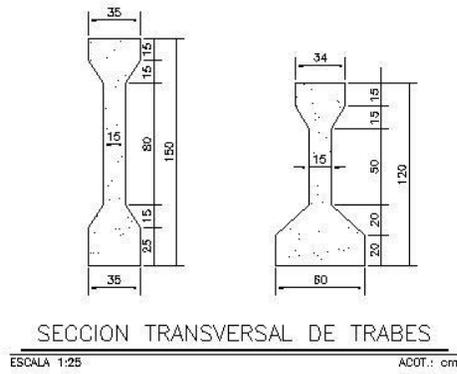


Figura 4.6 Geometría de las traves AASTHO del puente Medellín

Utilizando la información del programa SIATL y Google Earth se delimito la cuenca que alimenta el punto de interés y se consultaron los datos de pendiente de la subcuenca y para obtener la longitud del río principal.

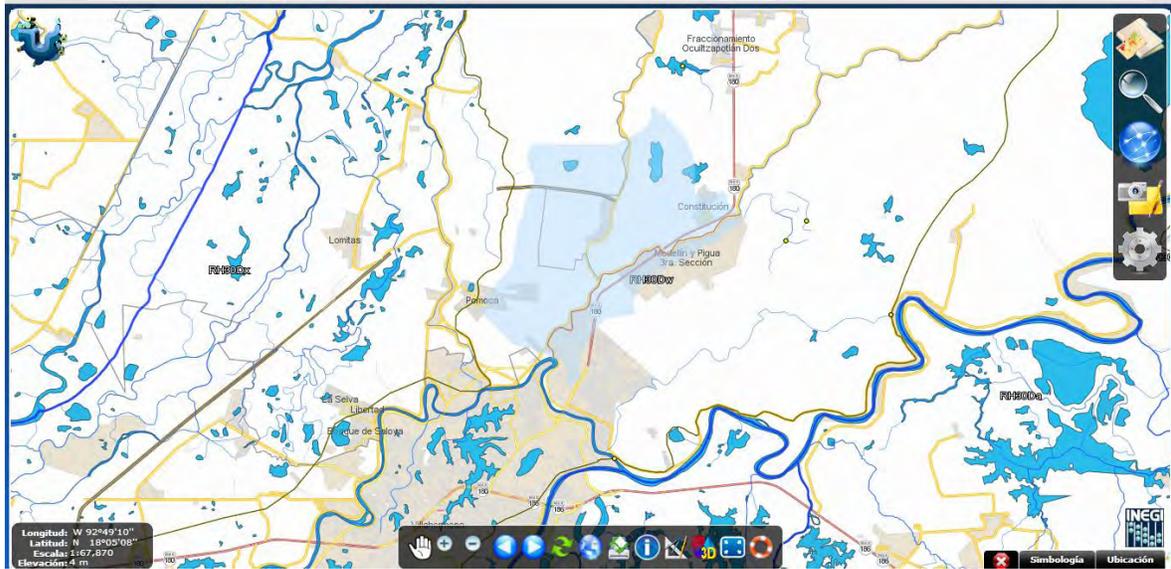


Figura 4.7 Cuenca hidráulica “El Carrizal” ubicada en software SIATL

Con estos datos se analizaron las estaciones climatológicas que pudieran ser de utilidad.

Con la información de las áreas de los polígonos Thiessen y la información de las estaciones climatológicas que provee el SIATL, se calculó la lluvia máxima anual para la cuenca.

Con estos valores de precipitación se revisaron las funciones de distribución de probabilidad.

Con estas se encontró que la que presenta el menor error de aproximación es la función exponencial 2P, por lo que usará para obtener el valor de la lluvia de diseño de 24 horas para un tiempo de retorno de 10 años.

4.2 PRECIPITACIÓN MÁXIMA DE DISEÑO

Por medio de la función de distribución exponencial 2P se calculó la precipitación máxima de 24 horas para un $T_r=10$ años, la cual se utilizará en el cálculo de la precipitación de diseño.

$$P_{24}^{10} = 126.3692mm$$

Para calcular la precipitación de diseño se requirió conocer la duración de la misma, la cual de manera simplificada, se consideró igual al tiempo de concentración de la cuenca. Se calculó el tiempo de concentración por medio de la fórmula de Kirpich.

$$T_c = 0.0003245 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

Calculando el tiempo de concentración tenemos:

$$T_c = D = 5.5604 h = 333.62 min$$

Consecutivamente se procedió al cálculo de la precipitación de diseño para el periodo de retorno especificado ($Tr = 50$ años). Para lo cual se empleó la siguiente expresión:

$$p_d^{Tr} = (0.21Ln(Tr) + 0.52)(0.54d^{0.25} - 0.50)P_1^{10}$$

Para calcular la precipitación de una hora para un periodo de retorno de 10 años se empleó la relación que tiene esta lluvia con respecto a la lluvia de 24 horas con el mismo periodo de retorno:

$$K = \frac{P_1^{10}}{P_{24}^{10}}$$

Dónde el valor de K depende de la zona de ubicación de la cuenca en la república mexicana.

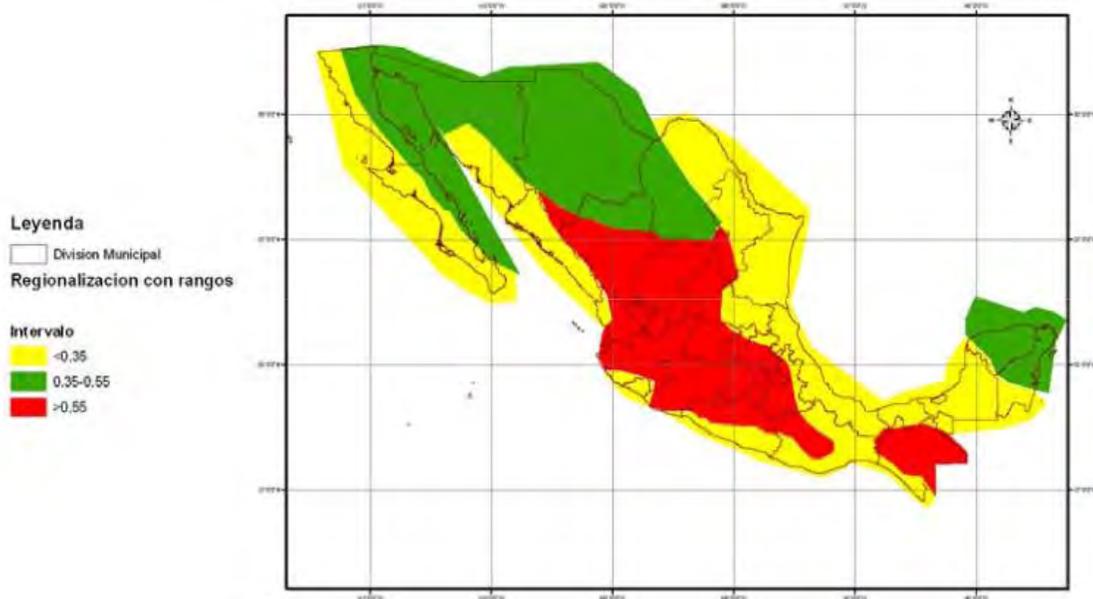


Figura 4.8 Valores de K para las zonas de la República Mexicana

En la figura 4.8 se pueden apreciar los rangos de los valores que puede adoptar este coeficiente. Para la región hidrológica de “El Carrizal” ubicada en Tabasco le corresponde un valor $K=0.35$

Con lo anterior se calculó la precipitación requerida:

$$P_1^{10} = 70.763mm$$

Finalmente se calculó la precipitación máxima de diseño, que corresponde a una lluvia con una duración igual a 730.64 min y a un tiempo de retorno de 50 años.

$$p_{730.64}^{50} = 119.067mm$$

4.3 GASTO MÁXIMO DE DISEÑO

Se realizó el cálculo del caudal máximo, el cual sería producido por la precipitación máxima de diseño. Para ello se utilizó el Método Racional Americano. El método relaciona la intensidad de la lluvia máxima con el área de la cuenca de aportación y con el porcentaje del volumen de agua que escurre.

$$Q = 0.278CiA$$

Intensidad.

La intensidad de la lluvia se calcula de forma simplificada a partir de la lluvia de diseño y su duración:

$$i = \frac{hp}{D} = \frac{119.06683mm}{5.560409h} = 21.413 \text{ mm/h}$$

Coefficiente de Escurrimiento (Ce).

Para el coeficiente de escurrimiento se consultó el SIATL, el cual asigna un valor de Ce mayor al 20% por lo cual basándose en datos de regiones similares se usará un valor de 30% para el caso de esta cuenca.

Finalmente es posible calcular el gasto por medio de la ecuación del método racional, este gasto corresponderá únicamente al gasto líquido en el cauce. Aun habría que calcular el gasto sólido.

$$Q = 0.278CiA$$

$$Q_L = 0.278(0.30)(21.4133 \text{ mm/h})(25.8)$$

$$Q_L = 46.075 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.4 CÁLCULO DEL GASTO SÓLIDO

Para calcular el gasto sólido se empleó la siguiente ecuación:

$$E = 0.224 R K L S C P$$

donde:

- E es el índice de erosión (Kg/m²) por evento (año, tormenta, etc.)
- R es el índice de emotividad asociado a la lluvia en el sitio (adimensional)
- K representa la erosionabilidad del suelo, o sea, el tipo de suelo (adimensional)
- LS son dos factores que toman en cuenta la pendiente y su longitud
- C es un factor que toma en cuenta la cobertura vegetal (adimensional)
- P es el factor que toma en cuenta las obras de protección contra erosión que existen en la zona (adimensional)

Calculo del Factor R.

Se obtiene con la expresión:

$$R = 0.00576 i^2(1.213 + 0.3865 \ln (i))$$

donde:

i = Intensidad de la lluvia (mm/día).

Por lo tanto:

$$i = \frac{hp}{D} = 21.4133219 \text{mm/h}(24\text{h}) = 513.9197276 \text{mm/dia}$$

$$R = 0.00576 \left(513.9197276 \frac{\text{mm}}{\text{dia}} \right)^2 \left(1.213 + 0.3865 \ln \left(513.9197276 \frac{\text{mm}}{\text{dia}} \right) \right)$$

$$R = 5515.539$$

Calculo del Factor K.

El tipo de suelo que predomina en la cuenca son las arenas gruesas por lo que el factor de tipo de suelo correspondiente es:

$$K = 0.20$$

Calculo del Factor LS.

Este factor se refiere a la longitud-pendiente del cauce principal de la cuenca, para obtenerlo se sugiere utilizar la siguiente expresión:

$$LS = \left(\frac{X}{22} \right)^m (0.065 + 0.045 S_p + 0.0065 S_p^2)$$

donde :

X = es la longitud del cauce en (m).

S_p = es la pendiente media del cauce principal en porcentaje.

m = valor que depende de la pendiente y que es seleccionado a partir del criterio siguiente:

$$m = 0.5 \quad \text{si } S_p > 5\%$$

$$m = 0.4 \quad \text{si } 3\% \leq S_p \leq 5\%$$

$$m = 0.3 \quad \text{si } 1\% \leq S_p \leq 3\%$$

$$m = 0.2 \quad \text{si } S_p < 1\%$$

Utilizando la pendiente obtenida anteriormente:

$$S_p = 0.08\% \quad \longrightarrow \quad m = 0.2$$

$$LS = \left(\frac{7911}{22} \right)^{0.2} (0.065 + 0.045 (0.063) + 0.0065 (0.063)^2)$$

$$LS = 0.302967518$$

Calculo del Factor C.

Este factor se refiere a la cobertura vegetal en la zona de estudio. Para determinar la cobertura vegetal se utilizaron mapas de INEGI, imágenes de satélite y a grandes rasgos, se definió de forma visual el porcentaje de la cobertura vegetal.

Ya que el grado de cobertura vegetal de la cuenca de aportación es elevado, se encuentra aproximadamente dentro del rango del 80% al 96%, por lo que corresponde el siguiente coeficiente:

$$C = 0.2$$

Calculo del Factor P.

Este factor se refiere a las obras de protección que han sido construidas en el sitio de estudio. Al no presentarse ninguna obra de control dentro de la zona de la cuenca de aportación corresponde el siguiente factor:

$$P = 1.0$$

Finalmente calculando el índice de erosión tenemos lo siguiente:

$$E = 0.224 (5515.539887) (0.2) (0.302967518) (0.2) (1.00)$$

$$E = 14.972 \text{ kg/m}^2$$

Para calcular el volumen de sólidos en el cauce se obtendrá de la siguiente forma

$$W_{SEDIM} = EA = 1.138962 \text{ kg/m}^2 (25800000 \text{ m}^2) = 386288531.6 \text{ kg}$$

Considerando que el suelo tipo de suelo predominante en la cuenca son las arenas, se supuso un peso volumétrico promedio $PV=1600 \text{ kg/m}^3$, con lo cual se calculó el volumen total de sedimentos.

$$V_{SEDIM} = \frac{W_{SEDIM}}{PV} = \frac{386288531.6 \text{ kg}}{1600 \text{ kg/m}^3} = 241430.332 \text{ m}^3$$

De forma simplificada se calculó el gasto sólido considerando que se obtiene este volumen de sedimentos en el tiempo correspondiente a la duración de la tormenta, la cual es igual al tiempo de concentración. Por lo tanto el gasto sólido es:

$$Q_S = \frac{V_{SEDIM}}{D} = \frac{241430.3323m^3}{5.560409231h(3600s/h)} = 12.0609794m^3/s$$

Por lo tanto:

$$Q_T = Q_P + Q_S = 46.07547317m^3/s + 12.0609794m^3/s$$

$$Q_T = 58.13645257m^3/s$$

4.5 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN

4.5.1 Socavación General

Se llevó a cabo el cálculo de la socavación general por medio del Método de Lischtvan-Levediev Modificado según Maza (1967). Al presentarse predominancia de suelos arenosos y de residuos aluviales en la cuenca y sobre todo en la sección en donde se ubicará el puente, se utilizaron las formulas correspondientes a los suelos no cohesivos.

$$H_S = \left[\frac{\alpha H^{1.66}}{4.7 X d_{84}^{0.28}} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.03}}{0.322 + d_{84}^{0.03}} \right)$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{H^{1.66} B_e \mu}$$

El tirante medio, así como el ancho efectivo del cauce se obtuvieron a partir del análisis de la sección del río en el momento en el que transita el gasto máximo.

De los estudios de granulometría que se efectuaron en el puente, el diámetro de partícula a usar será el siguiente:

$$d_{85} = 0.65mm$$

Según datos de la tabla 3.2, para el diámetro de partícula anterior le corresponde:

$$X = 0.41$$

Así se procedió a calcular la socavación general:

$$\alpha = \frac{(58.1364m^3/s)}{(3.12m)^{1.66} (21.61m) (0.95253)} = 0.4271859$$

$$H_S = \left[\frac{0.4271859 (3.12m)^{1.66}}{4.7 (0.41) (0.65mm)^{0.28}} \right] \left(\frac{(0.65mm)^{0.03}}{0.322 + (0.65mm)^{0.03}} \right) = 1.4612m$$

4.5.2 Socavación Local

El cálculo de la socavación local en las pilastras del puente se llevó a cabo mediante el Método de Yaroslatsiev y el Método Laursen-Torch (1956), basándonos en Maza(1967), que considera que el valor menor al comparar ambos métodos suele ser el correcto.

Método Yaroslatsiev

Este método se puede utilizar para suelos cohesivos o no cohesivos, y se calcula la socavación por medio de la siguiente ecuación.

$$S = \frac{K_f K_v (e + K_h) V_r^2}{g} - 30d$$

La pilastra es de sección cuadrada por lo que, según el método, entra dentro del tipo 5.

Coefficiente $K_f=12.4$

$$b_1 = a \operatorname{sen}\theta + b_0 \operatorname{cos}\theta$$

$$b_0 = b + (b_2 - b) \frac{C}{H}$$

$$K_f = 12.4$$

$$b_0 = 2.55m + (3.3m - 2.55m) \left(\frac{1.0m}{3.32114m} \right) = 2.77582m$$

Se considera que por el tamaño del río, la dirección del flujo no podría cambiar demasiado, por lo que se maneja un ángulo $\theta=0$

$$b_1 = b_0(1) = 2.77582m$$

$$\frac{H}{b_1} = \frac{3.3211m}{2.77582m} = 1.196454734$$

Se obtiene el coeficiente K_h por medio de la gráfica de la figura 3.3, evaluando la relación del tirante y ancho de pila se obtiene:

$$K_h = 0.58$$

El factor K_v se obtiene a partir de la gráfica mostrada en la figura 3.2.

Factor K_v a partir de la influencia del número de Froud.

La velocidad del flujo es $V_r = 1.51m/s$, por lo tanto:

$$\frac{V^2}{gb_1} = \frac{(1.51m/s)^2}{9.81m/s^2(2.77582m)} = 0.083732245$$

De la figura 3.2 se obtuvo:

$$K_V = 0.78$$

La pilastra se encuentra ubicada en el cauce de avenidas, por lo que:

$$e = 1$$

Ahora estamos en condiciones de calcular la socavación local en la pilastra:

$$S = \frac{(12.4) (0.78) (1 + 0.58) (1.51)^2}{9.81m/s^2} - (30 * 0.00065m)$$

$$S = 3.532379814m$$

Método Laursen-Torch (1956)

Para aplicar el método Laursen y Torch (1956) se aplicaron las ecuaciones para el caso de una pila alineada con la corriente, la cual se definió anteriormente como:

$$S_o = k_1 k_2 b$$

Para el caso del puente en estudio para un periodo de retorno de 50 años se tiene los siguientes datos:

$$H = 3.32114m$$

$$b = 2.775825m$$

$$\frac{H}{b} = \frac{3.32114m}{2.775825m} = 1.196454$$

A este valor le corresponde un valor k_1 igual a:

$$k_1 = 0.8$$

Por lo tanto la socavación calculada con este método es:

$$S = 0.8(1)(2.775825m) = 2.22066m$$

Para el caso del gasto con periodo de retorno de 50 años se ha determinado que el método Laursen-Torch es el método que arroja el resultado menor, por lo cual es el que se consideró para el cálculo de la socavación local.

Por lo tanto la socavación total en la pilastra es:

$$H_{ST} = H_S + S = 1.4611494m + 2.22066m = 3.6818098m$$

Para estudiar la evolución del daño que sufre el puente como resultado de la socavación se modeló con ayuda del software Hec-Ras diferentes gastos que transiten por la sección del puente, y siguiendo la metodología anterior se procedió a calcular la socavación producida por los distintos gastos.

En la tabla 4.1 se presentan los distintos niveles de socavación y el gasto al cual están asociados.

Tabla 4.1 Socavación calculada para el puente Medellín para distintos periodos de retorno

TR (años)	Gasto (m ³ /s)	Tirante (m)	Soc. General (m)	Soc. Local (m)	Soc. Total (m)
2	10	1.160	0.428	0.000	0.428
50	58.16	3.321	1.461	2.220	3.681
500	70	3.840	1.680	3.294	4.975
2100	85	4.405	1.945	3.671	5.617
10000	100	4.969	2.199	3.619	5.818
100000	120	5.713	2.523	3.509	6.032
1E+12	300	10.265	5.035	3.147	8.183
-	380	11.818	6.018	3.565	9.584
-	500	13.982	7.402	3.830	11.233
-	550	14.883	7.953	3.894	11.848
-	600	15.723	8.493	3.879	12.372
-	650	16.321	9.021	4.055	13.077

Para el caso del puente estudiado el método Laursen-Torch solo es válido hasta el gasto de 70m³/s, para el resto se utilizó el Método Yaroslatsiev, esto siguiendo el criterio definido por Maza (1967) de tomar al método de Laursen-Toch como un límite superior para el método de Yaroslatsiev.

4.6 MODELADO DEL PUENTE MEDELLÍN

De forma preliminar usando la información de planos geométricos y con apoyo de sondeos de la cimentación del puente Medellín se procedió a modelar la estructura en SAP2000, debido a la geometría que presentan los muros-pilas sobre los que se apoya, se ha optado por modelar estos elementos usando elementos sólidos, la losa se modeló con un elemento placa, para las trabes del puente se usó elementos barra, la cimentación, la cual consta de una cimentación profunda a base de pilotes será modelada con barras y se empleará el método de resorte equivalente para simular las propiedades del suelo en contacto con la cimentación.

Para modelar los apoyos extremos del puente se consideró se consideró que el puente no tiene restringido el desplazamiento en las direcciones X, Y porque solo se encuentra simplemente apoyado sobre el terreno.

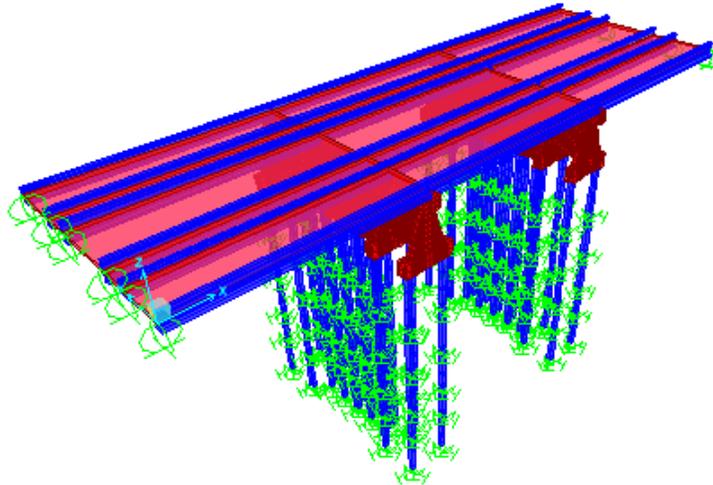


Figura 4.9 Modelo SAP 2000 del puente Medellin

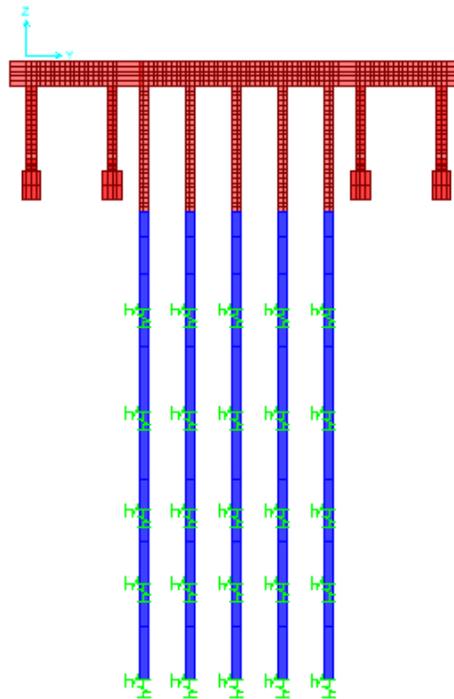


Figura 4.10 Vista del plano XZ del modelo del puente Medellin

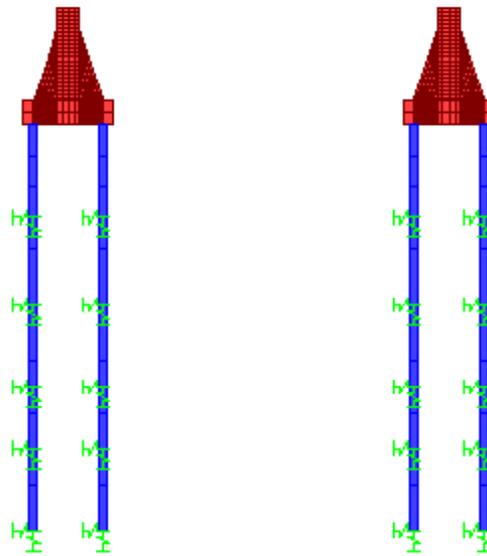


Figura 4.11 Vista de los apoyos en vista YZ del modelo numérico del puente Medellin

4.7 CÁLCULO DE RIGIDECES

Utilizando las fórmulas de Gazetas (1986) antes definidas para la rigidez estática se procedió a calcular los valores de los resortes equivalentes para la cimentación del puente.

Los sondeos realizados en el puente indican que la cimentación de pilotes se encuentra hincada a una profundidad de 22m, por lo cual atraviesan estratos de diferentes propiedades, así que se modelaron resortes para cada estrato de suelo.

Para calcular las rigideces de los resortes se requiere conocer el módulo resistente al cortante del material, por lo cual se apoyó de la ecuación siguiente:

$$G = \delta V S^2$$

La ecuación requiere conocer la velocidad de onda de corte del material estudiado. Puesto que se tienen los datos de pruebas de penetración estándar de los materiales del suelo, se usaron las ecuaciones siguientes que utilizan el valor de resistencia a la penetración:

Ecuación propuesta por Ohta y Goto (1978) para arenas:

$$VS = 96 N^{0.17} D^{0.2}$$

Ecuación propuesta por Ohta y Goto (1978) para arcillas:

$$VS = 62.14 N^{0.219} D^{0.23}$$

En la tabla 4.2 se presentan las propiedades de los estratos, los cuales fueron obtenidos de pruebas de sondeo profundo en campo:

Tabla 4.2 Propiedades mecánicas de los estratos

Estrato	Material	c (T/m ²)	qu (kg/cm ²)	N	γ (T/m ³)	Δ	E (kg/cm ²)
I	Arena	3.5	0.75	6	1.65	0.16819572	56.36
II	Arcilla	2.6	0.75	5	1.94	0.19775739	15.53
III	Arena	2.3	1.143	9	1.7	0.17329256	41.78
IV	Arcilla	1.2	0.75	8	1.97	0.20081549	58.7
V	Arcilla	2.1	0.75	6	1.97	0.20081549	51.28
VII	Arcilla	1.2	0.75	7	1.67	0.17023445	33.11

Ahora se usarán las ecuaciones de Ohta y Goto (1978) para calcular las velocidades de onda de cortante y se calculará el valor de módulo de rigidez al corte de cada estrato.

Tabla 4.3 Módulo de rigidez al corte de los estratos

Estrato	VS	G (t/m ²)
I	162.173988	4423.61508
II	113.810824	2561.532435
III	179.186823	5564.063158
IV	120.969019	2938.634242
V	122.721887	3024.414174
VII	134.488948	3079.077779

4.7.1 Rigidez Equivalente

Para calcular la rigidez equivalente de los resortes que simulan el suelo se usaron las ecuaciones de Dorbry y Gazetas (1986) como se muestra a continuación.

Dimensiones de los pilotes:

$$B= 0.4m$$

$$L=0.4m$$

Estrato I

$$A = 4LB$$

$$A = 4(0.4m)(0.4m)$$

$$A = 0.64m^2$$

$$Kz = Sz2LG/(1 - v)$$

$$\frac{A}{4L^2} = \frac{0.64m^2}{4(0.4m)^2} = 1$$

$$\frac{A}{4L^2} > 0.02$$

$$S_z = 0.73 + 1.54\left(\frac{A}{4L^2}\right)$$

$$S_z = 2.27$$

$$K_z = (2.27)(2(0.4m)(4423.61508 T/m^2)/(1 - 0.3)$$

$$K_z = 11476.12141 T/m^2$$

$$S_y = 4.5\left(\frac{A}{4L^2}\right)^{0.38}$$

$$S_y = 4.5(1)^{0.38}$$

$$S_y = 4.5$$

$$K_y = S_y 2LG/(2 - v)$$

$$K_y = (4.5)(2(0.4m)(4423.61508 T/m^2)/(2 - 0.3)$$

$$K_y = 12139.77416 T/m^2$$

$$K_x = k_y - 0.21LG\left(1 - \frac{B}{L}\right)/(0.75 - v)$$

$$K_x = 12139.77416 T/m^2 - 0.21(0.4m)(4423.61508 T/m^2)\left(1 - \frac{0.8m}{3.3m}\right)/(0.75 - 0.3)$$

$$K_x = 12139.77416 T/m^2$$

Se aplicará el mismo procedimiento para calcular la rigidez de los demás estratos. Los resultados se presentan en la tabla 4.4

Tabla 4.4 Rigideces iniciales de los estratos

Estrato	Kz (t/m²)	Kx (t/m²)	Ky(t/m²)
I	11476.1214	9367.655464	9367.65546
II	6645.347	5424.421627	5424.42163
III	18625.6911	14545.49367	14545.4937
IV	8210.09198	6411.56562	6411.56562
V	8449.74791	6598.721834	6598.72183
VII	8602.46961	6717.98788	6717.98788

Estos valores de rigidez se colocaron en el modelo como resortes ubicados a la mitad de cada estrato.

4.8 CÁLCULO DE EMPUJES HIDRODINÁMICOS

Se calcularon los empujes hidrodinámicos aplicando la ecuación del AASHTO (2012).

En la tabla 4.5 se presentan los valores de empuje hidrodinámico para los casos de socavación que se obtuvieron para el estudio del puente:

Tabla 4.5 Empuje hidrodinámico asociado a cada nivel de socavación

Socavación (m)	Área (m ²)	V (m/s)	P (N/mm ²)	P (kg/cm ²)	E (kg)	E(t)
3.681809816	10.514	1.51	0.00164076	0.0164076	1725.09502	1.72509502
6.032813601	15.49	1.67	0.00200689	0.02006892	3108.67639	3.10867639
8.183748298	20.08699864	1.72	0.00212886	0.02128865	4276.25011	4.27625011
11.23310228	65.20648182	1.93	0.00268044	0.02680438	17478.1934	17.4781934

Este empuje se introdujo en el modelo aplicando la resultante del empuje en el centro de gravedad del área que es afectada por el empuje.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para evaluar el efecto de la socavación sobre la cimentación, ya que la cimentación se basa a partir de pilotes, se modeló la socavación como una pérdida en la rigidez de los cimientos. Para realizar esto se consideró usar las ecuaciones para la velocidad al cortante, las cuales involucran el espesor del estrato.

Se consideró que si la socavación ha descubierto un estrato, este ya no otorga rigidez a la cimentación.

En la tabla 5.1 se presentan las rigideces calculadas de los estratos:

Tabla 5.1 Rigidez de los estratos correspondiente a cada nivel de socavación

Gasto	Socavación (m)	Estrato	Kz (t/m ²)	Kx (t/m ²)	Ky (t/m ²)
Q=58.6	3	I	0	0	0
		II	6645.347	5424.42163	5424.42163
		III	18625.6911	14545.4937	14545.4937
		IV	8210.09198	6411.56562	6411.56562
		V	8449.74791	6598.72183	6598.72183
		VII	8602.46961	6717.98788	6717.98788
		Q=120	6	Estrato	Kz
I	0			0	0
II	0			0	0
III	18625.6911			14545.4937	14545.4937
IV	8210.09198			6411.56562	6411.56562
V	8449.74791			6598.72183	6598.72183
VII	8602.46961			6717.98788	6717.98788
Q=300	8	Estrato	Kz	Kx	Ky
		I	0	0	0
		II	0	0	0
		III	15545.1365	12139.7742	12139.7742
		IV	8210.09198	6411.56562	6411.56562
		V	8449.74791	6598.72183	6598.72183
		VII	8602.46961	6717.98788	6717.98788
Q=500	11	Estrato	Kz	Kx	Ky
		I	0	0	0
		II	0	0	0
		III	0	0	0
		IV	8210.09198	6411.56562	6411.56562
		V	8449.74791	6598.72183	6598.72183
		VII	8602.46961	6717.98788	6717.98788

5.1 PARÁMETROS ANALIZADOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD

Para evaluar la vulnerabilidad en el caso del puente Medellín, se consideraron los siguientes factores:

- Resistencia a esfuerzo a tensión del material, debido a que la estructura está construida con concreto reforzado y la resistencia a tensión de este material es inferior a su resistencia a compresión, se revisará si los esfuerzos inducidos en la superestructura superan la resistencia a tensión del material.
- Revisión de deformaciones, que afectarían la estabilidad de las trabes que están apoyadas sobre neoprenos si la deformación fuese lo suficientemente grande para mover estos apoyos.
- Revisión de distorsiones, las cuáles podrían causar la falla de los elementos más esbeltos de la estructura, que son los pilotes.
- Revisión por esfuerzo flexocompresión, con la que se complementará la revisión de distorsiones, revisando los diagramas de interacción y combinaciones de fuerza axial y momento de los elementos sujetos a flexocompresión.

5.1.1 Revisión de Resistencia a Esfuerzo a Tensión del Material

Para revisar el estado de esfuerzos en la estructura del puente y compararlos con la resistencia al esfuerzo a tensión del material se evalúo conforme a la siguiente ecuación:

$$Vr = 1.6\sqrt{fc}$$

$$Vr = 1.6\sqrt{300}$$

$$Vr = 27.7128129 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vr = 277.128129 \text{ T/m}^2$$

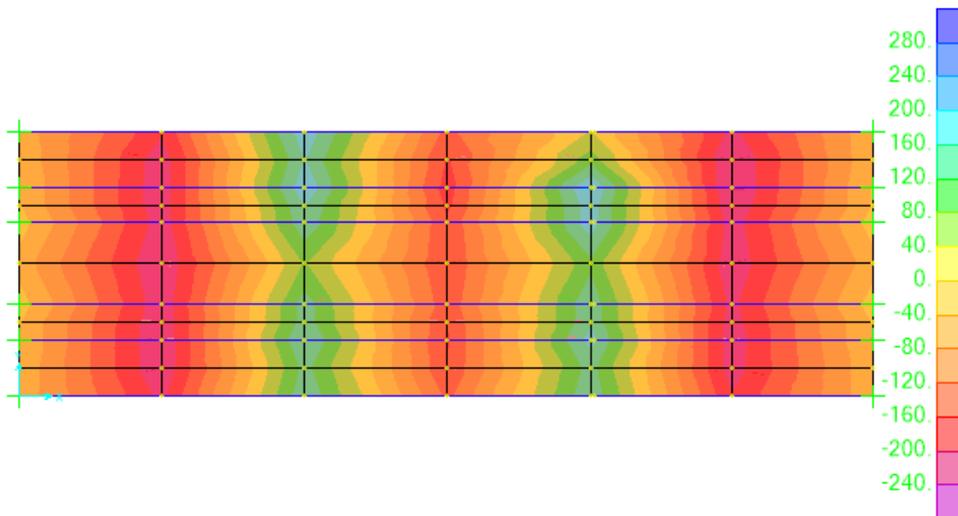


Figura 5.1 Esfuerzos localizados en las losas del puente Medellín

5.1.2 Revisión de Distorsiones

Debido a que la investigación acerca del límite de distorsión en puentes es limitada, las ecuaciones propuestas para calcular el límite de distorsión se usarán como un complemento de la revisión por esfuerzo a flexocompresión.

La ecuación usada para determinar el límite de distorsión es la siguiente:

Columnas sección rectangular (Rivera y Meli, 2008)

$$\gamma_y = \frac{1}{3} \phi_y H$$

$$\phi_y = 3.75 \frac{\epsilon_y}{h_c} (0.30 + 10.50 p_t - 125 p_t^2)$$

donde:

γ_y =Distorsión de fluencia

H=Altura de la columna

h_c = Peralte de la columna

ϵ_y = Deformación nominal del acero de refuerzo longitudinal

p_t =Cuantía de refuerzo longitudinal

Ya que el puente está apoyado sobre pilotes, fue en los pilotes donde se revisó la distorsión, ya que la estructura de muro-estribo que forma la subestructura del puente se comporta como un cuerpo rígido y por tanto no se observa distorsión en él. Basándose en experiencia de casos de puentes similares se determinó proponer un armado de pilotes de 6 varillas del número 4.

$$\phi_y = 3.75 \frac{0.002}{0.4m} (0.30 + 10.50(0.0047) - 125(0.0047)^2)$$

$$\phi_y = 0.006498539$$

Esta distorsión se revisó en los distintos casos de socavación con el empuje hidrodinámico correspondiente.

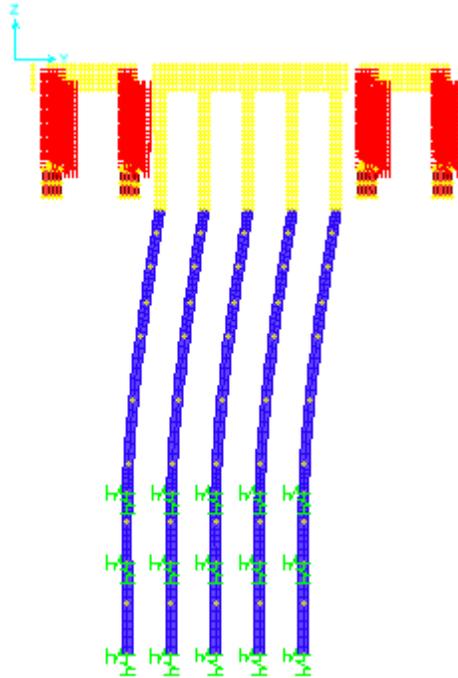


Figura 5.2 Deformación del puente Medellín en dirección al flujo del cauce con socavación de 11m de profundidad

En la tabla 5.2 se muestran los resultados obtenidos del modelo para cada uno de los parámetros a revisar:

Tabla 5.2 Distorsión de los pilotes producto de empuje hidrodinámico a diferentes profundidades de socavación

Gasto	Socavación	Tirante (m)	Esfuerzo máx. (t/m^2)	Empuje (t)	Def (m)	Distorsión	D permisible
Q=58.6	3m	3.1933353	240	1.72509502	0.0011	0.00028	0.006498539
Q=120	6m	4.45	240	3.10867639	0.009	0.0001	0.006498539
Q=300	8m	6.49	240	4.27625011	0.0123	0.002	0.006498539
Q=500	11m	7.88	240	17.4781934	0.14	0.01516	0.006498539

Los esfuerzos corresponden a los esfuerzos máximos a tensión encontrados en la superestructura, los cuáles no exceden la resistencia del concreto a esfuerzo de tensión.

Por otro lado las distorsiones obtenidas del modelo, para el caso de una socavación de 11m muestran que la distorsión de los pilotes ha excedido la distorsión permisible, por tanto que se presente el daño, pero para determinar si el nivel de daño ocasionado por la distorsión es suficiente para provocar el colapso, se prosiguió a revisar las secciones de los pilotes por esfuerzo a flexocompresión.

5.1.3 Revisión de Esfuerzo a Flexocompresión

Para evaluar la resistencia de los pilotes se proseguirá a obtener el diagrama de interacción de los pilotes y se revisaron las cargas y momentos actuantes que se han obtenido previamente del modelo.

En la figura5.3 se presentan las propiedades de los pilotes y su diagrama de interacción:

Análisis de Resultados

Concreto de los pilotes

$F_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$B = 40 \text{ cm}$

$L = 40 \text{ cm}$

$P_t = \text{mín} = 0.0047$

$A_s = 6 \text{ varillas } \#4 = 7.62 \text{ cm}^2$

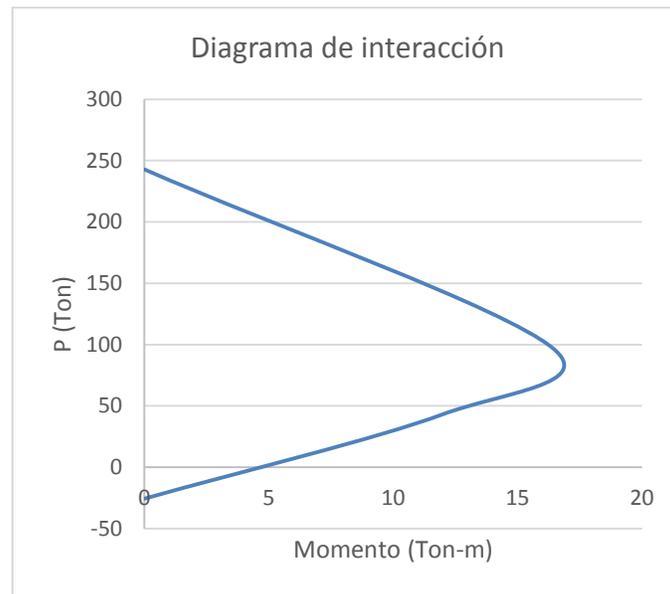


Figura 5.3 Diagrama de interacción de los pilotes de sección 40x40 cm

Para la condición de socavación a 11m se han obtenido los siguientes valores en los pilotes con distorsión mayor a la permisible:

$P = 22 \text{ t}$ (Compresión)

$M = 11 \text{ t-m}$

Al introducir los valores al diagrama se encontró que salen del rango de la curva, por lo cual se puede decir que la sección de pilotes es llevada al colapso.

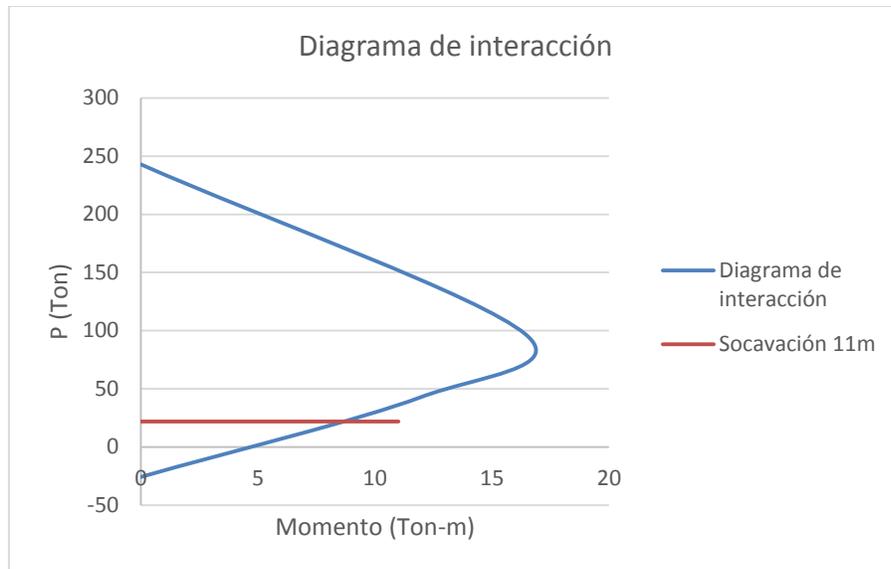


Figura 5.4 Comparación de combinación de Momento y Carga axial con el diagrama de interacción

Así mismo se revisó para las demás condiciones de socavación, las cuales arrojaron valores dentro de la curva.

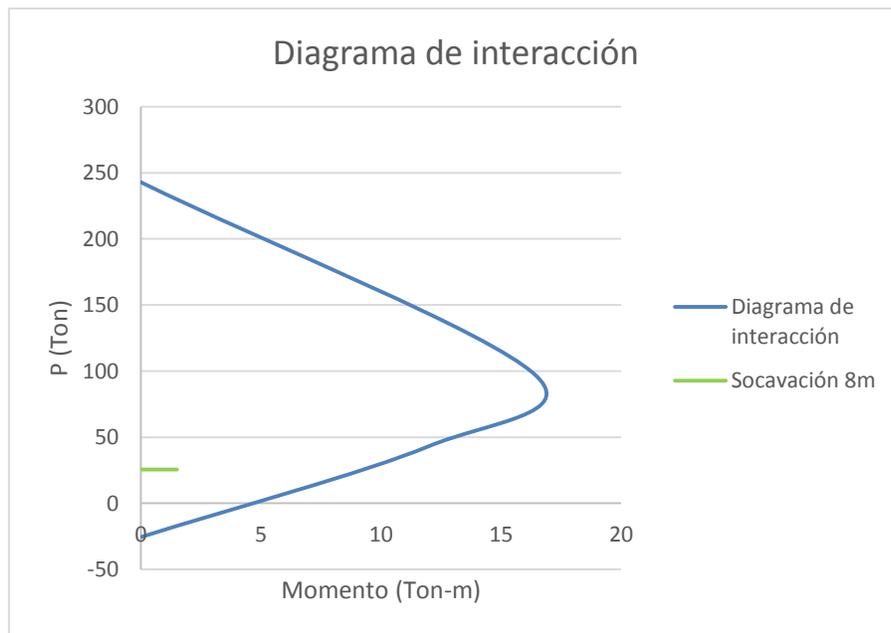


Figura 5.5 Comparación de combinación de Momento y Carga axial con el diagrama de interacción para socavación de 8m.

5.2 FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD

La función de vulnerabilidad describe el nivel de daño presente en la estructura ocasionado por los factores antes revisados. La función de vulnerabilidad describe la evolución del nivel de daño desde un punto donde no existe daño hasta un punto donde la estructura colapsa.

Después de analizar los resultados, después de revisar que los valores de esfuerzo a flexocompresión apoyan los datos de distorsión, se consideró a la distorsión de los pilotes como el parámetro sobre el cual se construirá la función de vulnerabilidad, comparando el valor de distorsión permisible con el valor de distorsión obtenido para cada nivel de profundidad de socavación. Los datos se presentan en la tabla 5.3.

Para construir la función de daño se asignó un valor de daño igual a 0 para un nivel en que no se presenta daño, y un valor de 1 cuando la distorsión de los pilotes es igual al valor permisible, y el cual corresponde al nivel de daño de colapso. Los valores se presentan en la tabla 5.4.

Con estos datos se construyó la gráfica de la figura 5.6 que muestra el índice de daño respecto a la relación entre el tirante y el ancho de pila.

Tabla 5.3 Evaluación del nivel de daño correspondiente a distintas profundidades de socavación

Gasto	Socavación	Tirante (m)	Esfuerzo max (t)	Empuje (t)	(y/b)	Def (m)	Distorsión	D permisible	F daño
Q=0	0m	0	240	0	0	0	0	0.006498539	0
Q=58.6	3m	3.193	240	1.72509502	0.96767736	0.0011	0.00028	0.006498539	0.04308661
Q=120	6m	4.45	240	3.10867639	1.34848485	0.009	0.0001	0.006498539	0.01538807
Q=300	8m	6.49	240	4.27625011	1.96666667	0.0123	0.002	0.006498539	0.30776148
Q=500	11m	7.88	240	17.4781934	2.38787879	0.14	0.01516	0.006498539	1

Tabla 5.4 Descripción del nivel de daño estructural correspondiente a distintas profundidades de socavación

Gasto	Socavación	F daño	Descripción
Q=0	0m	0	Daño Nulo
Q=58.6	3m	0.04308661	
Q=120	6m	0.01538807	
Q=300	8m	0.30776148	Distorsión ligera de los pilotes
Q=500	11m	1	Colapso por fluencia de pilotes por distorsión

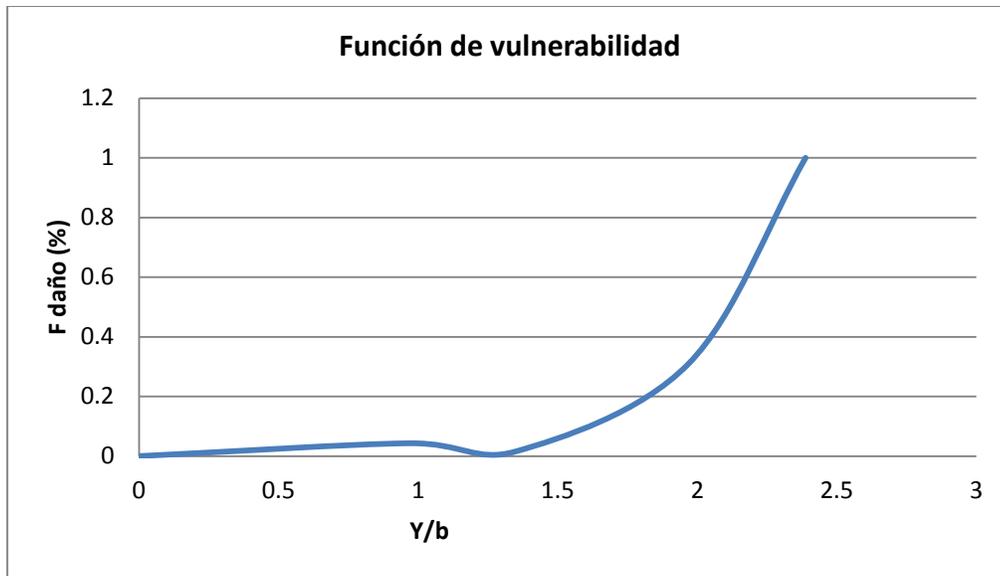


Figura 5.6 Función de vulnerabilidad del puente estudiado

CONCLUSIONES

Al analizar la función de vulnerabilidad se concluyó que para el caso del puente estudiado la falla se presenta de forma súbita, ya que la función muestra que el daño evoluciona muy lentamente al comienzo con una pendiente muy pequeña, y después la pendiente aumenta bruscamente hasta llegar al colapso.

De los resultados obtenidos se concluyó que para estructuras del tipo analizado, la presencia de muros-pilas provoca que la subestructura se comporte como un elemento rígido, por lo tanto la deformación producida por el empuje hidrodinámico no afectaría los apoyos de las traveses sobre esta ya que se mueven como una pieza, por lo que el desplazamiento y pérdida de apoyo no consistiría en una forma de colapso. Igualmente los esfuerzos a tensión generados en la superestructura no consisten en una forma de falla porque los niveles de esfuerzos a tensión son inferiores a la capacidad resistente del material a tensión.

Además se encontró que debido a que el muro-pila que forma la subestructura del puente es bastante rígido, es posible usar una menor discretización en el detalle del modelado de estos apoyos con elementos sólidos.

Por otro lado se encontró que la estructura cimentada a base de pilotes presentaría la forma de falla más común en la falla de los pilotes, que por ser elementos esbeltos son más afectados por el efecto de la distorsión producida por el empuje hidrodinámico del flujo. El efecto del empuje hidrodinámico es incrementado por la socavación del material de fondo, que disminuye la longitud de empotramiento de los pilotes. Este proceso de degradación de la rigidez de los apoyos del puente eventualmente provoca que las distorsiones y esfuerzos a flexocompresión producto del empuje hidrodinámico superen la capacidad de los pilotes, lo cual significa el colapso de la estructura.

Para el objetivo del presente trabajo solo se estudió el efecto de socavación y del empuje hidrodinámico sobre la estructura del puente, pero pueden estudiarse otros casos, como el efecto de la carga del viento, el efecto de un sismo sobre la estructura socavada, y otras combinaciones de cargas accidentales.

De lo antes descrito se puede observar el riesgo que presenta la socavación para la estabilidad estructural de un puente, por ello también sería importante investigar formas de proteger el lecho del río contra la socavación y explorar la efectividad de las técnicas de acorazamiento de ríos.

REFERENCIAS

1. American Association of State Highway and Transportation Officials(2012) “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications” , AASHTO, Washington, DC, US.
2. Bataglio M. y Jamiolkowsk M. (1987). “Analisi delle deformazioni”, XIII Ciclo Conferenze di Geotechnica di Torino, Italia.
3. Burland J.B. (1989). “Small is beautiful – the stiffness of soils at small strains”, Canadian Geotech. Jour., 26: 499-516.
4. Carstens M. R. 1966. Similarity Laws for Localized Scour. Journal of the Hydraulics Division. Vol. 92 No.HY3.
5. Chabert J. y P. Engeldinger (1956). Etude des Affouillements autor des Piles des Ponts. Laboratorio Nacional de Hidráulica. Paris, Francia
6. Dobry, R. & Gazetas, G. (1986). “Dynamic response of arbitrarily shaped foundations; Experimental verification”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol 112, No.2.
7. Fahey M. y Carter J.P. (1993). “A finite element study of the pressurometer in sand using non-linear elastic plastic model”, Canadian Geotech. Jour., 30: 348-362
8. Hjorth P. (1975). “Studies on the Nature of Local Scour”. Departamento de Ingeniería de los Recursos Hidráulicos, Instituto Tecnológico de Lund, Universidad de Lund, Suecia.
9. Jardine W.J., Potts D.M., Fourie A.B. y Burland J.B. (1986). “Studies of the Influence of Non-Linear Stress-Strain Characteristics in Soil Structure Interaction”, Geotechnique, 36, 3.
10. Juárez B. E. y Rico A. R. (1976) “Mecánica de suelos”. Editorial Limusa, México.
11. Larras J. 1963. Profondurs Maximales d’ Erosion des Fons Mobiles autor des Piles en Rivière. Annales des Ponts et Chaussées. Vol. 133.
12. Laursen E. y A. Toch (1956) Scour around Bridge Piers and Abutments. Iowa Highway Research Board, Bulletin No 4. Universidad Estatal de Iowa.

13. Laursen E. (1958). Scour at Bridge Crossings. Iowa Highway Research Board Bulletin No. 8. Universidad Estatal de Iowa. EE.UU.
14. Mayne P.W. (2001). "Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced insitu tests", Proc. Int. Conf. on In-Situ Measurements of Soil Properties and Case Histories, Bali, Indonesia, 27-48.
15. Maza A. J. y J. Sánchez Bribiesca (1964). Contribución al Estudio Local en Pilas de Puente. I Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Puerto Alegre, Brasil.
16. Maza A. J. (1967). Erosión del cauce de un río en el cruce de un puente. Ingeniería hidráulica de México. Vol. XXI.
17. Melville B. W. y Coleman E. S. (2000) "Bridge Scour", Water Resources Publications, LLC. USA.
18. Nicollet, G. (1971). Deformation des Lits Alluvionnaires. Affouillements autour des piles des Ponts, Cylindriques. Laboratorio Nacional de Hidráulica, París, Francia.
19. Nicollet, G. (1974). "Grouoe de Travail sur les Affouillements Locaux atour des Piles des Ponts". Laboratorio Nacional de Hidráulica, Paris, Francia.
20. Ohta, Y. y Goto, N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristics soil indexes" Earthq. Eng. Struc. Dyn 6: 167 - 187.
21. Ramón C. I. D., (2015) "Vulnerabilidad Estructural de Puentes ante el Tránsito de Avenidas Extraordinarias". Universidad Nacional Autónoma de México.
22. Rivera D. V. y Meli R. P., (2008) "Procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado" Revista de ingeniería sísmica, No 79, pp 1-23.
23. SAP 2000. Computers and Structures.
24. Shen H. W., V.Schneider, y S. Karaki (1969)"Local Scour around Bridge Piers". Journal of the Hydraulics Division. Vol. 95 No HY6.
25. Shen H. W. (1971). "River Mechanics Volumen II, Capitulo 23. Scour Near Piers" Colorado, EE. UU.
26. SIATL (2016). Simulador de flujos de Agua de Cuencas Hidrográficas. INEGI

27. Smith D. W. (1976), "Bridge failure", Proceedings Institution of Civil Engineers.
28. Stokoe K. H. II, Rix G. J. y Nazarias S. (1989). "In Situ seismic testing with surface waves" Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. Fond. Engr., Río de Janeiro, Brasil, 1: 331-334.
29. U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. (2010). HEC-RAS, River Analysis System, Hydraulic Reference Manual. Version 4.1. Department of the Army, State of California. Van Rijn, L.C., 2007. Unified view of sediment transport by currents and waves. Graded Beds. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 133, No. 7.