



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

**DISEÑO ÓPTIMO DE CIMENTACIONES DE PUENTES
ANTE PROBLEMAS DE SOCAVACIÓN**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

JONATHAN VITE MORENO

ASESOR

DR. DARÍO RIVERA VARGAS

COASESOR

ING. RICARDO GARCÍA VALDIVIA

SANTA CRUZ ACATLÁN, MÉXICO, AGOSTO DE 2019



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.

A mi madre.

Por su apoyo y amor incondicionales, por motivarme a ser mejor persona cada día, y por ser un ejemplo de trabajo, constancia y perseverancia en cada etapa de mi vida.

A mi padre.

Por su paciencia, consejos, amor e infinita comprensión, por animarme a ir más allá, y por ser un gran ejemplo de trabajo y disciplina en los momentos decisivos de mi vida.

«En nuestros diversos mundos, todos tenemos que esforzarnos en conseguir esas cosas tan difíciles como ser alegres, bondadosos, curiosos, valientes y pacientes, y tenemos que estudiar, pensar y trabajar duro, y entonces lograremos construir (...)».

—Lyra Belacqua.

[Fragmento de “El catalejo lacado”, de Philip Pullman].



Agradecimientos

En primer lugar, muchísimas gracias a mi madre y a mi padre, este logro también es de ustedes, pues me han apoyado en todo momento, me han hecho sentir seguro y me han ayudado con toda su dedicación, esfuerzo y de forma incondicional todos los días de mi vida; ustedes han sido y seguirán siendo mi mayor motivo para seguir adelante, a ustedes les debo quien soy ahora y quien quiero llegar a ser.

Gracias a mis tíos Ismael y Hortensia, por su apoyo y preocupación a lo largo de mis años como estudiante.

Gracias a mis amigos, por apoyarme siempre, porque son personas en quienes puedo confiar y por todos los momentos inolvidables. A quienes influyeron de una manera tan positiva en mi toma de decisiones y por haber creído en mí. A las personas que han estado, ya sea desde hace mucho o poco tiempo; a quienes siguen y a quienes se han ido. Especialmente gracias a Jessica Alvarado, por ser una gran compañera en cada etapa de la universidad. A Jesús López y Mariana Saucedo, por el apoyo brindado, especialmente, en el año en que redacté este documento.

Un agradecimiento muy especial a aquellas personas a quienes conocí durante los meses en que elaboré la tesis; y que, además, me ayudaron con sus consejos y paciencia, y pusieron todo de su parte para motivarme: Cynthia Palmillas, Carolina Aquino y Samantha Reyes.

Muchas gracias a mi asesor de tesis, el Dr. Darío Rivera, por toda su paciencia y disposición; por permitirme ser parte de este proyecto; por ser un profesor ejemplar y comprometido de quien se aprende demasiado y de una manera tan significativa.

Gracias a mi coasesor, el Ing. Ricardo García, por su enorme ayuda y observaciones en este trabajo; también por todo lo aprendido en sus clases y por ser un profesor que de verdad se preocupa por el aprendizaje de sus alumnos.

Al Dr. Saúl López, su dedicación en la revisión de mi tesis y por sus observaciones tan puntuales, que me ayudaron a mejorar la calidad de mi trabajo de titulación.

Al Ing. Daniel Dueñas, por ser también un profesor comprometido con el aprendizaje de sus alumnos.

Al Ing. Martín Sánchez, también por su gran disposición a la hora de revisar mi tesis y ayudarme a mejorarla.



A mi equipo de trabajo en PROESA.

Al Programa de Apoyo a Proyectos de Investigación e Innovación Tecnológica, por brindarme el apoyo mediante su proyecto PAPIIT TA101617 "Desarrollo y validación de un método de diseño sísmico basado en desempeño utilizando espectros de fragilidad uniforme para estructuras a base de marcos sismorresistentes".

Finalmente, gracias a mi Facultad, a sus profesores, y a todo lo que hace de la Universidad Nacional Autónoma de México la mejor del país; por una educación integra y por todas las experiencias que me ha brindado hasta el día de hoy.



Tabla de contenido

Índice de figuras	VIII
Índice de tablas	XI
Notación	XIII
Introducción	XX
Objetivo y alcance	XX
Contenido de la investigación	XXI
Capítulo 1 – Antecedentes	1
1.1. Generalidades de los puentes	1
1.1.1. Fallas en puentes	2
1.1.2. Situación de los puentes del país frente a fenómenos naturales	3
1.2. Casos de socavación en puentes de México	4
1.2.1. Puentes Coatán y Tepuzapa	4
1.2.2. Puente Tonalá I	5
1.2.3. Puente Coyuca I	6
1.2.4. Otros casos	7
1.3. Casos de socavación en puentes de otros países	10
1.3.1. Puente Unete, Colombia	10
1.3.2. Puente Río Trigno, Italia	10
1.3.3. Puente <i>Burke and Wills</i> , Australia	11
1.3.4. Puente Altovalsol, Chile	11
Capítulo 2 – Evaluación de la socavación en puentes	12
2.1. Definición y tipos de socavación	12
2.1.1. Socavación general	13
2.1.2. Socavación inducida	14
2.2. Factores que influyen en la profundidad de socavación	15
2.3. Cálculo de la profundidad de socavación	16
2.3.1. Socavación general	18
2.3.2. Socavación por contracción	19
2.3.3. Socavación en pilas	25

Capítulo 3 – Estudios hidráulico-hidrológicos para puentes	32
3.1. Características fisiográficas	33
3.1.1. Cuenca de drenaje	33
3.1.2. Cauce principal	36
3.2. Características hidrológicas	40
3.2.1. Análisis de la precipitación	40
3.2.2. Análisis del escurrimiento	48
Capítulo 4 – Tipos de cimentaciones en puentes	53
4.1. Cimentaciones superficiales	53
4.2. Cimentaciones profundas	54
4.2.1. Cilindros y cajones de cimentación.	55
4.2.2. Cimentaciones piloteadas.	55
Capítulo 5 – Aspectos del diseño estructural de cimentaciones de puentes	58
5.1. Normativa para el diseño de puentes	58
5.1.1. Cargas de diseño para puentes	58
5.1.2. Estados límite y factores de resistencia para el diseño de cimentaciones	59
5.2. Consideraciones geotécnicas	61
5.2.1. Determinación de las propiedades del suelo	61
5.2.2. Capacidad de carga de las cimentaciones	62
5.2.3. Profundidad de desplante de las cimentaciones	63
5.3. Consideraciones estructurales	63
5.3.1. Empuje dinámico del agua	63
5.3.2. Diseño estructural de zapatas	64
5.3.3. Diseño estructural para un grupo de pilotes	68



Capítulo 6 – Estudio de optimización	69
6.1. Conceptos básicos de optimización	69
6.2. Vulnerabilidad y cuantificación del daño	70
6.3. Descripción del caso de estudio	73
6.4. Parámetros hidráulico-hidrológicos del sitio	73
6.4.1. Características fisiográficas	73
6.4.2. Características hidrológicas	75
6.4.3. Modelo del cauce en el tramo de interés	80
6.4.4. Socavación en la sección del puente	82
6.5. Diseño estructural de la cimentación	85
6.5.1. Efectos del empuje dinámico del agua	86
6.5.2. Diseño de la zapata	86
6.5.3. Diseño de pilotes	88
6.6. Análisis de costos	90
6.6.1. Partidas y conceptos de obra	90
6.6.2. Análisis de los costos	92
6.7. Análisis de optimización	96
Conclusiones	101
Referencias	104
Anexo – Planos hidrológicos y estructurales	111

Índice de figuras

Figura 1.1. Elementos de la subestructura y superestructura de un puente. _____	1
Figura 1.2. Principales causas del colapso de puentes según Smith (1976). _____	2
Figura 1.3. Principales causas del colapso de puentes según Imhof (2004). _____	3
Figura 1.4. Frecuencia de los diferentes tipos de puentes en México. _____	4
Figura 1.5. Colapso total del Puente Coatán por huracán Stan, Chiapas. _____	5
Figura 1.6. Daño parcial del puente Tepuzapa por huracán Stan, Chiapas. _____	5
Figura 1.7. Socavación general actual en el Puente Tepuzapa. _____	5
Figura 1.8. Colapso del Puente Tonalá I, frontera Tabasco-Veracruz. _____	6
Figura 1.9. Colapso del Puente Coyuca, Guerrero. _____	6
Figura 1.10. Socavación en pilotes del Puente Vado Ancho, Chiapas. _____	7
Figura 1.11. Socavación en cimentación del Puente Río Los Perros, Oaxaca. _____	8
Figura 1.12. Socavación total de más de 4 m en el Puente Río Nexpa, Guerrero. _____	8
Figura 1.13. Socavación en pilotes del Puente Ignacio Chávez, Michoacán. _____	8
Figura 1.14. Socavación general en el Puente Tomatlán, Jalisco. _____	9
Figura 1.15. Socavación en pilas del Puente Cañas Principales, Nayarit. _____	9
Figura 1.16. Socavación de hasta 3 m en pilas del Puente Piaxtla Libre, Sinaloa. _____	9
Figura 1.17. Falla de estribo del Puente Unete, Casanare, Colombia. _____	10
Figura 1.18. Colapso del Puente Río Trigno, Molise, Italia. _____	10
Figura 1.19. Socavación en pilas y terraplenes de acceso del puente Burke and Wills, Queensland, Australia. _____	11
Figura 1.20. Daño por socavación en pilas del Puente Altovalsol, Región de Coquimbo, Chile. _____	11



Figura 2.1. Tipos de socavación que pueden ocurrir en un puente. _____	13
Figura 2.2. Sedimentación en la sección de un cauce. _____	14
Figura 2.3. Perfil de un flujo a través de un puente con un canal contraído. _____	15
Figura 2.4. Hidrodinámica y morfología de un foso de erosión local. _____	15
Figura 2.5. Flujo uniforme a través de una contracción rectangular. _____	20
Figura 2.6. Variables para el cálculo de la socavación mediante el método de Lischtvan-Lebediev. _____	21
Figura 2.7. Erosión en un suelo homogéneo. _____	21
Figura 2.8. Variables para el cálculo de la socavación local en pilas rectangulares. _____	27
Figura 2.9. Curvas para el cálculo de la socavación local en pilas rectangulares. _____	27
Figura 2.10. Variables para el cálculo de la socavación local en pilas redondeadas. _____	28
Figura 2.11. Curvas para el cálculo de la socavación local en pilas redondeadas. _____	28
Figura 2.12. Variables para el cálculo de la socavación local en pilas circulares. _____	29
Figura 2.13. Curvas para el cálculo de la socavación local en pilas circulares. _____	29
Figura 2.14. Secciones comunes de pilas de puentes. _____	30
Figura 3.1. Tipos de cuenca según su salida. _____	33
Figura 3.2. Perfil longitudinal de un cauce y pendientes media y media ponderada. _____	37
Figura 3.3. Ejemplo de los polígonos de Thiessen para una cuenca en Motozintla, Chiapas. ____	42
Figura 3.4. Curvas precipitación-área-duración. _____	43
Figura 3.5. Regionalización del factor de conectividad, R. _____	48
Figura 4.1. Armado del acero de refuerzo y colocación de cimbra en zapata de cimentación. _	54
Figura 4.2. Vista aérea del colado de una zapata de cimentación. _____	54
Figura 4.3. Cilindros y cajones. _____	55
Figura 4.4. Hincados vertical e inclinado de pilotes prefabricados, por percusión. _____	56
Figura 4.5. Procedimiento constructivo de pilote colado in situ con ademe hincado por vibrado. _____	57
Figura 5.1. Mecanismos de falla por cortante. _____	62
Figura 5.2. Mecanismos de resistencia de un pilote. _____	63

Figura 6.1. Representación del problema de optimización de la seguridad. _____	69
Figura 6.2. Valores máximo y mínimo relativos de una función, f . _____	70
Figura 6.3. Variación de la socavación local en pilas de puentes, en función de la configuración de las cimentaciones de puentes. _____	72
Figura 6.4. Probabilidad de falla de un puente en función de la altura de desplante de la cimentación, S_c , para un periodo de retorno, T_r , de 200 años. _____	72
Figura 6.5. Función de vulnerabilidad para puente con cimentación profunda. _____	73
Figura 6.6. Modelo del puente bajo análisis. _____	74
Figura 6.7. Delimitaciones del municipio de Motozintla y de la cuenca de drenaje en estudio; ubicación de las estaciones climatológicas. _____	76
Figura 6.8. Alturas de precipitación máximas en 24 h, anuales, en la estación 7119 Motozintla. _____	77
Figura 6.9. Curvas h_p-T_r , con diferentes funciones de distribución de probabilidad. _____	77
Figura 6.10. Curvas $i-d-T_r$ obtenidas con el método de Bell. _____	78
Figura 6.11. Curvas $i-d-T_r$ obtenidas con el método de Chen. _____	78
Figura 6.12. Curvas Q_p-T_r , para intensidades de lluvia, i , de 90 min. _____	79
Figura 6.13. Curvas Q_T-T_r , para intensidades de lluvia, i , de 90 min. _____	79
Figura 6.14. Tirantes hidráulicos en la sección 0+090.00. _____	80
Figura 6.15. Tirantes hidráulicos en la sección 0+100.00. _____	81
Figura 6.16. Tirantes hidráulicos en la sección 0+100.00. _____	81
Figura 6.17. Datos hidráulicos de interés en la sección 0+100.00. _____	82
Figura 6.18. Distribución granulométrica para estudio de la socavación. _____	82
Figura 6.19. Curvas d_s-T_r , con diferentes criterios de cálculo. _____	83
Figura 6.20. Curva $d_{spila}-T_r$, con criterio FHWA (2012). _____	84
Figura 6.21. Curvas $d_{total}-T_r$. _____	84
Figura 6.22. Costo de la cimentación en función de la profundidad de socavación de diseño. _____	95
Figura 6.23. Costo de la cimentación en función de la profundidad de desplante. _____	95
Figura 6.24. Función de vulnerabilidad para puente con cimentación profunda. _____	97
Figura 6.25. Índice de daño como función de la relación d_s/S_c . _____	97
Figura 6.26. Costo de la falla de la cimentación en función de su profundidad de desplante. _____	99
Figura 6.27. Modelo de optimización del caso en estudio. _____	100



Índice de tablas

Tabla 2.1. Factores que influyen en la profundidad de socavación en puentes. _____	17
Tabla 2.2. Valores del exponente k_1 . _____	20
Tabla 2.3. Valores del coeficiente β . _____	22
Tabla 2.4. Coeficiente de contracción, μ . _____	22
Tabla 2.5. Valores de X y Z. _____	23
Tabla 2.6. Valores del parámetro f_c , para diferentes ángulos de esviaje. _____	26
Tabla 2.7. Valores de K_1 para diferentes secciones de pilas. _____	30
Tabla 2.8. Valores de K_2 para los ángulos de ataque más comunes. _____	31
Tabla 2.9. Valores de K_3 para diferentes condiciones del fondo del cauce. _____	31
Tabla 3.1. Clasificación de una cuenca, de acuerdo con su superficie. _____	34
Tabla 3.2. Coeficientes de escurrimiento para el Método Racional. _____	35
Tabla 3.3. Clasificación del relieve de un cauce, de acuerdo con su pendiente media, S_m . _____	36
Tabla 3.4. Coeficientes de rugosidad de Manning, n , para cauces naturales. _____	39
Tabla 3.5. Valores del factor m , en función de S_m . _____	50
Tabla 3.6. Erosionabilidad del suelo, K . _____	51
Tabla 3.7. Factor de cobertura vegetal de la cuenca, C . _____	51
Tabla 3.8. Factor por obras de protección, P . _____	52
Tabla 5.1. Combinaciones y factores de carga para varios estados límites, según LRFD (2010). _____	60
Tabla 5.2. Valores de coeficiente de arrastre longitudinal, C_D . _____	64
Tabla 5.3. Valores de coeficiente de arrastre longitudinal, C_L . _____	64

Tabla 6.1. Parámetros para la determinación del coeficiente de escurrimiento ponderado, C_e .	74
Tabla 6.2. Características fisiográficas de la cuenca de aportación y su cauce principal.	75
Tabla 6.3. Gastos totales de diseño para diferentes periodos de retorno, con intensidades de Bell y Chen.	76
Tabla 6.4. Coordenadas del eje de proyecto, zona geográfica 15P.	80
Tabla 6.5. Profundidad de socavación para diferentes periodos de retorno.	83
Tabla 6.6. Características geométricas de la zapata y materiales.	85
Tabla 6.7. Efectos del empuje hidrodinámico, con el método SCT (2001d).	86
Tabla 6.8. Presión del suelo, P_s , de acuerdo con las solicitaciones de diferentes periodos de retorno, T_r .	87
Tabla 6.9. Área de acero longitudinal, por flexión.	87
Tabla 6.10. Revisión por cortante de la zapata, como viga ancha.	88
Tabla 6.11. Revisión por punzonamiento como losa.	88
Tabla 6.12. Parámetros para el diseño de grupo de pilotes.	89
Tabla 6.13. Costo de construcción de una zapata aislada.	92
Tabla 6.14. Costo de construcción de un grupo de pilotes, para diferentes periodos de retorno, T_r .	92
Tabla 6.15. Condiciones de diseño de la cimentación para diferentes periodos de retorno.	94
Tabla 6.16. Interpretación del índice de daño, ID, para curva de vulnerabilidad de puente con cimentación profunda.	96
Tabla 6.17. Obtención de la función objetivo.	99



Notación

Capítulo 2

a	ancho de la pila, en m
a_1	ancho efectivo de la pila, en m
Ah_e	área hidráulica efectiva, en m ²
d_{50}	mediana del diámetro de las partículas en peso, en mm
d_{84}	diámetro para el cual, 84 por ciento del suelo, en peso, es igual o menor, en m
D_m	diámetro a partir del cual, la corriente de agua ya no es capaz de transportar los sedimentos del lecho fluvial, en m
d_m	diámetro medio de las partículas, en mm
d_s	profundidad de socavación, en m
d_{spila}	profundidad de socavación local en las pilas de un puente, en m
F	número de Froude de la corriente, directamente aguas arriba de la pila, adimensional
F^2	número de Froude [modificado] de la corriente, directamente aguas arriba de la pila, adimensional
f_c	parámetro que modifica el número de Froude, en función del ángulo de esviaje de la pila, adimensional
g	aceleración de la gravedad, igual que 9.81 m/s ²
$K_{1,2,3}$	factores de corrección que dependen de la geometría de la pila, el ángulo de ataque del flujo y de las condiciones del lecho fluvial, respectivamente, adimensionales
k_1	exponente que depende de la forma del transporte de los sedimentos, adimensional
L	longitud de la pila, en m
L_e	longitud entre pilas, en m
P_i	puntos cualesquiera para los que se desea conocer el cambio de tirante
P_i'	puntos teóricos que se alcanzan durante la erosión

Q	gasto de diseño, en m^3/s
q	gasto unitario, en $m^3/s/m$
Q_1	gasto en la sección de aproximación, en m^3/s
Q_2	gasto en la sección contraída, en m^3/s
s_s	peso específico relativo de los sólidos, adimensional
T_r	periodo de retorno de diseño, en años
V	velocidad media del flujo, en m/s
V_1	velocidad media de la corriente directamente aguas arriba de la pila, en m/s
W	ancho de la superficie libre del agua en la sección de interés, en m
W_1	ancho del fondo en la sección de aproximación, en m
W_2	ancho del fondo en la sección contraída, en m
W_e	ancho efectivo de la superficie libre del agua, en m
X	exponente que depende del peso específico del peso volumétrico del material seco, en materiales cohesivos, adimensional
y_1	tirante medio en la sección de aproximación, en m
y_{1pila}	tirante directamente aguas arriba de la pila, en m
y_2	tirante en la sección contraída, medido desde la superficie libre del agua hasta la profundidad media de socavación por contracción, en m
y_m	tirante medio en la sección, en m
y_{ms}	tirante de la sección, medido desde la superficie libre del agua hasta la profundidad de socavación media, en m
y_o	tirante en el punto de estudio, antes de la erosión, en m
y_s	tirante en el punto de estudio, medido desde la superficie libre del agua hasta la profundidad de socavación, en m
Z	exponente que depende del diámetro medio de las partículas, en materiales friccionantes, adimensional
β	grado de contracción, adimensional; coeficiente que depende del periodo de retorno del gasto de diseño, adimensional



γ_m	peso específico de la muestra de suelo, en t/m ³
γ_d	peso volumétrico del material seco, en t/m ³
θ	ángulo de ataque del flujo, en grados
μ	coeficiente de contracción, adimensional
ψ	factor de la forma de transporte de los sedimentos, adimensional

Capítulo 3

A_C	área de la cuenca de aportación, en km ²
A_i	área de la superficie i de la cuenca, en km ²
C	factor de cobertura vegetal de la cuenca, adimensional
C_e	coeficiente de escurrimiento, adimensional
$\overline{C_e}$	coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca, adimensional
C_{ei}	coeficiente de escurrimiento en la superficie i , adimensional
C_s	concentración de sedimentos, adimensional
d	duración de la tormenta, en min
E	índice de erosión, en kg/m ² por evento (año, tormenta, etcétera)
EE	error estándar de ajuste
F	relación entre la lluvia máxima en 24 h para una frecuencia de 100 años y la lluvia máxima en 24 h para una frecuencia de diez años, adimensional
$F(x)$	función de distribución de probabilidad acumulada
h_p	altura de precipitación, en mm
$\overline{h_p}$	altura de precipitación media de la cuenca, en mm
h_{pi}	altura de precipitación registrada en la estación i , en mm
$h_{pd}^{T_i}$	altura de precipitación para una duración de tormenta y frecuencia determinadas, en mm
i	intensidad de precipitación, en mm/h

i_d^T	intensidad de precipitación para una duración de tormenta y frecuencia determinadas, en mm/h
K	factor de erosionabilidad del suelo, adimensional
L	longitud del cauce principal, en m
L_s	factor pendiente-longitud, adimensional
l_i	longitud del tramo i del cauce principal, en m
N	número total de datos de la muestra, incluye las dos poblaciones en estudio
n	número de datos de la muestra
N_c	número de datos debido a eventos ciclónicos
n_p	número de parámetros de la distribución de probabilidad
m	número de tramos en de longitudes iguales en que se divide el cauce principal; número de orden
P	probabilidad de ocurrencia de un evento; factor de obras de protección, adimensional
p	probabilidad de eventos no ciclónicos
P_{sp}	peso total de suelo perdido, en kg
Q_p	caudal pico o máximo, en m ³ /s
Q_s	caudal sólido, en m ³ /s
Q_T	caudal total, en m ³ /s
R	cociente lluvia-duración o factor de conectividad, adimensional
R_C	índice de erosividad asociado a la lluvia en el sitio, adimensional
S	desviación estándar muestral
$S_{1,2}$	desviación estándar muestral, para las poblaciones no ciclónica y ciclónica, respectivamente
S_{eq}	pendiente equivalente constante del cauce principal, adimensional
s_i	pendiente del tramo i del cauce, adimensional
S_m	pendiente media del cauce principal, adimensional
S_{mp}	pendiente media ponderada del cauce principal, adimensional



T_c	tiempo de concentración, en h
T_r	periodo de retorno de diseño, en años
V_{ed}	volumen de escurrimiento directo, en m ³
V_p	volumen precipitado, en m ³
V_{sp}	volumen total de suelo perdido, en m ³
x	variable para la cual se estima la probabilidad de no excedencia, en mm
\bar{x}	media muestral
$\bar{x}_{1,2}$	media muestral para las poblaciones no ciclónica y ciclónica, respectivamente
x_i	dato i registrado en la estación climatológica, en mm
x_o	dato i calculado con alguna de las funciones de distribución de probabilidad, en mm
α	parámetro de escala de la función de Gumbel, adimensional
$\alpha_{1,2}$	parámetros de escala de la función doble de Gumbel, para las poblaciones no ciclónica y ciclónica, respectivamente, adimensionales
β	parámetro de ubicación de la función Gumbel, adimensional
$\beta_{1,2}$	parámetros de ubicación de la función doble de Gumbel, para las poblaciones no ciclónica y ciclónica, respectivamente, adimensionales
γ_{sat}	peso específico saturado del suelo, en kg/m ³
ΔH	diferencia entre las cotas máxima y mínima del colector principal, en m

Capítulo 5

A_D	área expuesta de la pila, en m ²
A_L	área lateral expuesta de la pila, en m ²
A_S	área de refuerzo longitudinal en tensión en acero de elementos a flexión, en cm ²
a_{s1}	área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, en cm ² /cm
A_{sb}	área de refuerzo longitudinal en la que las secciones rectangulares tienen falla balanceada, en cm ²

$A_{Smín}$	área mínima de refuerzo longitudinal de secciones rectangulares, en cm^2
$A_{Smáx}$	área máxima de refuerzo longitudinal de secciones rectangulares, en cm^2
b	ancho de una sección rectangular, en cm
b_o	perímetro de la sección crítica, en cm
d	peralte efectivo de una sección rectangular, en cm
C_D	coeficiente de arrastre longitudinal que está en función de la corriente y de la forma de la pila, adimensional
C_L	coeficiente de arrastre lateral que está en función del ángulo que forma la corriente con el eje longitudinal de la pila, adimensional
f_c'	resistencia a la compresión del concreto, en kg/cm^2
f_c''	magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión, en kg/cm^2
f_y	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, en kg/cm^2
F_R	factor de resistencia, para flexión se tomará igual que 0.9, y para cortante, igual que 0.8
M	momento flexionante actuante en la sección, en kg-cm
M_R	momento flexionante resistente, en kg-cm
P	empuje total debido al efecto dinámico de la corriente, en kN
p	cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión en vigas, adimensional
p_D	presión promedio debido al empuje dinámico del agua, en kPa
P_L	empuje lateral total debido al efecto dinámico de la corriente, en kN
p_L	presión promedio lateral debido al empuje dinámico del agua, en kPa
q	índice de refuerzo a tensión, adimensional
V	velocidad media del flujo, en m/s; fuerza cortante actuante en la sección, en kg
V_{cR}	fuerza cortante de diseño que toma del concreto, en kg
V_{sR}	fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo transversal, en kg
V_u	fuerza cortante de diseño, en kg
v_u	esfuerzo cortante de diseño, en kg/cm^2



- x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo por cambios volumétricos, en cm
- β_1 factor que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro, c , igual que 0.85
- γ relación del lado corto al lado largo del área crítica, adimensional
- θ ángulo que forma la corriente con el eje longitudinal de la pila, en grados (°)

Capítulo 6

- C_o costo de la edificación
- C_T costo total de la estructura
- D costo de las consecuencias de la falla de la estructura
- FS factor de seguridad
- f función
- f' primera derivada de una función
- P_F probabilidad de falla de la obra, asociado a un factor de seguridad
- S_c Profundidad de socavación de una cimentación

Introducción

La principal falla de los puentes se atribuye a problemas de socavación en su cimentación, como consecuencia del tránsito de avenidas al que se ven expuestos durante la ocurrencia de fenómenos hidrometeorológicos. En México ha sido recurrente este problema en los puentes, tal como se ha observado durante los huracanes Stan (2005), Ingrid (2013), Manuel (2013), entre otros.

Por otro lado, en los reglamentos de diseño de puentes no existen criterios sólidos que guíen a los proyectistas en la concepción del diseño estructural de los puentes ante problemas de socavación, específicamente en lo que concierne a la revisión del entorno de estabilidad estructural ante la pérdida de empotramiento en la cimentación.

Los diseñadores de puentes optan, en el mejor de los casos, por incorporar cimentaciones profundas (pilas o pilotes) con longitudes de desarrollo importantes, con la intención de garantizar su seguridad ante avenidas extraordinarias. Sin embargo, en otros casos apuestan por cimentaciones superficiales con cierta profundidad de desplante para optimizar costos en la construcción de los mismos, aunque con las incertidumbres que trae consigo en cuanto a la estabilidad de la estructura por la pérdida de empotramiento ante el fenómeno de socavación.

Por lo anterior, es necesario realizar investigaciones que orienten a los proyectistas en el uso de criterios de diseño óptimo de las cimentaciones profundas considerando el efecto de la socavación, con objeto de buscar un equilibrio entre seguridad y costo.

Objetivo y alcance

Revisar y analizar criterios de diseño de cimentaciones de puentes expuestos a problemas de socavación, tomando en consideración los factores hidrológicos, geotécnicos y estructurales, con la intención de proponer un método de optimización a partir de una curva de vulnerabilidad y, con ello, encontrar un diseño racional y confiable.

Para lograr lo anterior, la investigación se limitó al estudio de un prototipo de puente con cimentación profunda a base de pilotes, analizando su estabilidad estructural ante diferentes escenarios de tránsito de avenidas y, mediante la aplicación de conceptos de optimización, se reflexionó en torno a la profundidad necesaria de los pilotes para tener las mínimas afectaciones en la estructura y con ello obtener un diseño óptimo.



Contenido de la investigación

Este trabajo está constituido por una parte introductoria, seis capítulos y las conclusiones de la investigación, el contenido de cada parte se describe a continuación:

La parte introductoria da a conocer aspectos generales sobre la problemática de los puentes ante el fenómeno de socavación, en particular sobre el diseño de la cimentación. Además, se describen el objetivo y el alcance de la investigación.

El capítulo uno trata sobre algunos antecedentes de los puentes: definición, clasificación, fallas comunes y la situación actual de los puentes de nuestro país frente a fenómenos hidrometeorológicos. Por último, se dan algunos ejemplos de puentes, tanto en México como del extranjero, que han fallado o colapsado por problemas de socavación.

Por su parte, el segundo capítulo aborda el tema de socavación en puentes. Primeramente, se define el fenómeno y su clasificación. En segunda instancia se dan a conocer los factores que influyen en la profundidad de socavación y, finalmente, los modelos matemáticos disponibles para calcularla.

En el capítulo tres explica brevemente los aspectos más importantes de los estudios hidráulico-hidrologicos para el diseño de puentes por el tránsito de avenidas y, en consecuencia, por socavación. Se centra primero en los conceptos de cuenca y cauce principal y después en los criterios para el análisis de la precipitación y el escurrimiento.

El cuarto capítulo se enfoca a los diferentes tipos de cimentación que pueden utilizarse en puentes, se da su clasificación y se comentan brevemente sus procesos constructivos.

En tanto, en el capítulo cinco, se describe la normativa existente para el diseño de puentes; posteriormente se habla de los aspectos más importantes del diseño geotécnico y estructural de sus cimentaciones.

El capítulo seis se refiere a un análisis de optimización sobre el diseño estructural de la cimentación de un prototipo de puente, a fin de buscar un equilibrio entre seguridad y economía, considerando diferentes escenarios de tránsito de avenidas y su respectivo efecto en la socavación de la cimentación.

Al final, se emiten las conclusiones derivadas de la presente investigación, así como la recomendación de estudios futuros.



Capítulo 1

Antecedentes

1.1. Generalidades de los puentes

De acuerdo con el Instituto Mexicano del Transporte (IMT, 2015) se define como puente a toda estructura que permite la comunicación vial sobre un obstáculo natural o artificial. Su función principal es agilizar el tránsito vehicular, ferroviario y peatonal; y en ocasiones sirven también como apoyo para líneas de conducción. Dentro de los obstáculos naturales que cruzan con mayor frecuencia, están accidentes geográficos como ríos y valles, y entre los obstáculos artificiales, se encuentran carreteras y canales. Todo lo anterior hace que estas obras de ingeniería sean primordiales para la continuidad de los sistemas de comunicaciones y transporte y, consecuentemente, sean parte fundamental del desarrollo socioeconómico de cada población.

Esencialmente, los constituyen dos partes: la superestructura y la subestructura. La primera abarca los elementos de la cubierta, mismos que son muy variados y están en función del tipo de estructuración, ejemplos comunes son las traveses, armaduras, cables y arcos. Y la segunda, es la parte compuesta por los elementos de soporte, es decir, terraplenes de acceso, estribos, pilas y cimientos. En la figura 1.1 se muestra un ejemplo de estos componentes.

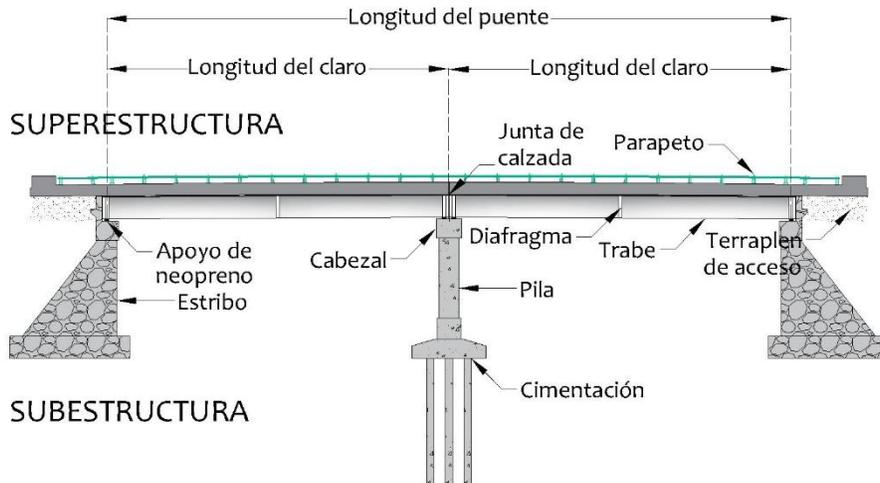


Figura 1.1. Elementos de la subestructura y superestructura de un puente.

Los puentes pueden ser clasificados de acuerdo con diferentes criterios, entre ellos: materiales de construcción, estructuración y función. En el primer caso se pueden encontrar, principalmente, puentes de madera, mampostería, acero estructural, concreto armado, concreto presforzado o una combinación éstos. En lo referente a su estructuración, Tang (2014) señala que los puentes pueden clasificarse en cuatro tipos: a base de traveses, en arco, atirantados, colgantes, y una combinación de los anteriores. En la última clasificación destacan los puentes carreteros, ferroviarios, y peatonales.

1.1.1. Fallas en puentes

Los fenómenos naturales y, sobre todo los de origen hidrometeorológico, tienen efectos adversos sobre estas estructuras. Existen algunos estudios, como los de Smith (1976) e Imhof (2004) que demuestran que la mayoría de fallas ocurren durante algún tránsito de avenidas.

El trabajo de Smith (1976) consistió en el estudio de 143 casos de fallas de puentes a nivel mundial, y como resultado de su investigación se encontró que 70 puentes fallaron por tránsito de avenidas, de éstos, 66 se debieron específicamente a socavación, es decir, el 46.2 % del total.

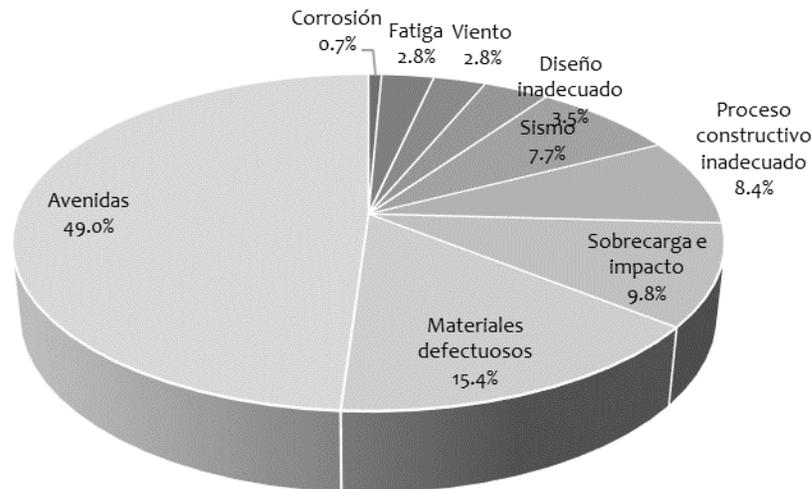


Figura 1.2. Principales causas del colapso de puentes según Smith (1976).



Por su parte, los estudios de Imhof (2004), se centraron en el análisis de 348 casos de fallas de puentes a nivel internacional, y se concluyó que los desastres naturales son la causa con mayor incidencia y dentro de estos desastres, sobresale nuevamente, el tránsito de avenidas.

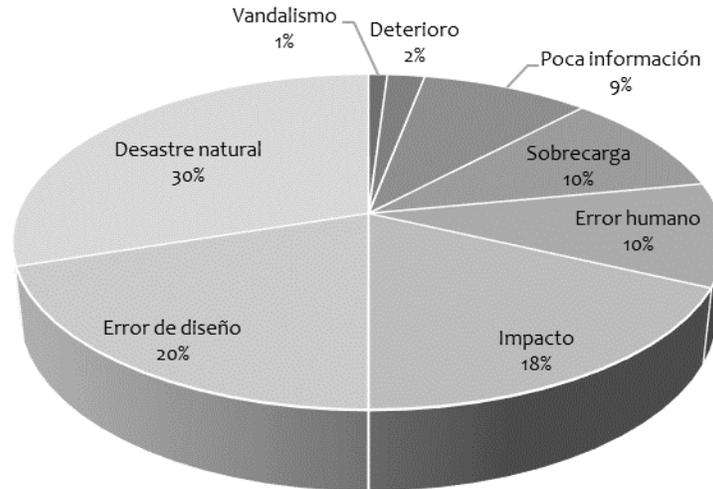


Figura 1.3. Principales causas del colapso de puentes según Imhof (2004).

1.1.2. Situación de los puentes del país frente a fenómenos naturales

En nuestro país existe una amplia diversidad de fenómenos naturales que pueden causar daños a la infraestructura económica. Por ejemplo, los fenómenos de carácter hidrometeorológico, en los que se incluyen lluvias, inundaciones, ciclones tropicales, vientos fuertes y tormentas severas; y con menor frecuencia, los de origen geológico como sismos y deslizamientos.

De acuerdo con datos publicados por el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED, 2018), en nuestro país existió una tendencia en la que, nueve de cada diez desastres fueron provocados por fenómenos hidrometeorológicos entre 2001 y 2016.

Por esta razón, es importante tener en cuenta la cantidad de puentes que son vulnerables a los efectos de estos fenómenos: según la investigación de Aguado (2012), la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) tenía registrados, hasta el año 2010, 7 288 puentes dentro del territorio nacional, de éstos, la mayoría cruza algún cauce natural, como se aprecia en la figura 1.4; por lo anterior, en México existe una fuerte necesidad de atender los parámetros de diseño de puentes frente a fenómenos como la socavación.

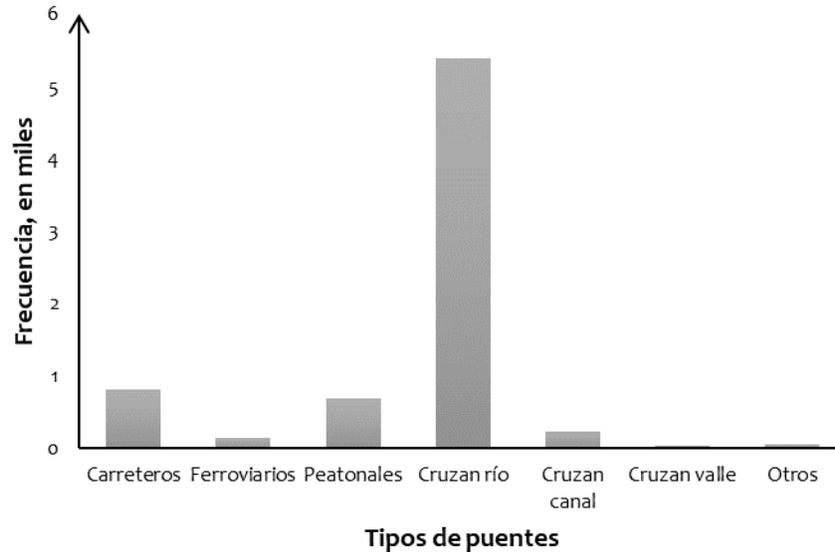


Figura 1.4. Frecuencia de los diferentes tipos de puentes en México.
Adaptada de Aguado (2012)

1.2. Casos de socavación en puentes de México

1.2.1. Puentes Coatán y Tepuzapa

En 2005, el huracán Stan, proveniente del Océano Atlántico, provocó lluvias torrenciales, inundaciones y deslaves, en varios estados del país y en Centroamérica. Según investigaciones llevadas a cabo por el CENAPRED (2006), en México, los estados más afectados fueron Chiapas, Veracruz, Oaxaca, Puebla e Hidalgo. A su vez, el sector con mayor daño, fue el de comunicaciones y transporte, con afectaciones en carreteras estatales, caminos rurales y puentes; daños que, se estima, ascienden a 7 193 millones de pesos. Ejemplos de estructuras colapsadas durante el huracán son los puentes Coatán y Tepuzapa, en Chiapas.

De acuerdo con Rivera y Núñez (2016) el Puente Coatán, ubicado sobre el río del mismo nombre, constaba de una superestructura resuelta con travesaños presforzados, y sus apoyos eran estribos con contrafuertes de mampostería. Quedó completamente colapsado debido al poder destructivo de las avenidas extraordinarias provocadas por Stan. En la figura 1.5 se observa que, del puente, quedaron solo algunos vestigios en la parte central y, además, sus terraplenes de acceso fueron erosionados por completo.

En cuanto al Puente Tepuzapa, se trata de un par de estructuras, una para cada sentido de la carretera, que, de acuerdo con Rivera y Núñez (2016), están resueltas con vigas de concreto presforzado y subestructuras de marcos de concreto reforzado para un caso y estribos para el otro. Esta obra presentó daño parcial debido al asentamiento en uno de sus apoyos centrales, lo cual produjo el derrumbe de la superestructura (figura 1.6).



Un estudio reciente, hecho por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM, 2017), muestra que la erosión ha aumentado en las inmediaciones del puente, llegando a tener más de 80 cm de socavación debajo de las zapatas (figura 1.7).



Figura 1.5. Colapso total del Puente Coatán por huracán Stan, Chiapas. Rivera y Núñez (2016)



Figura 1.6. Daño parcial del puente Tepuzapa por huracán Stan, Chiapas. Rivera y Núñez (2016)



Figura 1.7. Socavación general actual en el Puente Tepuzapa. IIUNAM (2017)

1.2.2. Puente Tonalá I

Un ejemplo de falla debido a avenidas extraordinarias, originadas por lluvias intensas, es el caso del Puente Tonalá I, que colapsó en julio de 2009. Pertenece a la carretera Coatzacoalcos-Cárdenas y se ubica en la frontera entre los estados de Veracruz y Tabasco.

La superestructura constaba, originalmente, de siete claros de losas de concreto presforzado que cubrían una longitud de 250.6 m, y el mecanismo de falla se debió a tres causas que se dieron de manera simultánea: sobrecarga vertical, sobrecarga horizontal y socavación, siendo esta última la que produjo el colapso de los apoyos (Delgado, Jiménez, Martínez, González y Arteaga, 2010). Aguado (2012) señala que la socavación total en dos de las pilas de la zona más profunda del río, alcanzó una altura de 11 m. En la figura 1.8 se aprecia el colapso de la superestructura del puente.



Figura 1.8. Colapso del Puente Tonalá I, frontera Tabasco-Veracruz.
El Universal (2009a y 2009b)

1.2.3. Puente Coyuca I

En 2013, México sufrió uno de los fenómenos de mayor impacto socioeconómico del que se tenga registro, al conjuntarse dos ciclones tropicales. Los meteoros Ingrid y Manuel afectaron a la mayoría de estados del país. Estudios publicados por el CENAPRED (2015) apuntan que el sector más afectado fue, nuevamente, el de comunicaciones y transporte, con daños y pérdidas que suman 11 459 millones de pesos tan solo en el estado de Guerrero. Los daños dejaron a esta entidad, prácticamente incomunicada debido a los deslaves y cortes a la circulación en la Autopista del Sol.

Las avenidas extraordinarias provocaron el derrumbe de numerosos puentes, entre ellos, el puente Coyuca I, en la carretera Acapulco-Zihuatanejo, debido a la socavación en una de sus pilas centrales. En la figura 1.9, se observan los daños en su superestructura.



Figura 1.9. Colapso del Puente Coyuca, Guerrero.
Excelsior (2013)



1.2.4. Otros casos

Existe un estudio realizado por el IIUNAM (2017), que consistió en determinar qué puentes presentan riesgo de sufrir daños por el paso de ciclones tropicales. Para ello se estudió este tipo de estructuras en siete estados del país, a lo largo de la costa del Pacífico. Los estados con más daños son Chiapas y Sinaloa. A continuación, se enlistan algunos ejemplos de estructuras vulnerables que arrojó la investigación.

1. Puente Vado Ancho, Chiapas. Presenta una altura de socavación general de hasta 1.6 m debajo de la zapata, además, hay pérdida de recubrimiento en los pilotes de cimentación (figura 1.10).
2. Puente Río Los Perros, Oaxaca. Existen graves daños en su cimentación debido a una socavación general mayor que 40 cm debajo de la zapata. El riesgo más grave se presenta en sus pilotes, pues han perdido su recubrimiento y parte de su sección transversal (figura 1.11).
3. Puente Río Nexpa, Guerrero. Se caracteriza por tener tanto socavación general, como local, dando como resultado una profundidad de más de cuatro metros (figura 1.12).
4. Puente Ignacio Chávez, Michoacán. En este caso hay una socavación local que excede un metro de altura debajo de la zapata por lo que, además, los pilotes se encuentran expuestos (figura 1.13).
5. Puente Tomatlán, Jalisco. Aparentemente su cimentación es superficial, representando así un gran riesgo, pues existe socavación general en el cauce (figura 1.14).
6. Puente Cañas Principales, Nayarit. La profundidad de socavación más crítica en las pilas es mayor que un metro (figura 1.15).
7. Puente Piaxtla Libre, Sinaloa. Presenta socavación general que en la parte más grave alcanza los tres metros de profundidad, también hay efectos de socavación local y arrastre de escombros (figura 1.16).



**Figura 1.10. Socavación en pilotes del Puente Vado Ancho, Chiapas.
IIUNAM (2017)**



Figura 1.11. Socavación en cimentación del Puente Río Los Perros, Oaxaca.
IIUNAM (2017)



Figura 1.12. Socavación total de más de 4 m en el Puente Río Nexpa, Guerrero.
IIUNAM (2017)



Figura 1.13. Socavación en pilotes del Puente Ignacio Chávez, Michoacán.
IIUNAM (2017)



Figura 1.14. Socavación general en el Puente Tomatlán, Jalisco.
IIUNAM (2017)



Figura 1.15. Socavación en pilas del Puente Cañas Principales, Nayarit.
IIUNAM (2017)



Figura 1.16. Socavación de hasta 3 m en pilas del Puente Piaxtla Libre, Sinaloa.
IIUNAM (2017)

1.3. Casos de socavación en puentes de otros países

1.3.1. Puente Unete, Colombia

Un estudio realizado por Muñoz (2002) sobre las causas de fallas en puentes de Colombia, indica que, de 63 estructuras analizadas, el 35 % falló por socavación. Entre los casos más comentados internacionalmente, está el puente que cruzaba el río Unete, en Casanare, Colombia. Uno de los estribos falló por socavación en agosto de 2000, como se observa en la figura 1.17.

A su vez, Aguado (2012) comenta que el criterio principal de diseño fue la capacidad de carga de la estructura, despreciando los efectos hidrológicos y, por lo tanto, de socavación.



*Figura 1.17. Falla de estribo del Puente Unete, Casanare, Colombia.
Muñoz (2002)*

1.3.2. Puente Río Trigno, Italia

Se trata de un puente en arco hecho de mampostería que cubre seis claros y una longitud de 73.11 m a lo largo del río Trigno en Molise, Italia. Su pila central falló por socavación en enero de 2003 durante la crecida del cauce como se muestra en la figura 1.18 (Zampieri, Zanini, Faleschini, Hofer y Pellegrino, 2017).



*Figura 1.18. Colapso del Puente Río Trigno, Molise, Italia.
Zampieri et al (2017)*



1.3.3. Puente *Burke and Wills*, Australia

Este puente se ubica sobre el Río Cooper en la localidad de Durham, Queensland, Australia. De acuerdo con el *Department of Transport and Main Roads* (TMR, 2013) de aquella entidad, la estructura presenta problemas de socavación debido a un proceso de diseño inadecuado o insuficiente. En el año 2010, el caudal del río alcanzó un nivel tal, que la superestructura del puente quedó completamente sumergida, dando lugar a un proceso de socavación por contracción vertical como se muestra en la figura 1.19.



Figura 1.19. Socavación en pilas y terraplenes de acceso del puente *Burke and Wills*, Queensland, Australia.
TMR (2013)

1.3.4. Puente Altovalsol, Chile

En 2015, durante la crecida del río Elqui, en la Región de Coquimbo, Chile, este puente sufrió de socavación en cuatro de sus pilas dejando los pilotes de cimentación expuestos hasta una altura considerable. El puente fue cerrado a la circulación y posteriormente rehabilitado con la colocación de ocho pilotes de acero hincados y tajamares de concreto (figura 1.21).



Figura 1.20. Daño por socavación en pilas del Puente Altovalsol, Región de Coquimbo, Chile.
Gómez (2016)

Capítulo 2

Evaluación de la socavación en puentes

2.1. Definición y tipos de socavación

De acuerdo con la *Federal Highway Administration* (FHWA, 2012), la socavación es el resultado de la acción erosiva del agua, lo cual quiere decir que este fluido es capaz de excavar y arrastrar el material del lecho fluvial que lo transporta y, en el caso de los puentes, de erosionar los alrededores de los elementos que componen la subestructura. Al producirse un descenso en el nivel del fondo y, consecuentemente una modificación en el perfil de un cauce, quedan expuestos los cimientos de la estructura; en ocasiones, la profundidad de la socavación puede ser de tal magnitud que provoque la falla total del puente.

Cabe señalar que la rapidez con la que los suelos se erosionan depende en gran medida del tipo de material. Los suelos granulares poco compactos son rápidamente erosionados, mientras que los suelos cohesivos y cementados son más resistentes a este fenómeno, lo que implica un mayor tiempo para degradarlos. De cualquier forma, con el paso del tiempo, la profundidad de socavación puede ser igual de grave en suelos cementados que en suelos sueltos (FHWA, 2012).

Es posible encontrar diversas clasificaciones de este fenómeno de acuerdo con diversos criterios. Según Melville y Coleman (2000), la socavación se puede clasificar en dos grupos principales: socavación general y socavación inducida, que se mencionan a continuación e ilustran en la figura 2.1.

1. Socavación general
 - a. Socavación general a largo plazo
 - i. Degradación progresiva
 - ii. Sedimentación progresiva
 - b. Socavación general a corto plazo
2. Socavación inducida
 - a. Socavación por contracción
 - b. Socavación local
 - i. Socavación en terraplenes de acceso
 - ii. Socavación en pilas

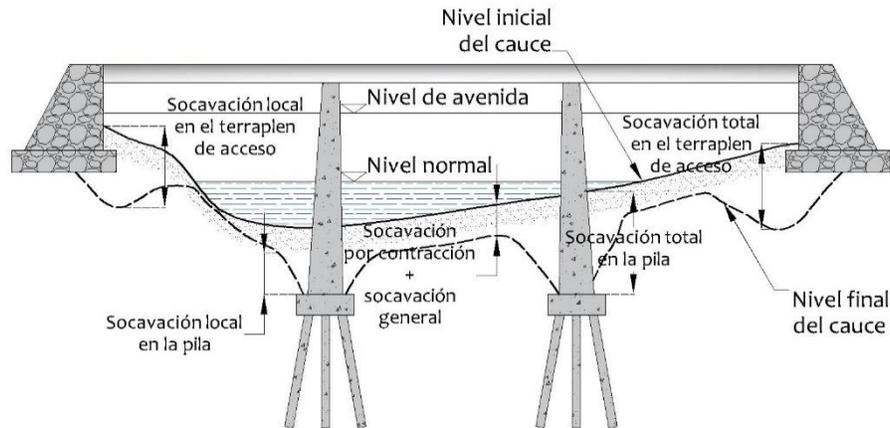


Figura 2.1. Tipos de socavación que pueden ocurrir en un puente.
Adaptada de Melville y Coleman (2000)

2.1.1. Socavación general

La socavación general se define como un proceso cuasipermanente que implica el constante descenso del nivel en el fondo de un cauce y afecta a tramos largos del mismo. Este tipo de erosión puede darse a largo y a corto plazo. Según lo descrito por Melville y Coleman (2000), ocurre independientemente de la presencia de alguna estructura, pues son los propios procesos fluviales y geomorfológicos los que dan lugar a la socavación a lo largo del tiempo. Lo anterior no quiere decir que la actividad humana no influya, al contrario, también existen causas de carácter antropogénico que intervienen, por ejemplo, la construcción de presas, la urbanización, la deforestación, la agricultura, entre otras.

Socavación general a largo plazo.

Es la que ocurre en una escala de tiempo del orden de varios años, e implica dos aspectos diferentes: degradación progresiva y sedimentación progresiva. Ambos fenómenos son capaces de modificar el perfil de un río, pero lo hacen de forma distinta. La primera se refiere exclusivamente a la pérdida de suelo, es decir, el material del lecho fluvial es arrastrado y no existe depósito de sedimentos que lo supla. Mientras que, la segunda, involucra el depósito de material que fue previamente excavado y arrastrado desde aguas arriba (figura 2.2); aquí es importante hacer notar que lo recomendable es que los efectos de este último fenómeno, no se consideran a la hora de diseñar una estructura.

Socavación general a corto plazo.

Es la que se lleva a cabo durante una o varias avenidas en espacios de tiempo muy cortos; esto se debe a que cuando se aumenta el caudal, crece la capacidad de arrastre y se manifiesta como una disminución en el nivel del fondo del río (Maza y Sánchez, 1964).

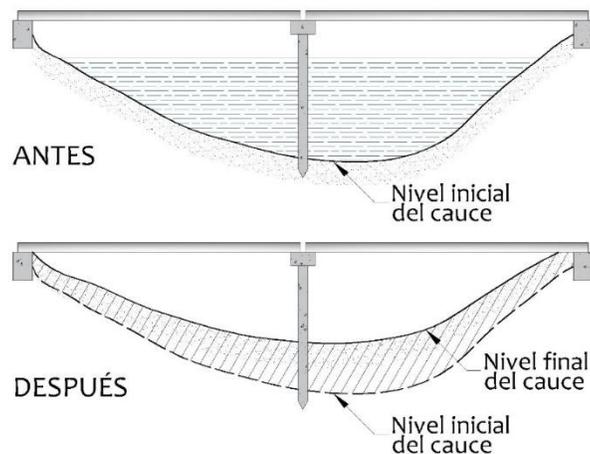


Figura 2.2. Sedimentación en la sección de un cauce.
Adaptada de Melville y Coleman (2000)

2.1.2. Socavación inducida

En contraste con la socavación general, la inducida se atribuye de forma directa a la existencia de los puentes y se caracteriza por la formación de fosos o agujeros en las inmediaciones de estas estructuras. Incluye los efectos por contracción y efectos locales en pilas. Además, existen dos formas en las que puede ocurrir y son conocidas como socavación de lecho claro y de lecho vivo. En el primer caso, el flujo del agua no es capaz de levantar el material del fondo del cauce, no obstante, los vórtices generados son los encargados de socavar las inmediaciones de las pilas o de los terraplenes de acceso. El segundo caso se da cuando existe un transporte de sedimentos y se presenta, comúnmente, durante el tránsito de avenidas.

Socavación por contracción.

De acuerdo con Martín (2003), el estrechamiento en la sección de un cauce, debido a los elementos de soporte de un puente, genera un aumento en la velocidad de la corriente del agua, lo cual se traduce en una mayor capacidad de arrastre. Como resultado, surge un proceso de erosión en las proximidades de la estructura (figura 2.3).

Socavación en pilas y terraplenes de acceso.

Este tipo de socavación se produce en los elementos de apoyo del puente y se debe, según lo descrito por Martín (2003), a que alrededor de las pilas se dan velocidades mayores que las de la corriente; además, se presentan vórtices frontales, laterales y de estela detrás de la pila (figura 2.4). En otras palabras, la obstrucción de la corriente del agua genera flujos muy complejos, con una fuerte turbulencia y, en consecuencia, se producen fosos alrededor de los cimientos

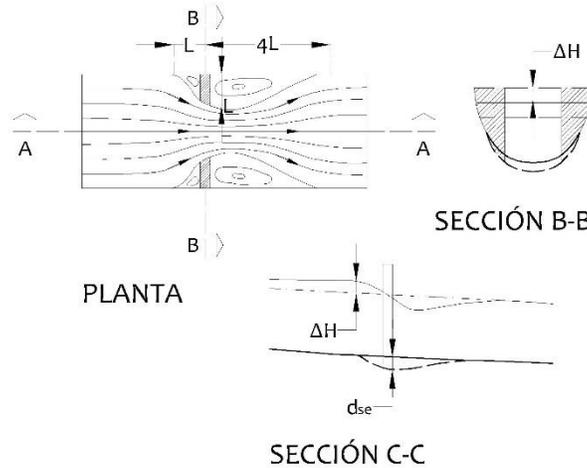


Figura 2.3. Perfil de un flujo a través de un puente con un canal contraído.
Adaptada de Martín (2003)

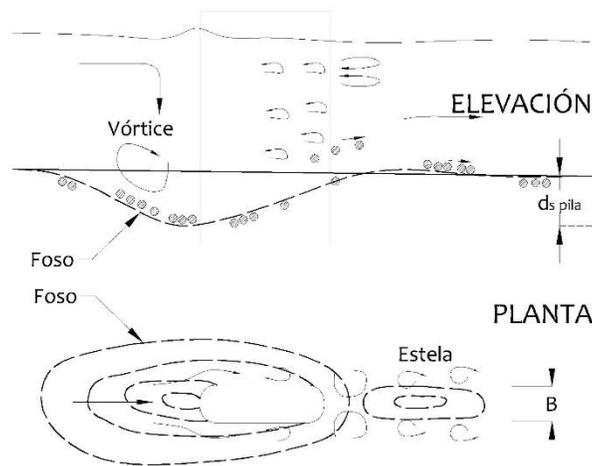


Figura 2.4. Hidrodinámica y morfología de un foso de erosión local.
Adaptada de Martín (2003)

2.2. Factores que influyen en la profundidad de socavación

Considerando que la socavación es un proceso natural cuyo desarrollo puede llegar a abarcar prolongados periodos, se deduce que existe una enorme cantidad de elementos que determinan, tanto de manera directa, como indirecta, su profundidad.

De acuerdo con el razonamiento de Melville y Coleman (2000), existen cuatro diferentes tipos de factores que influyen en el nivel de socavación de un cauce:

1. Geomorfología e hidrología: son aspectos que definen la cuenca y el cauce principal. Por lo general, estos aspectos inciden fuertemente en la socavación general.

2. Tránsito de avenidas: los aspectos que definen este fenómeno, repercuten directamente sobre la socavación local, pues de ellos depende si ésta será de lecho claro o de lecho vivo.
3. Sedimentos del lecho fluvial: son factores que pueden variar significativamente en cada sitio a lo largo del río y sus características son trascendentales en el proceso de la socavación general.
4. Geometría del puente: esta característica repercute en la socavación inducida.

En la tabla 2.1 se agrupan y enlistan los elementos que influyen en la socavación, con base en esta clasificación.

2.3. Cálculo de la profundidad de socavación

Evaluar la profundidad de socavación es un proceso complejo, y a lo largo de los años se ha mantenido como uno de los temas de mayor interés dentro de la ingeniería civil, se le han dedicado innumerables estudios, publicaciones e incluso se ha propuesto una gran variedad de ecuaciones que derivan de experimentos y modelos en laboratorio; estas expresiones son verificadas en campo y, aun así, los parámetros de los que depende la profundidad de socavación, siguen siendo ampliamente discutidos.

Para obtener el valor de los diferentes tipos de socavación existen diversas expresiones semiempíricas, es decir, modelos matemáticos que se han desarrollado con base en fundamentos teóricos y experimentales; sin embargo, también es posible encontrar métodos completamente empíricos, sobre todo para la socavación inducida.

A continuación, se mencionan algunas de estas metodologías desarrolladas. Sí bien, son expresiones propuestas desde el siglo pasado, siguen siendo aplicables hasta nuestros días debido a su simplicidad y buenos resultados en campo; en otros casos las ecuaciones originales han tenido modificaciones con base en estudios más recientes. Cabe mencionar que la experiencia es un factor necesario a la hora de hacer un análisis por socavación, aunque, de cualquier forma, las siguientes expresiones pueden servir como base a la hora de evaluar su profundidad.

2.3.1. Socavación general

Melville y Coleman (2000) sugieren, entre otros, los métodos propuestos por Lacey (1930), Blench (1969) y Maza y Echavarría (1973), éstos se caracterizan por ser modelos sencillos y de fácil aplicación.

Lacey (1930).

Esta ecuación fue diseñada para arenas, por lo tanto, si es aplicada en estratos más resistentes, se pueden obtener valores excesivos de la profundidad de socavación.

$$y_{ms} = 0.47 \left(\frac{Q}{f} \right)^{1/3} \quad (2.1)$$

$$f = 1.76d_m^{1/2} \quad (2.2)$$

En donde el factor f es válido para $d_m \leq 1.3 \text{ mm}$.

Blench (1969).

Este autor propuso las siguientes expresiones, validas en suelos friccionantes.

Para arenas de $0.06 \text{ mm} < d_{50} \leq 2 \text{ mm}$

$$y_{ms} = 1.20 \left(\frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/6}} \right) \quad (2.3)$$

Para gravas de $s_s = 2.65$ y $d_{50} > 2 \text{ mm}$

$$y_{ms} = 1.23 \left(\frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/12}} \right) \quad (2.4)$$



Maza y Echavarría (1973).

Es un método aplicable en limos y arenas. Si bien fue desarrollado para cauces anchos, puede ser válido en corrientes estrechas si en lugar de W , se toma el valor del radio hidráulico, R_h .

$$y_{ms} = 0.365 \left(\frac{Q^{0.784}}{W^{0.784} d_{50}^{0.157}} \right) \quad (2.5)$$

2.3.2. Socavación por contracción

Para el cálculo de este parámetro la FHWA (2012) sugiere las ecuaciones de Laursen (1960 y 1963) modificadas.

Laursen (1960).

Se trata de un método diseñado para socavación de lecho vivo. El concepto de grado de contracción, β , se ilustra en la figura 2.5 y, los valores de k_1 se encuentran en la tabla 2.2.

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{\frac{6}{7}} \beta^{k_1} \quad (2.6)$$

$$\beta = \frac{W_1}{W_2} \quad (2.7)$$

Laursen (1963).

Contrario al anterior, este método aplica para condiciones de socavación de lecho claro.

$$y_2 = 0.025 \left(\frac{Q_2^2}{D_m^{\frac{2}{3}} W_2^2} \right)^{\frac{3}{7}} \quad (2.8)$$

$$D_m = 1.25 d_{50} \quad (2.9)$$

En donde la mediana del diámetro de las partículas, d_{50} , se expresa en m.

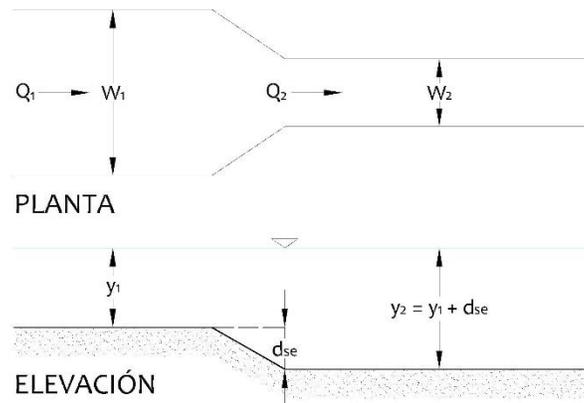


Figura 2.5. Flujo uniforme a través de una contracción rectangular.
Adaptada de Melville y Coleman (2000)

Tabla 2.2. Valores del exponente k_I .
FHWA (2012)

k_I	Forma del transporte de los sedimentos
0.59	La mayoría de material está en contacto con el lecho fluvial
0.64	Algo de material suspendido
0.69	La mayoría de material está suspendido

Método Lischtvan-Lebediev

Probablemente, el método más utilizado para el cálculo de la socavación general, es el propuesto por Lischtvan-Lebediev; este procedimiento permite evaluar la erosión general producida por una avenida y, de manera simultánea, conocer el valor de la socavación por contracción en la sección transversal bajo un puente.

De acuerdo con Maza (1968) este criterio supone una franja elemental en la que se divide el cauce natural, en ésta, el caudal unitario se mantiene constante durante el proceso erosivo (figura 2.6). Además, sugiere que cuando se trata de suelos homogéneos, es decir, de composición uniforme, la profundidad de socavación puede ser calculada con una simple expresión para estratos cohesivos (ecuación 2.10) y otra para materiales friccionantes (ecuación 2.11). Por otra parte, es importante subrayar que el perfil que, en teoría, resultará después del proceso de erosión, puede conocerse evaluando la socavación en diversos puntos, como se muestra en la figura 2.7.

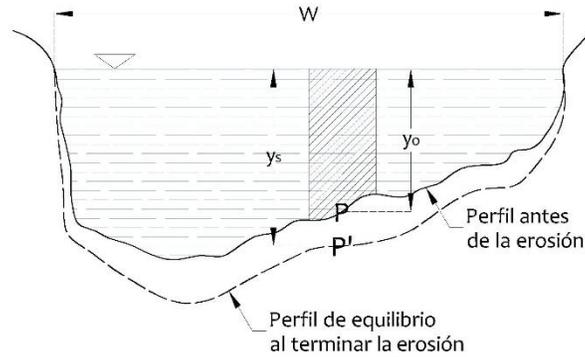


Figura 2.6. Variables para el cálculo de la socavación mediante el método de Lischtvan-Lebediev. Adaptada de Maza (1968)

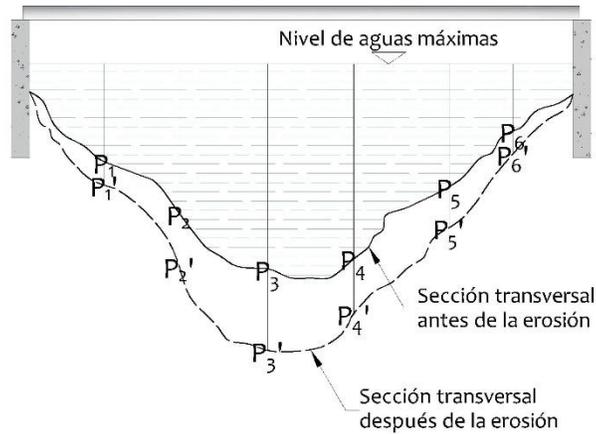


Figura 2.7. Erosión en un suelo homogéneo. Adaptada de Maza (1968)

$$y_s = \left(\frac{\alpha y_o^{5/3}}{0.60 \beta \gamma_d^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+X}} \quad (2.10)$$

$$y_s = \left(\frac{\alpha y_o^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+Z}} \quad (2.11)$$

$$\alpha = \left(\frac{Q}{y_m^{5/3} W_e \mu} \right) \quad (2.12)$$

$$y_m = \frac{Ah_e}{W_e} \quad (2.13)$$

En donde los factores β , μ , X y Z son valores empíricos y están dados en las tablas 2.3 a 2.5.

Tabla 2.3. Valores del coeficiente β .
Maza (1968)

Probabilidad del gasto de diseño	β
100.0%	0.77
50.0%	0.82
20.0%	0.86
10.0%	0.90
5.0%	0.94
2.0%	0.97
1.0%	1.00
0.3%	1.03
0.2%	1.05
0.1%	1.07

Tabla 2.4. Coeficiente de contracción, μ .
Maza (1968)

Velocidad, en m/s	Longitud entre pilas, L_e , en m												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<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	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	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
2.00	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
2.50	0.90	0.93	0.96	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.95	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.94	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
≥ 4.00	0.85	0.89	0.93	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99



**Tabla 2.5. Valores de X y Z.
Maza (1968)**

γ_d , en t/m ³	Suelos cohesivos					Suelos no cohesivos					
	X	1/(1+X)	γ_d , en t/m ³	X	1/(1+X)	d_m , en mm	Z	1/(1+Z)	d_m , en mm	Z	1/(1+Z)
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.0	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.0	0.29	0.77
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.0	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.0	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.0	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.73	250.0	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.0	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.0	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.77	8.00	0.35	0.74	450.0	0.22	0.82
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.74	570.0	0.21	0.82
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.0	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.0	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

Modificación de Higuera y Pérez (1989).

El método de Lischtvan-Lebediev ha sido objeto de diversas modificaciones, Higuera y Pérez (1989) propusieron un factor de corrección, ψ , por la forma de transporte de sedimentos, y funciones para los parámetros β , X y Z. Para estratos cohesivos se utiliza la ecuación 2.14 y para materiales no cohesivos la ecuación 2.15. Según Nava (2013) las funciones son las siguientes:

$$y_s = \left(\frac{\alpha y_o^{5/3}}{0.60 \beta \psi \gamma_d^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+X}} \tag{2.14}$$

$$y_s = \left(\frac{\alpha y_o^{5/3}}{0.68 \beta \psi d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+Z}} \tag{2.15}$$

$$X = 0.892619 - 0.58073 \gamma_m + 0.136275 \gamma_m^2 \tag{2.16}$$

$$Z = 0.394557 - 0.041361 \log d_m + 0.00891 \log^2 d_m \tag{2.17}$$

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 \log T_r \quad (2.18)$$

$$\psi = -0.54 + 1.5143 \gamma_m \quad (2.19)$$

El parámetro α de las ecuaciones 2.14 y 2.15 se obtiene con la ecuación 2.12.

La ecuación 2.19 es aplicable cuando se presenta socavación de lecho vivo, es decir, bajo la condición $\gamma_m > 1 \text{ t/m}^3$.

Modificación de Maza y García (1987).

Maza y García (1987) también propusieron una forma simplificada del método de Lischtván-Lebediev, llegando así a ecuaciones aplicables para suelos friccionantes y cohesivos. De acuerdo con Muñoz (2000), las expresiones son las siguientes:

Para material no cohesivo de $0.00005 \text{ m} < d_{84} \leq 0.0028 \text{ m}$

$$y_s = \left(\frac{\alpha y_o^{5/3}}{4.7 \beta \psi d_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{d_{84}^{0.03}}{0.322 + d_{84}^{0.03}}} \quad (2.20)$$

Para material no cohesivo de $0.0028 \text{ m} < d_{84} \leq 0.182 \text{ m}$

$$y_s = \left(\frac{\alpha y_o^{5/3}}{4.7 \beta \psi d_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{d_{84}^{0.092}}{0.322 + d_{84}^{0.092}}} \quad (2.21)$$

Para material no cohesivo de $0.182 \text{ m} < d_{84} \leq 1 \text{ m}$

$$y_s = \left(\frac{\alpha y_o^{5/3}}{4.7 \beta \psi d_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{d_{84}^{0.187}}{0.322 + d_{84}^{0.187}}} \quad (2.22)$$



Para material cohesivo

$$y_s = \left(\frac{5780\alpha y_o^{5/3}}{\beta\psi\gamma_d^{1.18}} \right)^{\frac{\gamma_d^{0.725}}{66.28+\gamma_d^{0.725}}} \quad (2.23)$$

El peso volumétrico seco, γ_d , en la ecuación 2.23 está en kg/m^3 .

El parámetro α se obtiene con la ecuación 2.12 y los factores β , μ y ψ se calculan de la siguiente forma:

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln T_r \quad (2.24)$$

$$\mu = 1 - \frac{0.387V}{L_e} \quad (2.25)$$

$$\psi = 0.38 + 0.618 \left(\frac{\gamma_m}{1000} \right)^2 \quad (2.26)$$

$$V = \frac{Q}{Ah_e} \quad (2.27)$$

Para la ecuación 2.26, el peso volumétrico de la muestra, γ_m , está en kg/m^3 .

El coeficiente, β , en la ecuación 2.24 es válido para periodos de retorno entre 15 y 1500 años.

2.3.3. Socavación en pilas

Melville (2008) afirma que la profundidad de socavación local en las pilas de los puentes está en función del régimen de flujo, el material en el lecho del cauce, la geometría de la estructura y el tiempo. Existen, como se mencionó antes, muchas metodologías para determinarla, entre las más destacadas están Maza (1968) y FHWA (2012).

Maza (1968).

Este autor, a partir de ensayos propios y de otros investigadores, obtuvo gráficas empíricas en las cuales se da, de forma directa, la profundidad de socavación en función de parámetros como el número de Froude, F^2 (ecuación 2.28), el ancho efectivo de la pila, b_1 , y el tirante, y_o .

$$F^2 = \frac{V^2 f_c}{g y_o} \quad (2.28)$$

Además, según la posición de pilas rectangulares o redondeadas, se tienen dos opciones:

1. Si está alineada con el flujo:

$$f_c = 1; a_1 = a$$

2. Si la pila forma un ángulo, ϕ , cualquiera, con la corriente, entonces b_1 es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo; y el coeficiente f_c es variable de acuerdo con la tabla 2.6.

**Tabla 2.6. Valores del parámetro f_c , para diferentes ángulos de esviaje.
 Maza (1968)**

ϕ , en grados	f_c
0	1.00
15	1.25
30	1.40
45	1.45

Así pues, a la gráfica se entra con el número de Froude [modificado], F^2 , en el eje de las abscisas; y con el valor y_o/a_1 en el eje de las ordenadas a la derecha. Corresponde de esta manera una curva que lleva al valor de y_s/a_1 , de donde solo se despeja la profundidad de socavación local, d_{spila} .

$$\frac{y_s}{a_1} = \frac{y_o + d_{spila}}{a_1} \quad (2.29)$$



Para el análisis de la socavación en pilas rectangulares:

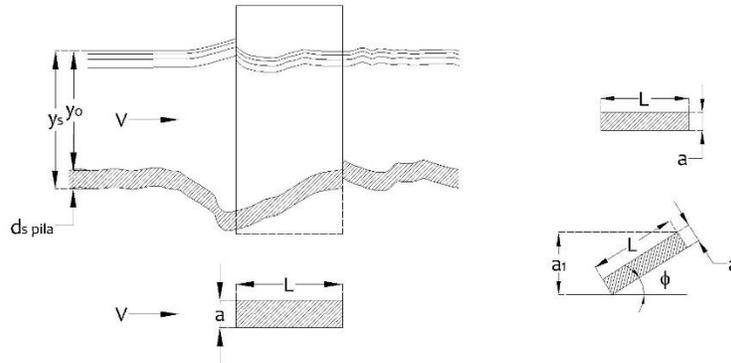


Figura 2.8. Variables para el cálculo de la socavación local en pilas rectangulares. Adaptada de Maza (1968)

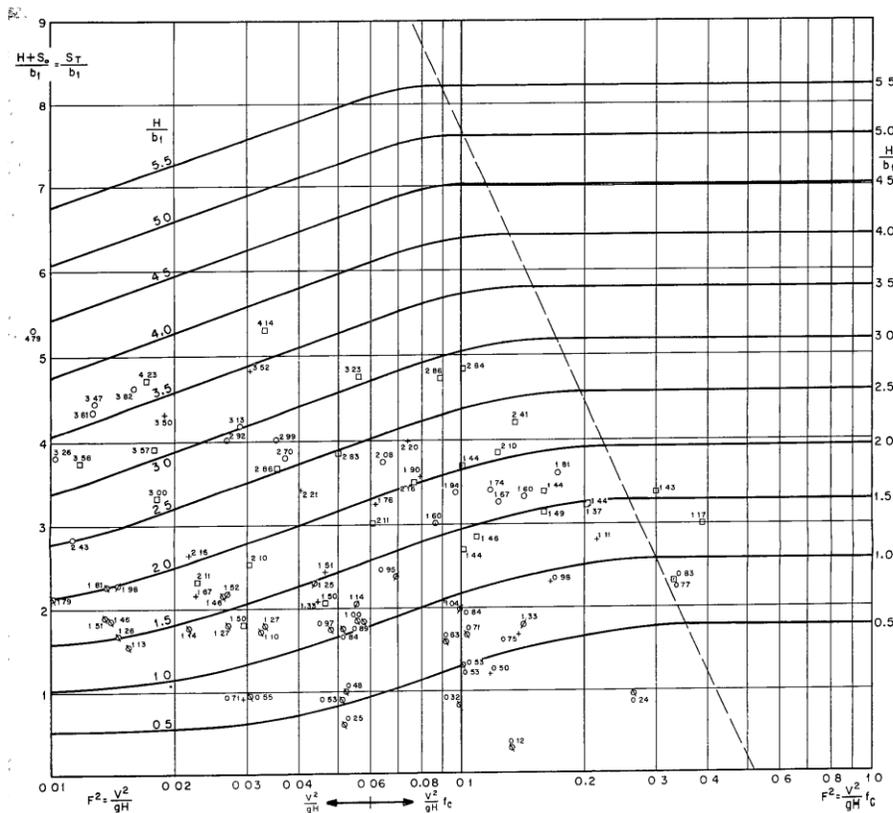


Figura 2.9. Curvas para el cálculo de la socavación local en pilas rectangulares. Maza (1968)

Para el análisis de la socavación en pilas redondeadas:

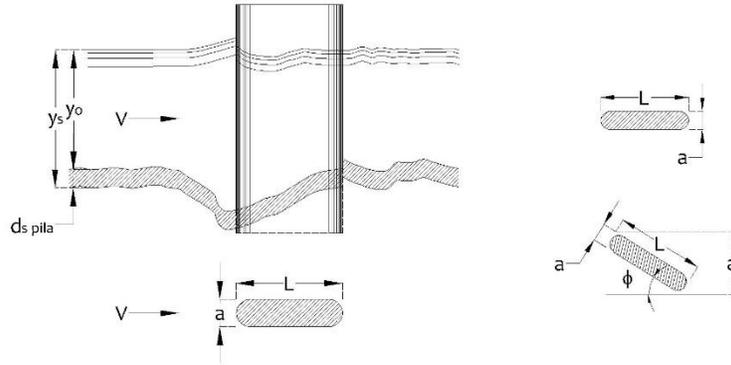


Figura 2.10. Variables para el cálculo de la socavación local en pilas redondeadas.
 Adaptada de Maza (1968)

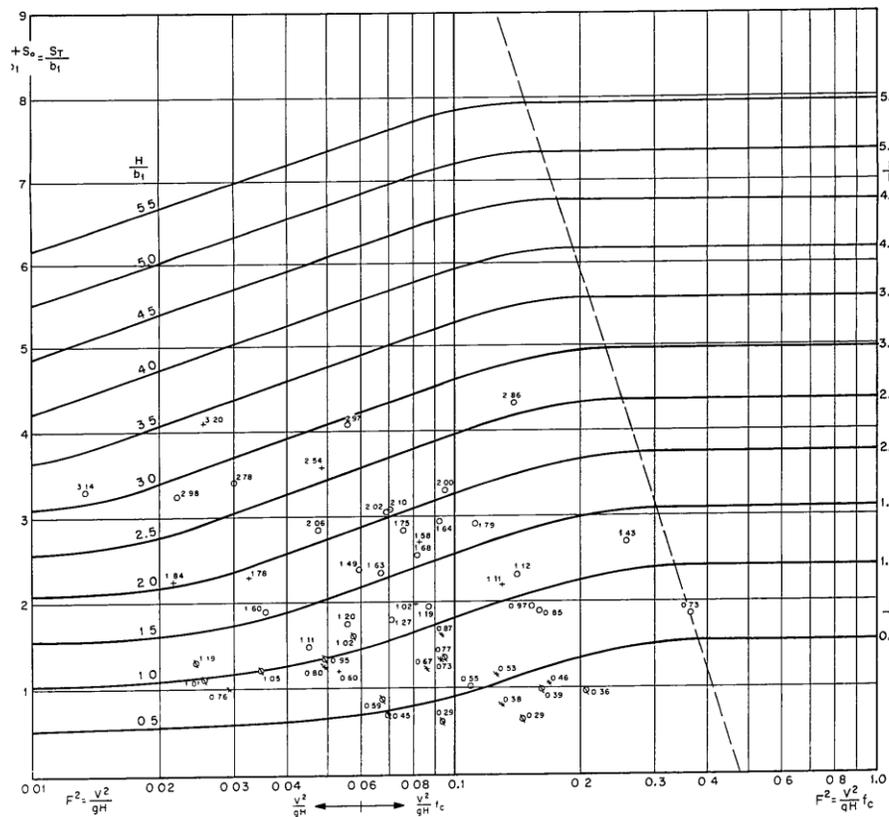


Figura 2.11. Curvas para el cálculo de la socavación local en pilas redondeadas.
 Maza (1968)



Para el análisis de la socavación en pilas circulares:

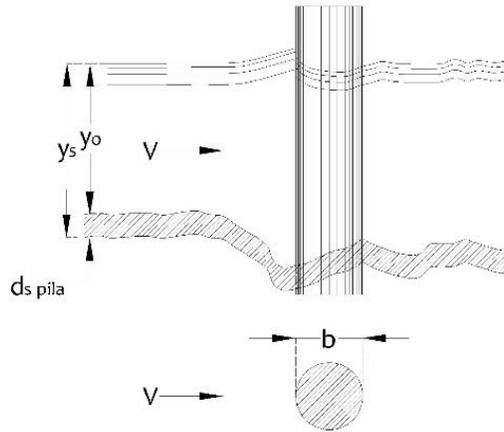


Figura 2.12. Variables para el cálculo de la socavación local en pilas circulares.
Adaptada de Maza (1968)

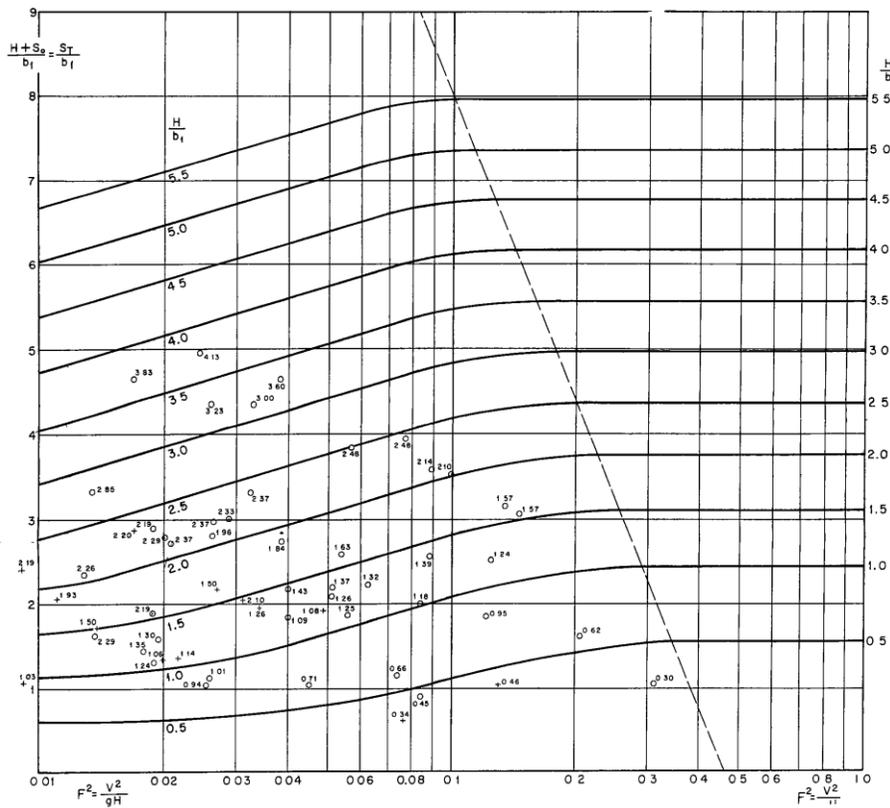


Figura 2.13. Curvas para el cálculo de la socavación local en pilas circulares.
Maza (1968)

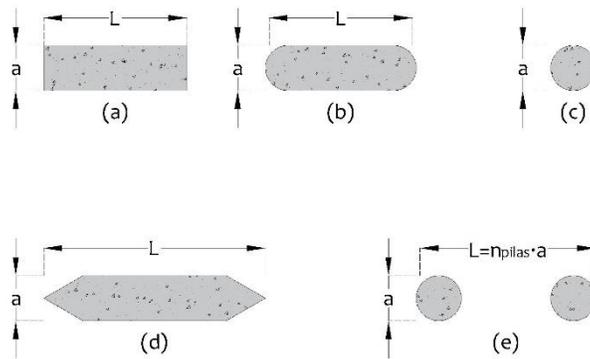
FHWA (2010).

La FHWA (2012) recomienda el empleo de la ecuación 2.30, que es aplicable tanto para socavación de lecho claro como de lecho vivo. Cabe destacar que este método puede ser adaptado para configuraciones complejas de pilas y cimentaciones.

$$\frac{d_{spila}}{y_{1pila}} = 2.0K_1K_2K_3 \left(\frac{a}{y_{1pila}} \right)^{0.65} Fr^{0.43} \quad (2.30)$$

$$F = \frac{V_1}{\sqrt{gy_{1pila}}} \quad (2.31)$$

Se consideran las cinco secciones de pilas que se muestran en la figura 2.14, y para cada geometría se recomienda un factor K_I , que se describe en la tabla 2.7.



**Figura 2.14. Secciones comunes de pilas de puentes.
Adaptada de FHWA (2012)**

**Tabla 2.7. Valores de K_I para diferentes secciones de pilas.
FHWA (2012)**

Forma de la pila	K_I
(a) Nariz cuadrada	1.1
(b) Nariz redondeada	1.0
(c) Cilindro circular	1.0
(d) Grupo de cilindros	1.0
(e) Nariz en punta	0.9



Otro rasgo importante es la elección del factor K_2 (ecuación 2.32 y tabla 2.8). En este caso hay que aclarar que el máximo valor que puede tomar es aquel que resulta para la relación $L/a = 12$.

$$K_2 = \left(\cos \theta + \frac{L}{a} \sin \theta \right)^{0.65} \quad (2.32)$$

**Tabla 2.8. Valores de K_2 para los ángulos de ataque más comunes.
FHWA (2012)**

θ , en grados	K_2		
	$L/a = 4$	$L/a = 8$	$L/a = 12$
0	1.0	1.0	1.0
15	1.6	2.1	2.5
30	2.0	2.8	3.5
45	2.3	3.3	4.2
90	2.5	3.9	5.0

Finalmente, se propone un factor K_3 (tabla 2.9), mismo que depende de la forma en que se comportan los sedimentos en el fondo del cauce.

**Tabla 2.9. Valores de K_3 para diferentes condiciones del fondo del cauce.
FHWA (2012)**

Condiciones del fondo	Altura de las dunas, en m	K_3
Socavación de lecho claro	-	1.1
Fondo plano y antidunas	-	1.1
Dunas pequeñas	$3 > h \geq 0.6$	1.1
Dunas medianas	$9 > h \geq 3$	1.2 a 1.1
Dunas grandes	$h \geq 9$	1.3

Capítulo 3

Estudios hidráulico-hidrológicos para puentes

Para obtener los datos que se requieren en las ecuaciones expuestas en el capítulo anterior, es necesario realizar los análisis hidráulico-hidrológicos correspondientes en el sitio de interés. Esto con la finalidad de obtener valores de precipitación y escurrimiento que determinen, para diferentes periodos de retorno, los caudales máximos, velocidades de flujo y tirantes hidráulicos, datos con los que, finalmente, es posible conocer la profundidad de socavación en un punto específico.

Si bien la hidrología cubre el estudio de todas las fases del agua en la Tierra y su relación con el medio ambiente y los seres vivos, es la ingeniería hidrológica la que se encarga de las aplicaciones prácticas, dedicándose al control y aprovechamiento del agua mediante el diseño y operación de estructuras hidráulicas. Algunos ejemplos de la hidrología aplicada son: abastecimiento de agua potable, generación hidroeléctrica, puentes, etcétera. Todos estos proyectos requieren análisis hidrológicos cuantitativos para su diseño (Chow, Maidment y Mays, 1994).

En el caso particular de los puentes, los análisis hidráulico-hidrológicos brindan datos sobre el comportamiento hidráulico del cauce y, específicamente, de la sección donde se planea la construcción de la estructura. Martín (2003) señala que los aspectos hidráulicos son fundamentales en puentes fluviales: un buen conocimiento de estos aspectos hará el puente más seguro y más barato.

Para realizar estos estudios es importante la recolección de información fisiográfica e hidrológica de la cuenca de interés. La SCT (2000b), recomienda determinar las siguientes características:

1. Características fisiográficas
 - a. Área de la cuenca
 - b. Pendiente media y longitud del cauce principal
 - c. Coeficiente de escurrimiento de la cuenca
 - d. Pendientes hidráulicas medias del cauce principal
 - e. Coeficientes de rugosidad
 - f. Funcionamiento hidráulico del cauce principal
2. Características hidrológicas
 - a. Características de la precipitación
 - b. Características del escurrimiento

Con los datos obtenidos y, después de un correcto procesamiento de la información, se consiguen resultados del comportamiento hidráulico que ayudan a definir la geometría del



puente, principalmente la altura y la longitud del claro o los claros que serán salvados por el mismo. A lo largo de este capítulo se describen cada uno de los aspectos mencionados.

3.1. Características fisiográficas

Los datos fisiográficos pueden obtenerse mediante mapas y fotografías aéreas, sin embargo, es recomendable hacer recorridos de campo y levantamientos topográficos que ayuden a revelar características que no aparezcan en estudios previos; de acuerdo con Chen y Duan (2003) los datos que deben recolectarse durante las inspecciones en campo incluyen marcas de la altura del agua, obras de drenaje, cambios en el uso de suelo, potencial de arrastre de sedimentos, potencial de socavación, entre otros.

En nuestro país, el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI, 2018) facilita, en gran parte, la obtención de estos datos mediante cartas topográficas, modelos digitales de elevación y otros recursos. Las cartas topográficas incorporan los rasgos físicos y naturales del territorio nacional, mientras que los modelos digitales de elevación contienen datos del relieve continental.

3.1.1. Cuenca de drenaje

Una cuenca de drenaje, o de aportación, es una zona de la superficie terrestre donde toda el agua que se precipita es drenada por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida. De acuerdo con su salida, las cuencas se clasifican en endorreicas y exorreicas (figura 3.1). En las primeras, todas las corrientes de agua tienen salida dentro de los propios límites de la cuenca y, generalmente, esta salida es un lago; las segundas, por el contrario, tienen su salida al exterior de la cuenca, bien en otra corriente o bien en el mar (Aparicio, 1992).

Su área y coeficiente de escurrimiento son algunas de sus características más importantes y se describen en los siguientes párrafos.



**Figura 3.1. Tipos de cuenca según su salida.
Adaptada de Aparicio (1992)**

Área.

Se refiere a la superficie en proyección horizontal que está delimitada por una línea imaginaria llamada parteaguas; esta línea pasa por los puntos de mayor elevación topográfica y define la geometría y tamaño de la cuenca. De forma muy general y con base en esta característica, las cuencas se pueden clasificar como se indica a continuación.

Tabla 3.1. Clasificación de una cuenca, de acuerdo con su superficie.

Tamaño de la cuenca, en km ²	Descripción
< 25	Muy pequeña
25 a 250	Pequeña
250 a 500	De intermedia a pequeña
500 a 2 500	De intermedia a grande
2 500 a 5 000	Grande
> 5 000	Muy grande

Coefficiente de escurrimiento.

Es una variable que relaciona el volumen de escurrimiento directo, V_{ed} , y el volumen que se precipita, V_p . Es resultado de las condiciones superficiales de la cuenca: geología, cobertura, densidad de vegetación, uso de suelo, entre otras. Puede expresarse de la siguiente forma:

$$C_e = \frac{V_{ed}}{V_p} \tag{3.1}$$

Hay que tener en cuenta que, debido a las variaciones en la superficie del terreno de una cuenca, se hace necesario el cálculo de un coeficiente de escurrimiento ponderado, C_e . La tabla 3.2 muestra los valores que recomienda la SCT (2000a) para cada tipo de superficie.

$$\overline{C_e} = \frac{\sum_{i=1}^n C_{ei} A_i}{A_C} \tag{3.2}$$



**Tabla 3.2. Coeficientes de escurrimiento para el Método Racional.
SCT (2000a)**

Tipo de superficie por drenar	Pendiente (%)	Coeficiente de escurrimiento, C_e	
		Mínimo	Máximo
A) Praderas:			
1. Suelo arenoso plano	< 2	0.05	0.10
2. Suelo arenoso medio	2 a 7	0.10	0.15
3. Suelo arenoso empinado	> 7	0.15	0.20
4. Suelo arcilloso plano	< 2	0.13	0.17
5. Suelo arcilloso medio	2 a 7	0.18	0.22
6. Suelo arcilloso empinado	> 7	0.25	0.35
B) Zonas pavimentadas:			
1. Pavimento asfáltico	-	0.70	0.95
2. Pavimento de concreto hidráulico	-	0.80	0.95
3. Pavimento adoquinado	-	0.70	0.85
4. Estacionamientos	-	0.75	0.85
5. Patios de ferrocarril	-	0.20	0.40
C) Zonas residenciales:			
1. Unifamiliares	-	0.30	0.50
2. Multifamiliares, espaciados	-	0.40	0.60
3. Multifamiliares, juntos	-	0.60	0.75
4. Suburbanas	-	0.25	0.40
5. Casas habitación	-	0.50	0.70
D) Zonas comerciales:			
1. Zona comercial (áreas céntricas)	-	0.70	0.95
2. Áreas vecinas	-	0.50	0.70
E) Zonas industriales:			
1. Construcciones espaciadas	-	0.50	0.80
2. Construcciones juntas	-	0.60	0.90
F) Campos cultivados	-	0.20	0.40
G) Zonas forestadas	-	0.10	0.30
H) Parques y cementerios	-	0.10	0.25
I) Áreas de recreo y campos de juego	-	0.20	0.35
J) Azoteas y techados	-	0.75	0.95

3.1.2. Cauce principal

El cauce principal se define como la corriente de mayor longitud de una cuenca, que pasa por la salida de la misma (Breña y Jacobo, 2006); con lo cual queda entendido que el término solo aplica para cuencas exorreicas. En cuanto al resto de cauces, son conocidos como corrientes tributarias.

Enseguida se abordan sus características fundamentales y la metodología que se ocupa para valorarlas.

Pendiente.

Existen diversas pendientes que se pueden definir, Nanía y Gómez (2006) proponen tres: media, media ponderada y constante equivalente (figura 3.2).

La primera de ellas, la pendiente media, S_m , se refiere a la relación que hay entre el desnivel de los extremos del cauce y la longitud del mismo. Según el valor calculado, se puede describir la topografía del terreno como se muestra en la tabla 3.3.

$$S_m = \frac{\Delta H}{L} \quad (3.3)$$

Tabla 3.3. Clasificación del relieve de un cauce, de acuerdo con su pendiente media, S_m .

Pendiente media del cauce, S_m , en %	Descripción del relieve
2	Llano
5	Suave
10	Accidentado medio
15	Accidentado
25	Fuertemente accidentado
50	Escarpado
>50	Muy escarpado

En segundo lugar, está la pendiente media ponderada, S_{mp} , que puede comprenderse como la pendiente de una línea que, apoyándose en el punto de salida de la cuenca, hace que existan dos áreas iguales entre el perfil del cauce y arriba y abajo de la misma línea.

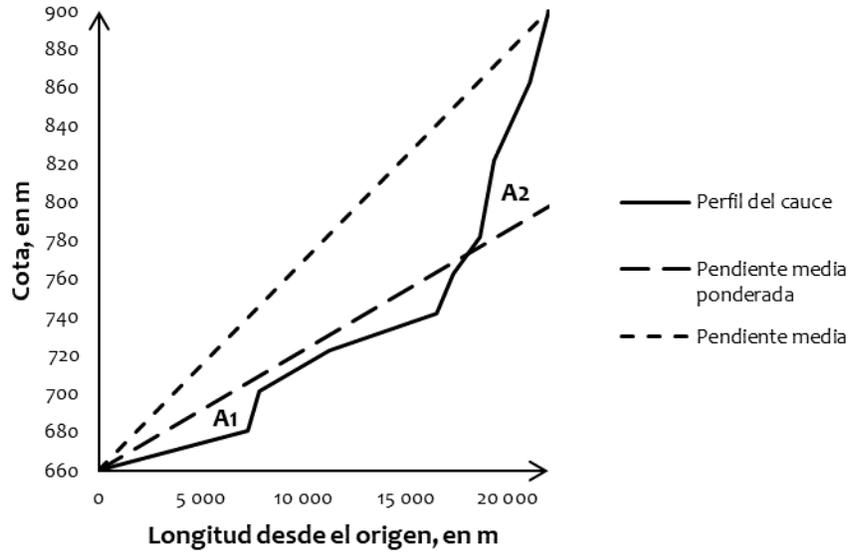


Figura 3.2. Perfil longitudinal de un cauce y pendientes media y media ponderada.
Adaptada de Nanía y Gómez (2006)

Finalmente, la pendiente equivalente constante, S_{eq} , es definida como la pendiente de un canal de sección transversal uniforme con la misma longitud e igual tiempo de recorrido que el del cauce principal. Su cálculo es posible mediante las ecuaciones propuestas por Taylor y Schwarz:

$$S_{eq} = \left(\frac{m}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{\sqrt{s_i}}} \right)^2 \quad (3.4)$$

$$S_{eq} = \left(\frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{l_i}{\sqrt{s_i}}} \right)^2 \quad (3.5)$$

La ecuación 3.4 es utilizada cuando se tienen datos de tramos del cauce con longitudes iguales, en donde m es el número de tramos a analizar; mientras tanto, la ecuación 3.5 se usa para tramos con distintas longitudes y desniveles iguales.

Tiempo de concentración.

Este parámetro se refiere al tiempo que tarda una gota de agua en llegar desde el punto más alejado de la cuenca hasta el punto de salida de la misma. Existen tres formas para calcularla: en primer lugar, a través la estimación directa basada en la observación de la lluvia-escorrentamiento de la cuenca; como segunda opción, mediante el empleo de ecuaciones empíricas; y, por último, usando la formula NRCS, misma que, por tener fundamentos teóricos, se trata de una expresión semiempírica (Grimaldi, Petroselli, Tauro y Porfiri, 2012).

En la literatura técnica existe una gran cantidad de ecuaciones prácticas que se han propuesto y han sido calibradas con diversas cuencas. Entre las más utilizadas, por su simplicidad y buenos resultados están Kirpich, Rowe, Pezzoli y *Soil Conservation*.

$$T_c = 0.0003245 \left(\frac{L}{\sqrt{S_{eq}}} \right)^{0.77} \quad (3.6)$$

$$T_c = \left(\frac{0.87L^3}{\Delta H} \right)^{0.385} \quad (3.7)$$

$$T_c = 0.055 \left(\frac{L}{\sqrt{S_{eq}}} \right) \quad (3.8)$$

$$T_c = \frac{L^{1.15}}{3085(\Delta H)^{0.380}} \quad (3.9)$$

En las ecuaciones 3.7 y 3.8 L está expresada en km.

Coefficiente de rugosidad de Manning.

Se trata del factor utilizado para determinar las pérdidas por fricción que se presentan en un canal o en un cauce natural. En el caso de los ríos, este coeficiente es función de los materiales existentes en su llanura de inundación. La SCT (2000a) propone valores para canales excavados y recubiertos, y para cauces naturales; estos últimos se muestran en la tabla 3.4.



**Tabla 3.4. Coeficientes de rugosidad de Manning, n , para cauces naturales.
SCT (2000a)**

Condiciones del cauce	Coeficiente de rugosidad, n		
	Mínimo	Normal	Máximo
A) Arroyos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas igual o menor que 30m):			
1. Corrientes en planicies:			
a) Limpios, rectos, sin deslaves ni remansos profundos	0.025	0.030	0.033
b) Igual al anterior, pero más rocosas y con hierba	0.030	0.035	0.040
c) Limpio, curvo, algunas irregularidades del fondo	0.033	0.040	0.045
d) Igual que el anterior, con hierba y roca	0.035	0.045	0.050
e) Igual que el anterior, pero menor profundidad y secciones poco eficientes	0.040	0.048	0.055
f) Igual que en d) pero más rocosas	0.045	0.050	0.060
g) Tramos irregulares con hierbas y estanques profundos	0.050	0.070	0.080
h) Tramos con mucha hierba, estanques profundos o cauces de avenidas con rapices y plantas subacuáticas	0.075	0.100	0.150
2. Corrientes de montañas, sin vegetación en el cauce; taludes muy inclinados, árboles y arbustos a lo largo de las márgenes que quedan sumergidos en las avenidas:			
a) Fondo de grava, boleó y algunos cantos rodados	0.030	0.040	0.050
b) Fondo de boleó y grandes rocas	0.040	0.050	0.070
B) Planicies de avenidas:			
1. Pastura sin arbustos:			
a) Pasto bajo	0.025	0.030	0.035
b) Pasto alto	0.030	0.035	0.050
2. Áreas cultivadas:			
a) Sin cosecha	0.020	0.030	0.040
b) Cosecha en tierra labrada y pradera	0.025	0.035	0.045
c) Cosecha de campo	0.030	0.040	0.050
3. Arbustos:			
a) Arbustos diseminados y mucha hierba	0.035	0.050	0.070
b) Pocos arbustos y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
c) Pocos arbustos y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
d) Mediana a densa población de arbustos, en invierno	0.045	0.070	0.110
e) Mediana a densa población de arbustos, en verano	0.070	0.100	0.160
4. Árboles:			
a) Población densa de sauces, en verano, rectos	0.110	0.150	0.200
b) Terrenos talados con troncos muertos	0.030	0.040	0.050
c) Igual que el anterior pero con troncos retoñables	0.050	0.060	0.080
d) Árboles de sombra y avenidas debajo de las ramas	0.080	0.100	0.120
e) Igual que el anterior, pero las avenidas alcanzan las ramas	0.100	0.120	0.160
C) Ríos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas mayor que 30m):			
1. Secciones regulares sin cantos rodados ni arbustos	0.025	-	0.060
2. Secciones regulares e irregulares	0.035	-	0.100

Funcionamiento hidráulico del cauce principal.

Este aspecto, de acuerdo con la SCT (2000a), se refiere a que se deben tomar en cuenta las obras que influyen en el comportamiento hidráulico del cauce.

3.2. Características hidrológicas

Similar a lo ocurrido con las características fisiográficas, estos parámetros también pueden obtenerse con la ayuda de mapas y fotografías aéreas, además de archivos de organismos gubernamentales, datos de lluvia local, datos hidrométricos, etcétera. En el caso particular de México, el Servicio Meteorológico Nacional (SMN, 2018) proporciona en su página web, mapas diarios y resúmenes mensuales de temperaturas y lluvias, también ofrece acceso público, a través de una aplicación en Google Earth, a una base de datos sobre variables meteorológicas; estos datos han sido registrados desde el año 1900, por unas 5 500 estaciones climatológicas. Por otra parte, la Comisión Nacional del Agua (CNA, 2016) facilita la información recabada por unas 1 126 estaciones hidrométricas, que forman parte del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS).

3.2.1. Análisis de la precipitación

La precipitación es la principal fuente de agua de la superficie terrestre e incluye la lluvia, nieve, granizo y otros fenómenos. Se mide en términos de la altura de la lámina de agua precipitada sobre un área de un metro cuadrado y lo común es que se exprese en milímetros, esto se traduce en que un milímetro de lluvia equivale a un litro de agua precipitada por cada metro cuadrado de superficie.

Para su medición puntual se utilizan dos tipos de aparatos: pluviómetros y pluviógrafos. Con los primeros es posible hacer lecturas discretas, con precisión de hasta una décima de milímetro de la lluvia acumulada en periodos definidos, siendo el más común, el de 24 horas. Por su parte, con los últimos, se pueden obtener registros continuos de lluvia llamados pluviogramas.

En nuestro país es más frecuente el uso de pluviómetros, por lo que, en muchas ocasiones, se desconocen las características de las lluvias en las zonas de estudio; por ejemplo, al tomarse registros de la lluvia acumulada cada 24 h se ignoran tanto el número de tormentas ocurridas como la duración de las mismas. Lo anterior, hace obligatorio el uso de diversos modelos que se han desarrollado gracias al estudio de la hidrología, con los cuales, es posible llegar a obtener un valor representativo de la lluvia en la cuenca de interés. A continuación, se exponen los conceptos necesarios para conocer este parámetro:

Tipos de precipitación.

De acuerdo con el fenómeno meteorológico a partir del cual se originan, las lluvias se pueden clasificar como precipitación por convección, orográfica o ciclónica (SCT, 1992).

La primera de ellas ocurre cuando el aire, debido a la radiación solar, es calentado y asciende para formar nubes; cuando éstas alcanzan una zona con temperaturas bajas o con fuertes



niveles de turbulencia, es cuando se origina precipitación. Se caracteriza por consistir exclusivamente de lluvia y en ocasiones de granizo, además, pueden estar acompañadas de relámpagos, truenos y vientos locales.

El segundo tipo de precipitación se origina también, debido al ascenso del aire, pero a diferencia del anterior, en este caso se eleva por la presencia de montañas; este proceso da lugar a lluvia y nieve en el barlovento de las montañas y, en el sotavento, genera regiones semiáridas.

En último lugar está la precipitación ciclónica, que es la que se asocia al paso de ciclones tropicales y tiene origen debido al choque de dos masas de aire de diferentes temperaturas, en donde la masa de aire caliente se eleva sobre la de aire frío; cuando el aire caliente se mueve sobre el aire frío se dice que se tiene un frente caliente y da lugar a una lluvia ligera y continua, distribuida en una zona grande; en contraste, cuando es la masa de aire frío, la que se mueve por debajo de la de aire caliente, se tiene un frente frío y produce precipitaciones intensas pero de corta duración en zonas más pequeñas que la anterior.

Precipitación media de la cuenca.

Para obtener la altura media de precipitación en la zona de estudio, representativa para un intervalo definido, se recomiendan tres métodos: promedio aritmético, polígonos de Thiessen e isoyetas.

El primer método consiste en escoger las estaciones climatológicas cercanas a la zona en estudio —no existe una limitación sobre cuántas deben analizarse—, y solo se suman las alturas de lluvia registradas en cada una de ellas durante un periodo definido, y se divide entre el número de estaciones (ecuación 3.10). Esta metodología es la más simple, y como es evidente, tiene diversas desventajas; entre ellas, que se le asigna el mismo peso a todas las estaciones puesto que no se toma en consideración su distribución en la cuenca. Aparicio (1992) recomienda su uso sólo para lugares en donde la configuración topográfica sea muy suave y las condiciones atmosféricas muy uniformes.

$$\bar{h}_p = \frac{\sum_{i=1}^n h_{pi}}{n} \quad (3.10)$$

El siguiente criterio, consiste en ubicar sobre un plano las estaciones próximas al sitio de estudio, las cuales se unen entre sí mediante líneas, de tal suerte que se forman triángulos como se muestra en la figura 3.3 con líneas discontinuas; posteriormente se dibujan las mediatrices de cada lado de los triángulos, dando como resultado los polígonos que definen el área de influencia que cada estación tiene sobre la cuenca, como se observan también, en

la figura 3.3 con líneas continuas. Finalmente, para calcular la altura media de precipitación, se utiliza la siguiente ecuación:

$$\bar{h}_p = \frac{\sum_{i=1}^n h_{pi} A_i}{A_C} \quad (3.11)$$

Por último, para el procedimiento de las isoyetas, también deben ubicarse las estaciones alrededor del punto de estudio; así, con la información registrada en cada una de ellas y, tomando en cuenta el relieve, se trazan líneas de igual altura de precipitación.

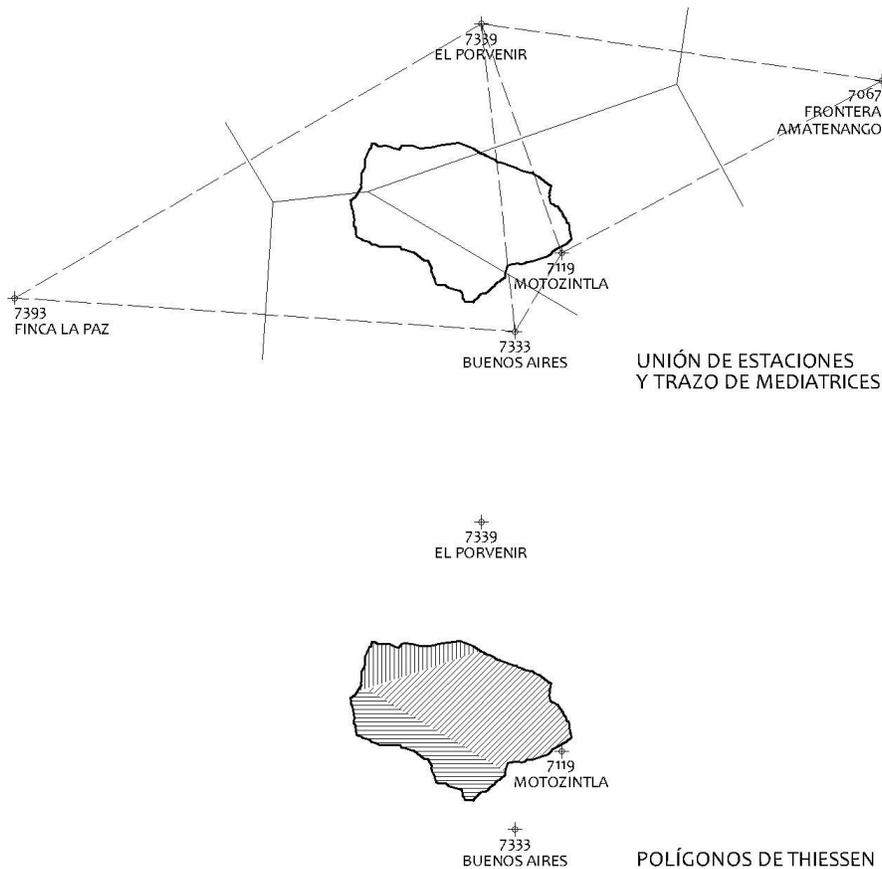


Figura 3.3. Ejemplo de los polígonos de Thiessen para una cuenca en Motozintla, Chiapas.



Relación entre la precipitación máxima puntual y su valor medio en un área circundante.

Mientras más corta sea la duración de una tormenta y, por consiguiente, mayor la intensidad de precipitación, disminuye la probabilidad de que la lluvia cubra toda la zona con la misma intensidad. La SCT (1992) recomienda el uso de curvas precipitación-área-duración obtenidas por el *U.S. Weather Buereau*, mostradas en la figura 3.4.

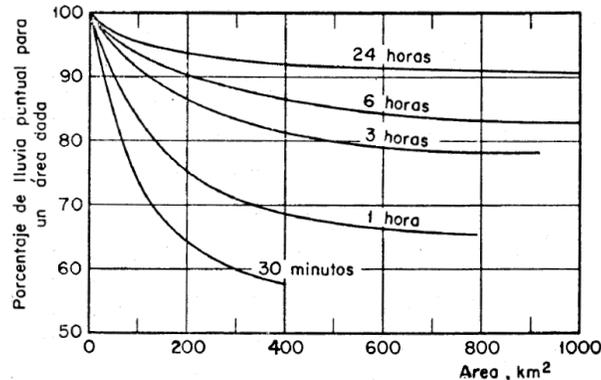


Figura 3.4. Curvas precipitación-área-duración. SCT (1992)

Frecuencia de la precipitación.

Por lo general, las obras hidráulicas se diseñan para determinados periodos de retorno, esto implica trabajar con eventos hidrológicos hipotéticos ligados a una probabilidad de ocurrencia (Gómez, Aparicio y Patiño, 2010). Sin embargo, debido a que estos eventos están en función de procesos sumamente complejos, para determinar su frecuencia es necesario recurrir a una caracterización probabilística.

Cuando se tienen n datos de una muestra de series máximas anuales, el periodo de retorno se asigna, para cada uno de ellos, con la ecuación 3.12; y la probabilidad de que el evento ocurra se determina con la ecuación 3.13.

$$T_r = \frac{n+1}{m} \tag{3.12}$$

$$P = \frac{1}{T_r} \tag{3.13}$$

Por su parte, la probabilidad acumulada, $F(x)$, correspondiente, se calcula con la siguiente ecuación:

$$F(x) = 1 - P \quad (3.14)$$

Y, por lo tanto, el periodo de retorno, puede expresarse en términos de la función de distribución de probabilidad de la siguiente forma:

$$T_r = \frac{1}{1 - F(x)} \quad (3.15)$$

La probabilidad acumulada, $F(x)$, indica la probabilidad de que una variable aleatoria, X , sea igual o menor que un valor, x , dado. Para obtenerla, se recurre a las funciones de distribución de probabilidad y, entre las más utilizadas en hidrología están las de Gumbel y Doble Gumbel. González (2005) comprobó, mediante un análisis de las estaciones climatológicas ubicadas en la costa de Chiapas, que dichas funciones se ajustan bien a las condiciones de precipitación en esa parte del país.

La distribución de Gumbel está propuesta para una población, es decir, datos que tienen un mismo origen. Su función de distribución acumulada está dada por la ecuación 3.16 y la estimación de sus parámetros, por el método de momentos, se hace con la ayuda de las ecuaciones 3.17 y 3.18.

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-\beta}{\alpha}\right)}} \quad (3.16)$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S \quad (3.17)$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45S \quad (3.18)$$



Por otra parte, la distribución doble de Gumbel es útil cuando existen dos grupos de datos con características distintas. En zonas costeras del Golfo de México y del Océano Pacífico, por ejemplo, existe esta cualidad, los datos pueden ser originados tanto por los fenómenos dominantes en la región como por ciclones (Gómez *et al.*, 2010). Su función de distribución acumulada está representada por la ecuación 3.19 y la estimación de sus parámetros, mediante el método simplificado —que trata a los grupos de datos como si fuera la función de Gumbel—, se obtiene con las ecuaciones 3.20 a 2.24.

$$F(x) = pe^{-e^{-\left(\frac{x-\beta_1}{\alpha_1}\right)}} (1-p)e^{-e^{-\left(\frac{x-\beta_2}{\alpha_2}\right)}} \quad (3.19)$$

$$p = \frac{N - N_c}{N} \quad (3.20)$$

$$\alpha_1 = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S_1 \quad (3.21)$$

$$\beta_1 = \bar{x}_1 - 0.5772\alpha_1 \quad (3.22)$$

$$\alpha_2 = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S_2 \quad (3.23)$$

$$\beta_2 = \bar{x}_2 - 0.5772\alpha_2 \quad (3.24)$$

Una forma rápida de realizar el análisis estadístico de los datos es con ayuda del programa AX, mismo que fue desarrollado por el CENAPRED. Este software es capaz de calcular diferentes funciones de distribución, entre ellas Gumbel y doble Gumbel. Para la estimación de parámetros de esta última, Guzmán (2015) asegura que utiliza un algoritmo de optimización determinístico.

Error estándar de ajuste.

Con el fin de determinar qué función de distribución de probabilidad es la que tiene los resultados más ajustados a las condiciones de lluvia de la zona de estudio, se utiliza el criterio del error estándar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$EE = \left(\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - x_o)^2}{n - n_p} \right)^{1/2} \quad (3.25)$$

Intensidad de precipitación.

La intensidad se entiende como la tasa temporal de la precipitación, es decir, la altura de lluvia por unidad de tiempo. Matemáticamente se expresa de la siguiente forma:

$$i = \frac{h_p}{d} \quad (3.26)$$

En donde la duración de la tormenta, d , está expresada en h.

Curvas intensidad-duración-periodo de retorno.

Existen tres variables que definen la lluvia: magnitud o lámina, intensidad y frecuencia; las curvas $i-d-T_r$ son las gráficas que concentran estas características de las tormentas de la región en estudio. Existen diversos métodos para su obtención, no obstante, las ecuaciones más usadas para el análisis de tormentas de corta duración, son las de Bell (1969) y Chen (1963).

Bell (1969), tras numerosos estudios, presentó la ecuación 3.27 válida para frecuencias de dos a 100 años y duraciones de cinco a 120 minutos (Ramírez, López e Ibañez, 2015).

$$h_{pd}^{T_r} = (0.35 \ln T_r + 0.76)(0.54d^{0.25} - 0.50)h_{p1}^2 \quad (3.27)$$



Chen (1963), por su parte, propuso la ecuación 3.28, válida para duraciones de cinco minutos a 24 horas (Ramirez *et al.*, 2015).

$$i_d^{T_r} = \frac{ah_{p1}^{10} \log(10^{2-F} T_r^{F-1})}{(d+b)^c} \quad (3.28)$$

Los factores a , b y c están en función del cociente lluvia-duración, R , éste último es específico para cada lugar o estación climatológica y en la figura 3.5 se muestra la regionalización propuesta por Baeza (2007) con sus respectivos valores.

De acuerdo con Ramirez *et al.*, (2015), cada factor se determina de la siguiente manera:

$$R = \frac{h_{p1}^2}{h_{p24}^2} \quad (3.29)$$

$$a = -2.297536 + 100.0389R - 432.5438R^2 + 1256.228R^3 - 1028.902R^4 \quad (3.30)$$

$$b = -9.845761 + 96.94864R - 341.4349R^2 + 757.9172R^3 - 598.7461R^4 \quad (3.31)$$

$$c = -0.06498345 + 5.069294R - 16.08111R^2 + 29.09596R^3 - 20.06288R^4 \quad (3.32)$$

$$F = \frac{h_{p24}^{100}}{h_{p1}^{10}} \quad (3.33)$$

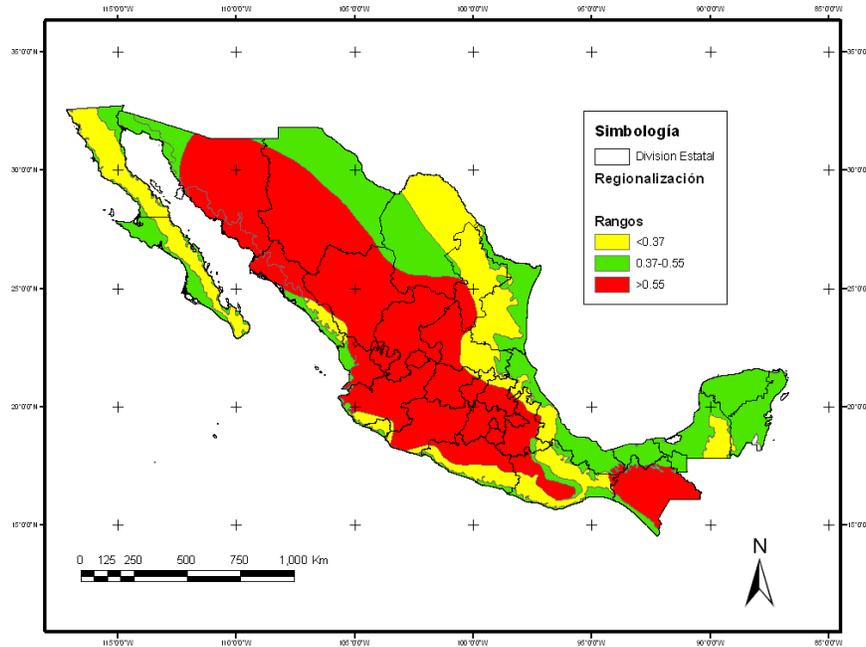


Figura 3.5. Regionalización del factor de conectividad, R .
Baeza (2007)

3.2.2. Análisis del escurrimiento

El escurrimiento se refiere al agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie del terreno y que llega a una corriente para ser drenada hasta la salida de la cuenca. En México se utilizan, principalmente, tres formas de aforar o determinar el gasto de una corriente: secciones de control, relación sección-pendiente y relación sección-velocidad. En la primera se utilizan vertedores de pared gruesa o delgada y los gastos se determinan mediante ecuaciones relativamente sencillas, es un procedimiento con resultados bastante precisos, aunque tiene el inconveniente de ser costoso y se recomienda para ríos pequeños y cauces artificiales. Para el segundo método, basta con conocer la geometría de la sección en estudio y las marcas del nivel máximo de agua durante una avenida, lo que hace posible el uso de la ecuación de Manning, para conocer la velocidad, y la ecuación de continuidad, para determinar el caudal. Finalmente, el método relación sección-velocidad consiste en determinar la velocidad en diversos puntos de la sección en estudio, misma que se divide en dovelas para las que se determina la velocidad media mediante el uso de unos aparatos llamados molinetes (Aparicio, 1992).



Tipos de escurrimiento.

De forma arbitraria, el escurrimiento se clasifica en tres tipos: superficial, subterráneo y subsuperficial. El primero es aquel que tarda poco tiempo en salir de la cuenca y se relaciona directamente con una tormenta en particular, lo conforman el flujo sobre el terreno y el escurrimiento en las corrientes; el segundo puede tardar años en salir debido a que es la parte que se infiltra hasta los niveles freáticos y es el que alimenta las corrientes cuando no hay lluvia; el último es difícil de distinguir, su velocidad de salida está en función de la permeabilidad del suelo, por lo que, en ocasiones se le considerará como parte del escurrimiento superficial y en otras ocasiones como escurrimiento subterráneo (Aparicio, 1992).

Frecuencia del caudal.

Cuando en una estación hidrométrica existen los datos suficientes de gastos máximos diarios, es posible llevar a cabo un análisis estadístico como el descrito en la sección 3.2.1 para determinar la avenida de diseño.

Transformación lluvia-escurrimiento.

Para el caso de tener poca o nula información hidrométrica en la zona de estudio, se recurre a métodos para estimar escurrimientos a partir de la precipitación que los origina, mismos que se conocen como modelos de lluvia-escurrimiento. Breña y Jacobo (2006) comentan que existen tres tipos de modelos: empíricos, hidrogramas y de simulación. Los primeros se tratan de expresiones matemáticas en donde intervienen los parámetros fisiográficos e hidrológicos de la cuenca que se han mencionado con anterioridad, es importante señalar que con estos métodos, solo es posible conocer el gasto máximo en la sección de un cauce; los hidrogramas, por su parte, son la representación gráfica de la variación de un flujo con respecto al tiempo y para su obtención es necesario contar con registros simultáneos de lluvias y escurrimiento; finalmente, los métodos de simulación se refiere a modelos matemáticos complejos cuya aplicación requiere de características más detalladas de la cuenca.

En la literatura técnica, el procedimiento más aceptado para la obtención del caudal pico, Q_p , para proyectos de puentes, es un método empírico conocido como la formula racional:

$$Q_p = 0.278 \bar{C}_e i A_C \quad (3.34)$$

Caudal sólido.

Para calcular el gasto sólido o arrastre de sedimentos, Q_s , el CENAPRED (2014) recomienda el uso de la fórmula universal de pérdida de suelo: una metodología que consiste en obtener, primero el índice de erosión, E , con las ecuaciones 3.35 a 3.38 y las tablas 3.5 a 3.8; y después calcular la concentración de sedimentos, C_s , con la ecuación 3.41.

$$E = 0.224R_c K L_s C P \tag{3.35}$$

$$R_c = \frac{52700(V_{ed} Q_P)^{0.56}}{A_c} \tag{3.36}$$

$$V_{ed} = i \bar{C}_e d A_c \tag{3.37}$$

$$L_s = \left(\frac{L}{22} \right)^m (0.065 + 0.045 S_m + 0.0065 S_m^2) \tag{3.38}$$

Para la ecuación 3.37, la intensidad de lluvia, i , se expresa en m/h; el tiempo de concentración, T_c , en h; y el área de la cuenca, A_c , está en m².

El exponente m , está en función de S_m (tabla 3.5).

**Tabla 3.5. Valores del factor m , en función de S_m .
CENAPRED (2014)**

S_m , en %	m
≥ 5	0.5
3 a 5	0.4
1 a 3	0.3
≤ 1	0.2



**Tabla 3.6. Erosionabilidad del suelo, K .
CENAPRED (2014)**

Tipo de suelo	K
Macizo rocoso	0.00
Roca disgregada ($100 < \phi < 500$ mm)	0.05
Gravas ($3.5 < \phi < 100$ mm)	0.10
Arena gruesa ($2.4 < \phi < 3.5$ mm)	0.20
Arena mediana ($1.22 < \phi < 2.4$ mm)	0.23
Arena fina ($0.075 < \phi < 1.22$ mm)	0.26
Arena limosa	0.30
Arena arcillosa	0.33
Limo arenoso	0.36
Arcilla arenosa	0.40
Limo	0.45
Arcilla	0.50

**Tabla 3.7. Factor de cobertura vegetal de la cuenca, C .
CENAPRED (2014)**

Cobertura vegetal, %	C
Bosques bien definidos (≥ 97)	0.02
80 a 96	0.20
60 a 79	0.30
40 a 59	0.40
16 a 39	0.50
5 a 15	0.60
Suelo desnudo (≤ 4)	1.00

Lo siguiente es deducir el peso del suelo perdido, P_{sp} , en toda la cuenca y, suponiendo un $\gamma_{sat} = 2\ 100\ \text{kg/m}^3$, obtener el volumen de suelo perdido, V_{sp} .

$$P_{sp} = EA_C \tag{3.39}$$

$$V_{sp} = \frac{P_{sp}}{\gamma_{sat}} \tag{3.40}$$

$$C_s = \frac{V_{sp}}{V_{sp} + V_{ed}} \tag{3.41}$$

Para la ecuación 3.39, el área de la cuenca, A_C , se expresa en m^2 .

**Tabla 3.8. Factor por obras de protección, P .
 CENAPRED (2014)**

Tipos de obras de control de erosión	P
Cuando hay presencia de terrazas en las laderas:	
≥ 90 %	0.10
entre 61 y 90 %	0.20
entre 41 y 60 %	0.30
entre 21 y 40 %	0.40
entre 6 y 20 %	0.50
Cuando hay reforestación en el área de la cuenca:	
≥ 90 %	0.20
entre 50 y 90 %	0.30
entre 30 al 49 %	0.40
entre 5 al 29 %	0.50
Si existen presas de gaviones en las barrancas de la cuenca	0.30
Si existen desarenadores en las localidades a la salida de la cuenca	0.35
Si no existen obras de control de erosión en toda la cuenca	1.00

Por último, los caudales sólido y total, se obtienen con las siguientes expresiones.

$$Q_T = \frac{Q_P}{1 - C_S} \quad (3.42)$$

$$Q_S = Q_T - Q_P \quad (3.43)$$



Capítulo 4

Tipos de cimentaciones en puentes

Después de analizar las condiciones que rigen el diseño de los puentes, se deben elegir el sistema estructural y los procesos constructivos que mejor convengan al proyecto. En el caso específico del diseño de cimentaciones de puentes ante problemas de socavación, se pueden emplear sistemas de cimentación superficiales o profundos, en función de las condiciones hidráulico-hidrológicas tratadas en los capítulos anteriores, así como de las propiedades geotécnicas del terreno.

Por lo general, las cimentaciones se clasifican como superficiales y profundas en función de la profundidad de desplante. En las primeras, por ejemplo, esta profundidad no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento, mientras que, en las segundas, las condiciones del suelo superficial obligan a buscar estratos resistentes a mayor profundidad. Sin embargo, no existe un límite preciso en cuanto la profundidad de desplante a partir de la cual se pueda hacer una distinción entre ambas.

Cabe mencionar que, debido a su configuración de cargas, un puente genera demandas de gran magnitud en sus apoyos, y a la vez, entre más grandes sean los claros que cubra la estructura, mayores serán las solicitaciones. Por lo anterior, la cimentación de un puente debe cumplir con criterios muy estrictos de estabilidad, seguridad y funcionalidad mecánicas, además, es necesario siempre apearse a las normas de construcción vigentes (García, 2001). En los siguientes subcapítulos se abordan los tipos de cimentación utilizados en puentes, de acuerdo con la clasificación mencionada en el párrafo anterior.

4.1. Cimentaciones superficiales

En ingeniería de puentes, una cimentación superficial es aquella a la que se tiene acceso y se puede construir y observar directamente en una excavación a cielo abierto, aun si el nivel de desplante se encuentra a gran profundidad (García, 2001). El único tipo de cimientos, dentro de esta categoría, que es posible usar para el apoyo de puentes, son las zapatas; tipo de cimentación que resulta atractivo por sus costos relativamente bajos, con respecto a los costos de cimentaciones profundas.

Para estratos resistentes que permiten cimientos superficiales, los criterios para definir la profundidad de desplante son, principalmente, el cálculo de la socavación y la presencia de cavernas o bien, de líneas de conducción. Por otro lado, hay que tener en cuenta que, entre mayor sea la profundidad de desplante, se favorece la protección del cimiento ante el intemperismo y se aumenta la capacidad de carga. Una cimentación superficial es justificable en terrenos rocosos o suelos muy competentes donde exista la suficiente resistencia al corte y a la socavación.

En las figuras 4.1 y 4.2 se da un ejemplo de cimentación superficial para un puente; en este caso, los trabajos se realizaron para reforzar el viaducto *Pont del Candí*, en Montblanc, Francia. El cimiento mide 23 m × 23 m × 5 m y fue desplantado sobre arcillas expansivas (Barba, 2013). Las imágenes proporcionan una idea de las dimensiones que puede alcanzar una zapata para el apoyo de un puente.



Figura 4.1. Armado del acero de refuerzo y colocación de cimbra en zapata de cimentación.
(Barba, 2013)



Figura 4.2. Vista aérea del colado de una zapata de cimentación.
(Barba, 2013)

4.2. Cimentaciones profundas

Como ya se mencionó, estas cimentaciones se emplean para transmitir las cargas de la superestructura a las capas más profundas y resistentes del terreno de apoyo. Se utilizan cuando los estratos más someros no permiten cumplir un proyecto óptimo utilizando cimentaciones superficiales; por ejemplo, cuando existen suelos blandos, sueltos y/o



expuestos a socavación, que son condiciones típicas en los cauces de los ríos. Los ejemplos más comunes dentro de esta clasificación se abordan a continuación.

4.2.1. Cilindros y cajones de cimentación.

De acuerdo con la SCT (2001c), los cilindros y cajones de cimentación son aquellos elementos estructurales construidos con concreto reforzado que tienen por objeto transmitir las cargas de la superestructura al subsuelo y son utilizados principalmente en cimentaciones bajo el agua. Los cilindros tienen una sección transversal cuyo diámetro es superior a los tres metros, mientras que los cajones —que pueden tener una sección transversal rectangular, elipsoidal o similar— están constituidos por una retícula de sección rectangular. Es la figura 4.3 se muestra un esquema de lo forma de este tipo de cimientos.

Según García (2001), existen cinco elementos que conforman este tipo de cimiento: cuchilla cortadora de acero estructural, pared de concreto reforzado, tapón inferior, relleno interior y tapón superior.

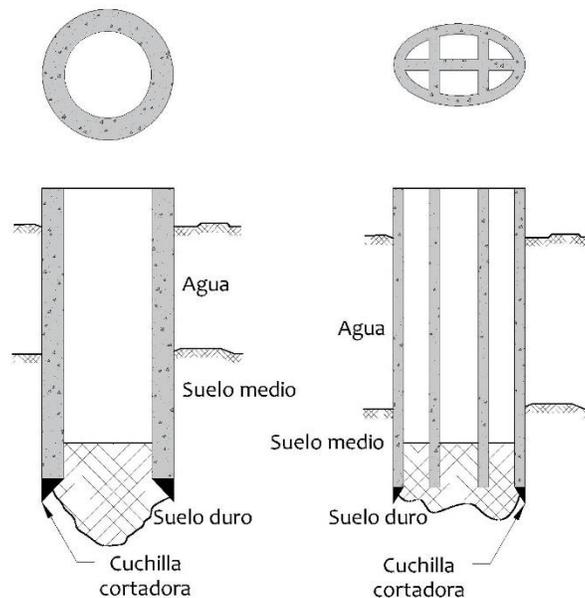


Figura 4.3. Cilindros y cajones.
Adaptada de García (2001)

4.2.2. Cimentaciones piloteadas.

De acuerdo con su procedimiento constructivo, los pilotes de cimentación se clasifican como precolados y colados en sitio. Los primeros se tratan de elementos prefabricados y pueden ser de concreto reforzado o bien, de concreto presforzado; en contraste, los últimos son aquellos que se construyen en el lugar definitivo de proyecto.

Pilotes prefabricados.

Según lo indicado por la SCT (2001a), los pilotes precolados son elementos estructurales, alargados, cuyo diámetro o lado menor de su sección transversal tiene una longitud igual o menor que 60 cm. Además, su fabricación se lleva a cabo en la superficie para después ser hincados en el terreno.

Para su fabricación, el concreto utilizado tiene una resistencia, f'_c , de entre 250 y 300 kg/cm²; de acuerdo con García (2001) pueden ser colados en una sola pieza o en varios segmentos, en este último caso, los tramos pueden unirse mediante juntas o soladura. En cuanto al acero de refuerzo, debe ser calculado para resistir no solo las solicitaciones propias de su funcionamiento estructural, sino también, deben considerarse las solicitaciones durante el proceso de hincado.

El proceso de hincado se puede llevar a cabo de diversas formas: a presión, por impacto o por vibración. Siempre con la ayuda de máquinas de hinca y perforación, también conocidas como piloteadoras. El primer método consiste en la instalación de los pilotes ejerciendo fuerzas estáticas, mediante gatos hidráulicos y sin la necesidad de excavación previa; el problema con este procedimiento es que presenta bajos rendimientos y por eso, rara vez se utiliza en cimentaciones de puentes. En cuanto al hincado por impacto, García (2001) menciona que es el más usado en México; se ejecuta con un martillo de percusión sostenido, generalmente, por una draga (figura 4.4). Finalmente, el procedimiento de hincado por vibración, se lleva a cabo gracias a un vibrador pesado de frecuencia controlada, sin embargo, no es recomendable su uso para pilotes de concreto debido a los esfuerzos de tensión que se transmiten durante el proceso; así pues, queda su uso restringido a pilotes de acero o colados en sitio.



Figura 4.4. Hincados vertical e inclinado de pilotes prefabricados, por percusión. (Liebherr, 2018)

Por otra parte, los pilotes que son elaborados con concreto presforzado, son aquellos a los que se les aplica un esfuerzo de compresión permanente antes de ser hincados en el terreno, con la intención de hacer más eficiente su comportamiento mecánico. Para su elaboración se ocupan concretos de igual, e incluso mayor resistencia que los de pilotes convencionales.



Pilotes colados en sitio.

Pasando ahora a los pilotes colados *in situ*, la SCT (2001b) menciona que se trata de elementos estructurales alargados, cuya sección transversal tiene un diámetro, o longitud, igual o menor que dos metros. Éstos son elaborados en el lugar definitivo, llevando a cabo el colado del concreto dentro de excavaciones previas, con o sin ademe.

Al igual que los casos anteriores, las excavaciones se llevan a cabo con el auxilio de máquinas piloteadoras, mismas que se equipan con una barra en cuyo extremo inferior se adapta una herramienta de ataque, barrenando así el subsuelo hasta la profundidad requerida. Las herramientas con las que se ataca el terreno son, principalmente brocas y botes cortadores.

Por lo general, los pilotes colados sin ademe resultan más baratos, sin embargo, se recomienda verificar previamente, que la estratigrafía del suelo y sus características mecánicas e hidráulicas permitan que las paredes de la excavación se mantengan estables; en caso contrario, cuando los estratos no son cohesivos, lo apropiado es construir los pilotes con ayuda de forros metálicos previamente hincados en el terreno y vaciados, éstos hacen las veces de molde y pueden ser o no recuperables. Normalmente, estos elementos se hincan con los vibradores mencionados con anterioridad. La finalidad de los ademes metálicos es evitar tanto la reducción de la sección transversal de la perforación, como la pérdida de concreto durante el colado. Otra técnica utilizada para darle estabilidad a las paredes de las perforaciones, es el ademe con lodos, es decir, una mezcla de agua con arcilla, generalmente bentonita, con la que se forma una película plástica e impermeable.

En la figura 4.5 se ilustra, de forma muy general, el procedimiento para la construcción de pilotes colados en sitio; se observa el hincado del ademe por medio de vibración, la introducción del acero de refuerzo previamente armado, el colado y, finalmente, el retiro del forro metálico.

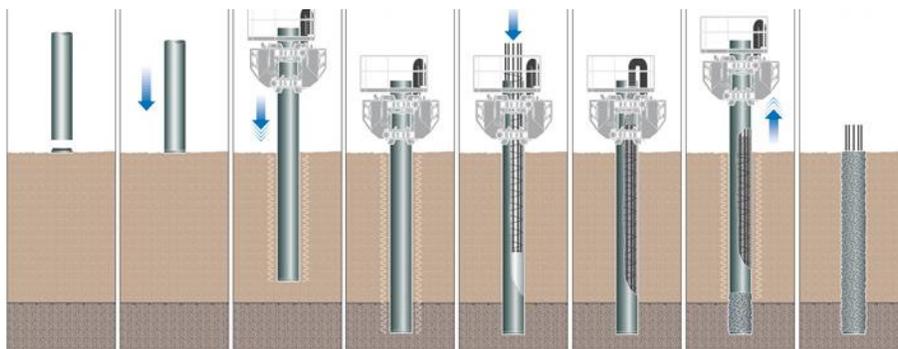


Figura 4.5. Procedimiento constructivo de pilote colado *in situ* con ademe hincado por vibrado. (Liebherr, 2018b)

Capítulo 5

Aspectos del diseño estructural de cimentaciones de puentes

5.1. Normativa para el diseño de puentes

Existen diversos reglamentos en el mundo, que proporcionan las bases para el diseño de los puentes, incluyendo tanto criterios para la superestructura, como para la subestructura. Entre los reglamentos más destacados a nivel internacional, para el diseño de puentes, están los tres siguientes:

1. *Load and Resistance Factor Design (LRFD) Bridge Design Specifications*, propuesto por la *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*
2. *Bridge Design Practice*, desarrollado por el *California Department of Transportation (Caltrans)*
3. Eurocódigos, formulados por el Comité Europeo de Normalización (CEN)

En contraste, en México, no existen reglamentos que normalicen de manera rigurosa el diseño y construcción de estas obras. Si bien existe un conjunto de normas y manuales emitidos por la SCT, conocidos como Normativa para la Infraestructura del Transporte (NIT-SCT), las disposiciones sobre puentes abordan, principalmente, recomendaciones sobre los estudios hidrológicos, recomendaciones de tipos de cimentaciones y algunos casos de carga; no así, aspectos de diseño estructural o procedimientos constructivos.

5.1.1. Cargas de diseño para puentes

De acuerdo con la FHWA (2015), para el diseño de puentes, AASHTO clasifica y designa las sollicitaciones de siguiente forma:

1. Cargas permanentes
 - a. Carga muerta
 - i. Componentes estructurales y no estructurales, *DC*
 - ii. Superficies de rodamiento e instalaciones, *DW*
 - b. Fuerzas de tensión acumuladas, resultantes del proceso constructivo, *EL*
2. Cargas aplicadas durante la construcción
3. Cargas vivas
 - a. Carga vehicular (modelo HL-93 de AASHTO), *LL*
 - i. Efectos de la fatiga de los materiales
 - ii. Cargas de diseño permitidas (mayores que el del modelo HL-93)
 - iii. Tránsito ferroviario
 - b. Carga peatonal, *PL*
 - c. Incremento por carga vehicular dinámica, *IM*
 - d. Incremento por presencia vehicular múltiple, *MPF*



- e. Fuerza centrífuga de los vehículos, *CE*
- f. Fuerza de frenado de los vehículos, *BR*
- g. Sobrecarga de la carga viva, *LS*
- 4. Carga hidráulica, *WA*
- 5. Viento
 - a. Presión horizontal del viento
 - i. Presión sobre la estructura, *WS*
 - ii. Presión sobre los vehículos, *WL*
 - b. Presión vertical del viento
- 6. Sismo, *EQ*
- 7. Cargas de hielo, *IC*
- 8. Presión del suelo
 - a. Empuje horizontal, *EH*
 - b. Empuje vertical, *EV*
 - c. Cargas de suelo, *ES*
- 9. Efectos por deformaciones
 - a. Temperatura uniforme, *TU*
 - b. Gradiente térmico, *TG*
 - c. Fluencia lenta, *CR*
 - d. Contracción, *SH*
 - e. Asentamientos *SE*
 - f. Fuerzas secundarias de postensado, *PS*
- 10. Fricción negativa en pilas de cimentación, *DD*
- 11. Fricción, *FR*
- 12. Eventos extremos
 - a. Fuerza de colisión de los vehículos, *CT*
 - b. Fuerza de colisión de las embarcaciones, *CV*

En nuestro país la SCT (2001d) hace una clasificación de las acciones que se presentan en un puente, agrupándolas en cargas permanentes, variables y eventuales, tomando como base las solicitaciones y modelos de carga propuestas por AASHTO.

5.1.2. Estados límite y factores de resistencia para el diseño de cimentaciones

AASHTO (2010) recomienda que, para el diseño de las cimentaciones, se consideren diversos estados límite de servicio y de falla. Los primeros incluyen asentamientos, desplazamientos laterales y capacidad de carga. Y, en los últimos, se consideran pérdida de contacto excesiva, resbalamiento en la base de las zapatas, pérdida del apoyo lateral, pérdida de la estabilidad global y capacidad estructural.

A causa de las múltiples solicitaciones que se consideran en el diseño de puentes, AASHTO propone combinaciones y factores de carga para los diferentes estados límite. Para cimentaciones se deben revisar los de resistencia I a V, de servicio I y de eventos extremos I y II.

De acuerdo con la FHWA (2011), las consideraciones quedan como se muestra en la tabla 5.1. Cabe señalar que, para el caso del estado límite de eventos extremos I, además de lo mostrado, se considera la carga por sismo, EQ , con un factor igual que 1.0; y para el de eventos extremos II, se consideran las cargas por hielo, IC , fuerza de colisión de los vehículos, CT , y fuerza de colisión de las embarcaciones, CV , con un factor igual que 1.0, y tomando en cuenta únicamente una acción a la vez.

Tabla 5.1. Combinaciones y factores de carga para varios estados límites, según LRFD (2010). FHWA (2011)

Estado límite	DC								
	DD	LL	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE
	DW								
	EH								
	EV	IM							
	ES	CE							
	EL	BR							
	PS	PL							
	CR	LS							
	SH								
Resistencia I	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}
Eventos extremos I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-
Eventos extremos II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-

Retomando la situación de los puentes en los reglamentos de nuestro país, de acuerdo con el Artículo 139 del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México (RCDF, 2016), estas estructuras están clasificadas como parte del subgrupo A1; es decir, el tipo de obras en las que se requiere un mayor nivel de seguridad. Por lo anterior, y en concordancia con las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las edificaciones (NTC-Criterios, 2017), los factores de carga correspondientes son: 1.5 y 1.7 para cargas permanentes y variables, respectivamente, para la combinación 2.3.a; y 1.1 para todas las solicitaciones de la combinación 2.3.b; finalmente, para la revisión de estados límite de servicio el factor de carga será unitario.

Ahora bien, de acuerdo con las NTC para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-Cimentaciones, 2017), para zapatas, los estados límite de falla y de servicio a revisar son, capacidad de carga y asentamientos, respectivamente; y, para pilotes los estados límite de falla son capacidad de carga por adherencia, por fricción lateral o por punta, según sea el



caso; finalmente, los estados límite de servicio son asentamientos y deformaciones por sismo.

En cuanto al diseño estructural, las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto, 2017), considera revisar los estados límite de falla por flexión y cortante.

Por otra parte, la SCT (2001d) propone métodos para evaluar las cargas vivas, fuerza centrífuga, fuerza de frenaje, efectos por variación de la temperatura, el empuje dinámico del agua, etcétera; así como combinaciones de carga, también con base en la normativa LRFD. Asimismo, la SCT (2001e) propone factores y combinaciones de carga.

5.2. Consideraciones geotécnicas

De acuerdo con García (2001), es común que, para puentes carreteros, el lugar de construcción se defina luego de revisar numerosos sitios alternos, ya que se deben comparar las múltiples ventajas y desventajas de cada uno. Existirán ocasiones en que regirán las ventajas geométricas del trazo de la carretera, y en otras condiciones, tendrán un mayor peso las ventajas geotécnicas. Por otro lado, es importante resaltar que el tipo de cimentación que se utiliza en un proyecto se define en función de la capacidad de carga y estratificación del terreno.

5.2.1. Determinación de las propiedades del suelo

Para conocer las propiedades geotécnicas en los sitios donde se pretende apoyar los cimientos, es necesario realizar previamente exploraciones, muestreo de los suelos y pruebas de laboratorio. AASHTO (2010) recomienda realizar sondeos hasta una profundidad tal, que sea posible establecer perfiles transversales y longitudinales de los estratos. Para esto, propone tres criterios: primeramente, hasta encontrar un material con capacidad de carga suficiente para soportar las solicitaciones del proyecto; o bien, para el caso de zapatas, que la exploración sea hasta una profundidad en la cual los esfuerzos adicionales provocadas por la carga estimada de las zapatas sea menor que el diez por ciento de los esfuerzos efectivos debidos a la sobrecarga; finalmente, si se encuentra un lecho rocoso a poca profundidad, el sondeo mínimo debe ser de tres metros al interior del estrato.

García (2001), asegura que estas exploraciones han permitido identificar sitios que requieren tratamiento previo, debido a la presencia de cavernas, fallas, grietas y materiales susceptibles a la socavación; también menciona que, de acuerdo con la experiencia, se ha concluido que el costo de las exploraciones previas resulta ser un porcentaje pequeño del costo total de la obra y, por lo mismo, es recomendable no subestimar la importancia de estos estudios.

Existen diversas clasificaciones de los principales sondeos usados en mecánica de suelos de acuerdo con varios criterios, sin embargo, Juárez y Rico (2014) proponen tres categorías: preliminares, definitivos y geofísicos. Los preliminares son aquellos en que se utilizan procedimientos simples y económicos con los que se obtienen principalmente pruebas de

clasificación como granulometría e índices de plasticidad, datos suficientes para formarse una idea de los problemas que pueda presentar el terreno y, a su vez, programar pruebas de carácter definitivo. Éstas últimas necesitan un mayor nivel de exigencia y ayudan a complementar la información. Por otra parte, los métodos geofísicos, aunque también ayudan a determinar algunas características físicas del suelo, no pueden ser considerados para fines de cimentación ya que no proporcionan datos como propiedades índice o capacidad de carga, por lo que su aplicación se da, principalmente, en geología y minería.

Entre los sondeos preliminares más empleados están los pozos a cielo abierto, perforaciones con herramientas manuales, sondeo de penetración estándar, etcétera. Por lo que se refiere a los sondeos definitivos, entre los más utilizados se encuentran el muestreo con tubos de pared delgada y métodos rotatorios para roca.

5.2.2. Capacidad de carga de las cimentaciones

Chen y Duan (2003) comentan que las zapatas se caracterizan porque su capacidad de carga desarrolla un modo de falla por cortante —general, local o penetración—, como se muestra en la figura 5.1. De esta forma, la fricción por contacto lateral es despreciable.

En contraste con lo anterior, los mecanismos de resistencia que puede desarrollar un pilote son dos: por punta y por fricción. Según Meli (2008), el primer caso se da cuando el pilote se apoya en un estrato firme y su resistencia la desarrolla por apoyo directo en su punta; y el segundo caso se da cuando se adquiere resistencia por adherencia y rozamiento entre su superficie y el suelo adyacente. En la figura 5.2 se ilustran ambos casos.

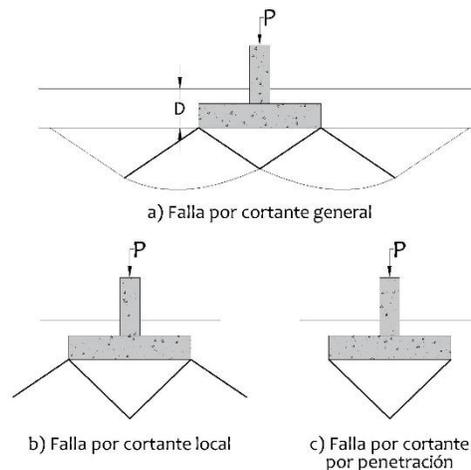


Figura 5.1. Mecanismos de falla por cortante.
Adaptada de Chen y Duan (2003)

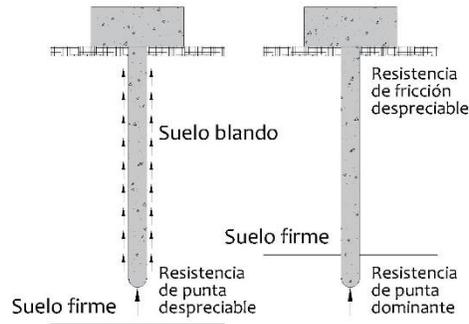


Figura 5.2. Mecanismos de resistencia de un pilote.
Adaptada de Meli (2008)

5.2.3. Profundidad de desplante de las cimentaciones

AASHTO (2010) indica que las zapatas, aisladas o corridas, deben ser desplantadas como mínimo, a una profundidad de 600 mm por debajo de la altura de socavación previamente calculada. En cuanto a los pilotes, menciona que pueden ser construidos cuando el uso de zapatas dé costos poco razonables o bien, cuando se requieran como medida de protección ante la socavación. Recomienda también, que la profundidad de penetración de pilotes prefabricados sea como mínimo de 3000 mm en estratos cohesivos duros y material granular compacto, y 6000 mm para suelo cohesivo blando y material granular de baja compacidad. En cambio, para pilotes colados en sitio, no ofrece sugerencias de la profundidad mínima, ya que ésta depende de la capacidad de carga del suelo; no obstante, da la recomendación de que se dimensionen en incrementos de 150 mm.

5.3. Consideraciones estructurales

5.3.1. Empuje dinámico del agua

Para el diseño de la cimentación, es importante considerar el efecto del empuje dinámico del agua, P , para ello, la SCT (2001d) propone la siguiente metodología:

$$p_D = 0.5003C_D V^2 \quad (5.1)$$

$$P = p_D A_D \quad (5.2)$$

Cuando la dirección del flujo que incide sobre la pila y el eje longitudinal de esta última, no coinciden, y forman un ángulo, θ , la presión promedio lateral se calcula de la siguiente forma:

$$p_L = 0.051C_L V^2 \quad (5.3)$$

$$P_L = p_L A_L \quad (5.4)$$

Los coeficientes de arrastre longitudinal, C_D , y lateral, C_L , se muestran en las tablas 5.2 y 5.3, respectivamente.

Tabla 5.2. Valores de coeficiente de arrastre longitudinal, C_D .

Coefficiente de arrastre longitudinal, C_D	Condición de pilas
1.4	Pilas en las que se acumulan objetos arrastrados por la corriente
1.4	Pilas con tajamar rectangular
0.8	Pilas con tajamar triangular
0.7	Pilas con tajamar semicircular

Tabla 5.3. Valores de coeficiente de arrastre longitudinal, C_L .

Coefficiente de arrastre lateral, C_L	θ , en grados
0.0	0
0.5	5
0.7	10
0.9	20
1.0	≥ 30

Finalmente, para asegurar la estabilidad del puente, por volteo, se debe asegurar que el centroide del efecto del empuje hidrodinámico, se ubique en el tercio medio del sistema pila-zapata.

5.3.2. Diseño estructural de zapatas

Espesor mínimo

Las NTC-Concreto (2017) recomiendan, para zapatas reforzadas, un borde mínimo de 150 mm; y, cuando se apoyan en pilotes, el espesor mínimo debe ser de 300 mm.



Revisión por flexión.

La sección crítica por flexión, en zapatas que soportan elementos de concreto, se tomara como el plano vertical tangente a la cara del elemento. Para el refuerzo, de acuerdo con las NTC-Concreto (2017) se consideran los siguientes factores:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad (5.5)$$

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \quad (5.6)$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad (5.7)$$

El acero mínimo por flexión está determinado por la expresión 5.8; y el máximo, si la sección de concreto no debe resistir sismo, por la ecuación 5.9, de lo contrario, por la ecuación 5.10.

$$A_{S\text{mín}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d \quad (5.8)$$

$$A_{S\text{máx}} = 0.90 A_{Sb} \quad (5.9)$$

$$A_{S\text{máx}} = 0.75 A_{Sb} \quad (5.10)$$

$$A_{Sb} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \quad (5.11)$$

En cuanto al armado del acero de refuerzo, para zapatas que trabajan en una sola dirección y para zapatas cuadradas, se recomienda un espaciamiento uniforme de las barras. Ahora bien, para zapatas aisladas rectangulares que trabajan en ambas direcciones, el refuerzo paralelo al lado largo, se distribuirá también, de manera uniforme; sin embargo, el acero paralelo al lado corto, se acomodará en tres franjas: la franja central llevará el refuerzo

necesario, multiplicado por $2a_1 / (a_1 + a_2)$, siendo a_1 y a_2 , los lados corto y largo de la zapata, respectivamente; el resto del refuerzo se espaciará uniformemente en las otras dos franjas.

Anclaje.

El refuerzo debe estar adecuadamente anclado, cruzando toda zona de posibles grietas. En zapatas esto se logra suministrando en los extremos de las barras, dobleces a 90 grados, seguido de tramos rectos de longitud mayor o igual que 12 veces el diámetro de la misma.

Revisión por cortante.

En cuanto al diseño por cortante de las zapatas, éstas se comportan como vigas anchas en las que las grietas diagonales se extienden en un plano que abarca todo el ancho. Para calcular la fuerza cortante de diseño que toma el concreto, V_{CR} , regirán las ecuaciones 5.12 a 5.17.

En elementos sin presfuerzo y con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5:

Si $p < 0.015$

$$V_{CR} = F_R (0.2 + 20p) \sqrt{f_c} bd \quad (5.12)$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{CR} = F_R 0.5 \sqrt{f_c} bd \quad (5.13)$$

Por otro lado, en elementos con relación L/h , menor que 4; y en los que las cargas y reacciones compriman directamente las caras superior e inferior de la viga, el valor de V_{CR} , será:

$$V_{CR} = F_R \left(3.5 - 2.5 \frac{M}{V} \right) 0.5 \sqrt{f_c} bd \quad (5.14)$$

$$\left(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} \right) > 1.0 \quad (5.15)$$

En caso de que las cargas y reacciones no compriman directamente las caras superior e inferior de la viga, puede utilizarse la ecuación 5.13. Por otro lado, si la relación L/h , está



entre 4 y 5, se interpolará linealmente entre los valores de las ecuaciones 5.12 o 5.13 y la 5.14, según sea el caso.

Cuando en zapatas, el ancho, B , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d , el espesor no sea mayor que 600 mm, y la relación M/V no sea mayor que 2, puede aplicarse la ecuación 5.13 sin importar la cuantía.

Bajo ninguna circunstancia, se tomará un valor de V_{CR} mayor que el obtenido con la siguiente expresión:

$$V_{cR} \leq F_R 1.5 \sqrt{f'_c} b d \quad (5.16)$$

Revisión por punzonamiento.

En este caso, la sección crítica se supondrá perpendicular al plano de la zapata y formará una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia igual que $d/2$.

El esfuerzo cortante quedará definido, entonces, por la ecuación 5.17; siempre que no haya transmisión de momento, o M_u sea menor o igual que $0.2V_u$.

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad (5.17)$$

De esta manera, el esfuerzo cortante máximo de diseño que toma el concreto, no debe exceder las siguientes condiciones:

$$F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f'_c} \quad (5.18)$$

$$F_R \sqrt{f'_c} \quad (5.19)$$

Fuerza cortante de diseño máxima.

Bajo ninguna circunstancia se permitirá una fuerza cortante de diseño, V_u , mayor que la obtenida por la ecuación 5.20.

$$V_u < F_R 2.5 \sqrt{f_c} bd \quad (5.20)$$

5.3.3. Diseño estructural para un grupo de pilotes

Meli (2008) señala que, cuando se pretende transmitir el peso de cualquier estructura a un grupo de pilotes, se debe hacer mediante un elemento, sea zapata, dado o losa, lo suficientemente rígido, para lograr una correcta distribución de la carga a todos los pilotes. La fuerza interna de diseño para cada pilote, está dada por la siguiente expresión:

$$P_i = W \left(\frac{1}{n} + \frac{e_x x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} + \frac{e_y y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \right) \quad (5.21)$$

Posteriormente, los elementos se diseñan como columnas, por lo que para su armado se recomienda atender nuevamente las consideraciones de las NTC-Concreto (2017); y para su procedimiento de diseño, se recomienda consultar Meli (2008).



Capítulo 6

Estudio de optimización

6.1. Conceptos básicos de optimización

De acuerdo con Meli (2008), cualquiera que sea el factor de seguridad, FS , que se adopte para el diseño estructural de una edificación, siempre existirá una probabilidad de falla, P_F . Si bien, un incremento en dicho factor, implica siempre un aumento en el costo de la construcción, C_o , al mismo tiempo se logran reducir la probabilidad de falla y el costo de los daños, D . De lo anterior surge la necesidad de la optimización en el diseño de cualquier obra civil, es decir, buscar el equilibrio entre su seguridad estructural y su costo total, C_T . Para lograrlo, es necesario determinar los riesgos que se corren al establecer los parámetros de diseño. En el caso particular de cimentaciones para puentes que salvan ríos, es de gran importancia analizar, entre otros aspectos, los datos hidráulico-hidrológicos en la zona del proyecto; éstos incluyen, principalmente, avenidas máximas y socavación.

Como en todo problema de optimización, se plantea una función objetivo en la que la finalidad es minimizar el costo total de la obra, teniendo siempre en cuenta el daño probable causado por las posibles fallas, tal como se aprecia en la figura 6.1.

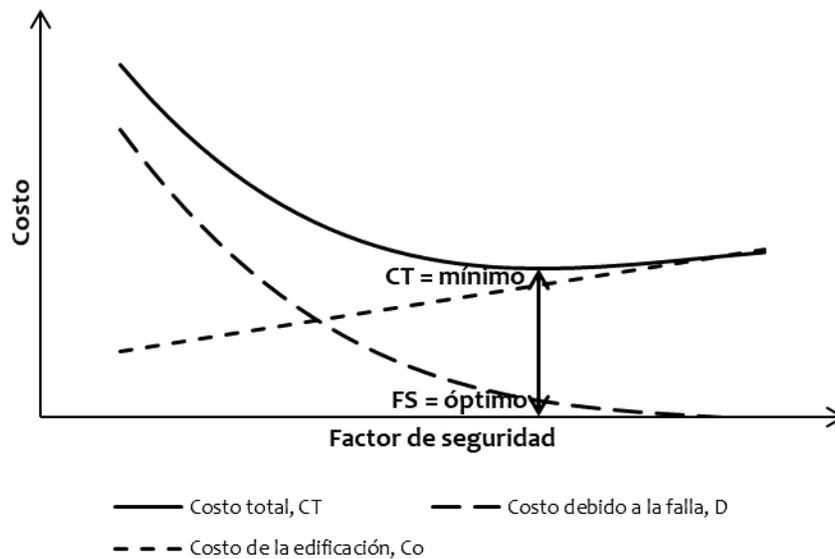


Figura 6.1. Representación del problema de optimización de la seguridad.
Adaptada de Meli (2008)

Matemáticamente, la función objetivo se expresa de la siguiente forma:

$$C_T = C_O + DP_F \quad (6.1)$$

Para llevar a cabo su optimización, así como la de cualquier otra función, f , es necesario entender, previamente, algunos conceptos de Cálculo: valor crítico de una función y, valores máximo y mínimo relativos. De acuerdo con Ayres y Mendelson (2010), el primero es aquel valor, x_0 , que se encuentra dentro del dominio de f , y cuya primera derivada $f'(x_0)$ es igual que cero o no está definida. Ahora bien, suponiendo que $f'(x_0) = 0$, se dice que un valor es un máximo relativo si f' es positiva en un intervalo abierto inmediatamente a su izquierda y negativa inmediatamente a su derecha; contrariamente a lo anterior, un valor es un mínimo relativo cuando f' es negativa en un intervalo abierto justo a su izquierda y positiva justo a la derecha. En la figura 6.2 se ilustran estos conceptos para su mejor entendimiento.

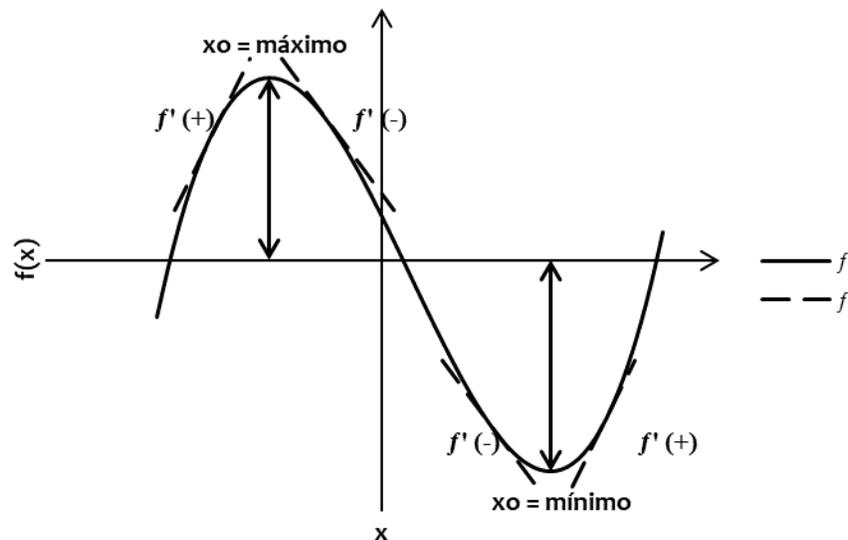


Figura 6.2. Valores máximo y mínimo relativos de una función, f .

6.2. Vulnerabilidad y cuantificación del daño

Como se comentó anteriormente, un aspecto fundamental en el análisis de optimización, es la estimación del costo de los daños en la estructura ante un fenómeno natural. En ese sentido, el concepto de vulnerabilidad es de utilidad para cuantificar el daño esperado por la ocurrencia de un agente perturbador, como en este caso, puede ser el tránsito de avenidas.



De acuerdo con el CENAPRED (2014) la vulnerabilidad se concibe como la susceptibilidad de los sistemas expuestos —para el caso de esta investigación, entiéndase puentes— a ser afectados o dañados por el efecto de un fenómeno perturbador, es decir, el grado de pérdidas esperadas.

Diversos estudios que se han llevado a cabo, han dado como resultado la obtención de funciones de vulnerabilidad que pueden asociar el nivel de daño con diferentes parámetros, por ejemplo, para el caso de sismo, con la aceleración máxima y aceleración espectral; en el de viento, con la velocidad máxima del flujo; y para inundación, con el tirante de agua alcanzado (Reinoso, Jaimes, Ordaz y Niño, 2010).

También es importante mencionar que existen diversos tipos de funciones de vulnerabilidad, de acuerdo con lo mencionado por Niño, Jaimes y Reinoso (2008), son básicamente tres: analíticas, empíricas y estadísticas. Las primeras consisten en el análisis estructural para determinar la respuesta de la edificación y, según afirman, puede considerarse como la metodología más adecuada. En cuanto a las empíricas, son aquellas que están desarrolladas para una estructura en específico o un tipo de ellas a partir de la experiencia u opinión de expertos en el tema. Y en última instancia, las estadísticas son aquellas que surgen a partir del análisis de datos de estructuras dañadas en el pasado.

Sin embargo, aun cuando el estudio de la vulnerabilidad ha sido bastante amplio, la mayoría de criterios e investigaciones que se han desarrollado son para el comportamiento sísmico de las estructuras, principalmente edificios. En cambio, es poco lo que se ha hecho en materia de puentes; y, todavía más reducido lo que se ha investigado en el tema de vulnerabilidad de puentes por avenidas extraordinarias y socavación. A pesar de ello, autores como Rivera y Nuñez (2016) proponen curvas de vulnerabilidad analíticas para dos prototipos de puentes: con cimentación superficial y con cimentación profunda. Estas funciones relacionan un parámetro de diseño normalizado con el índice de daño de la estructura; además, los autores también dan una interpretación de ellas. Es importante mencionar que, a su vez, éstas funciones se basan en las tesis de Ramón (2015) y Guerrero (2016).

Otras funciones que pueden encontrarse en la literatura técnica son las desarrolladas por Melville (2008) y Tanasic, Ilic y Hajdin (2013). La primera, propuesta con base en numerosas pruebas de laboratorio, relaciona el tirante de agua con la profundidad de socavación, para tres diferentes configuraciones de cimentaciones de puentes (figura 6.3). Si bien, esta curva permite observar la importancia de los cimientos profundos, no puede ser catalogada como función de vulnerabilidad, pues no implica algún índice de daño. Por otro lado, la segunda función, obtenida a partir del análisis de numerosos datos y simulaciones, relaciona una probabilidad de falla con la profundidad de desplante, S_c , de la cimentación; sin embargo, tiene limitaciones importantes: primeramente, su lugar de aplicación, ya que fue desarrollada con datos de Serbia y, en segundo lugar, propone alturas de desplante que en esta parte del mundo son prácticamente inaceptables. Habría que añadir, además, que tampoco puede

ser considerada una función de vulnerabilidad, sino de riesgo, pues, como se mencionó, trata de probabilidades de falla y no de índices de daño (figura 6.4).

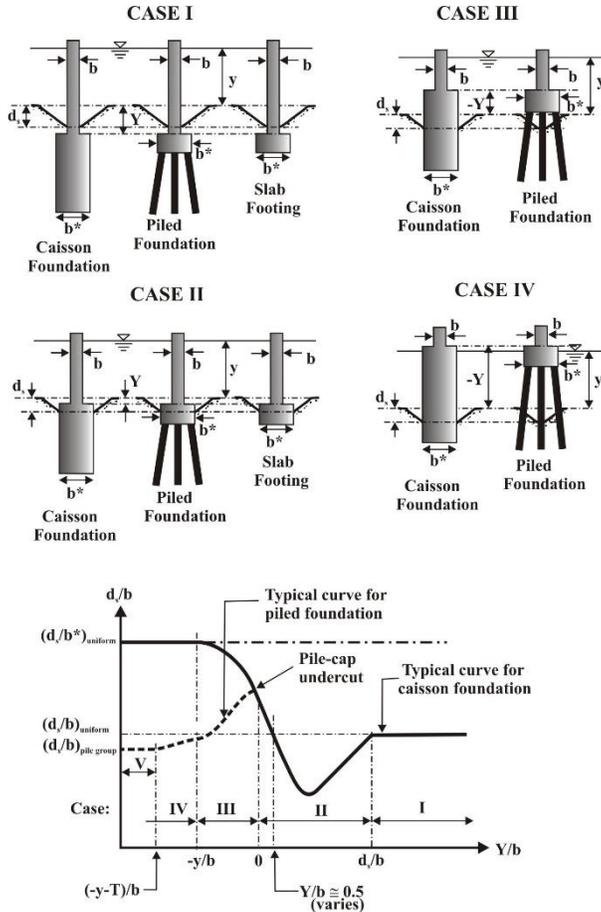


Figura 6.3. Variación de la socavación local en pilas de puentes, en función de la configuración de las cimentaciones de puentes.
Melville (2008)

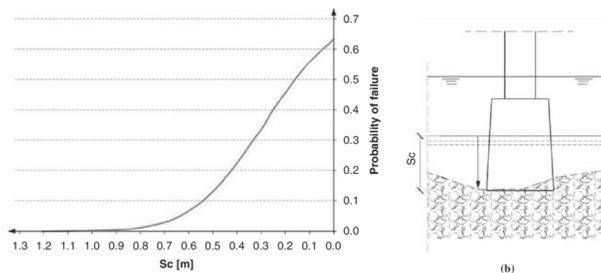


Figura 6.4. Probabilidad de falla de un puente en función de la altura de desplante de la cimentación, S_c , para un periodo de retorno, T_r , de 200 años.
Tanasic, Ilic y Hajdin (2013)

Para esta investigación, será de utilidad la curva de vulnerabilidad para puentes con cimentación profunda expuesta por Rivera y Núñez (2016); ya que con ella será posible



relacionar la altura de tirante en un cauce durante una avenida, con los costos que implican el daño o las pérdidas del puente en estudio.

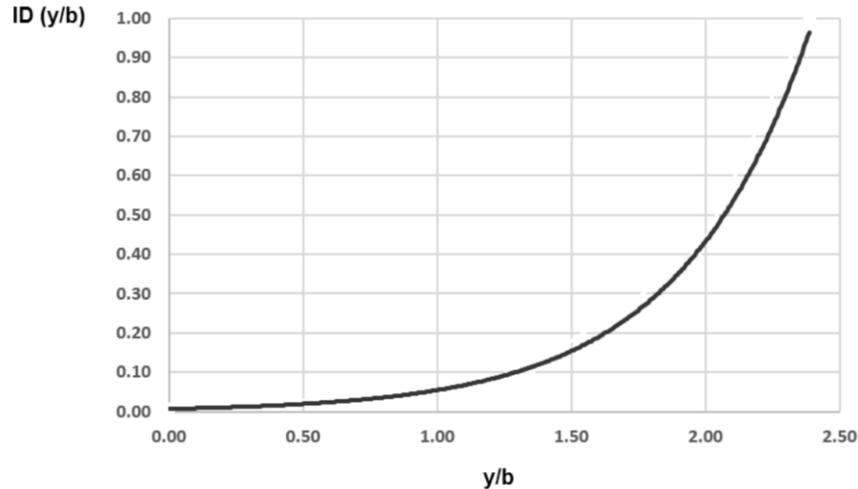


Figura 6.5. Función de vulnerabilidad para puente con cimentación profunda.
Rivera y Núñez (2016)

6.3. Descripción del caso de estudio

El puente en estudio se ubica sobre el río Xelajú, en la ciudad de Motozintla, Chiapas. Se trata de una estructura de tres claros, 30 m cada uno y longitud total 90 m, aproximadamente.

Si bien, el puente existe realmente en el lugar, para el análisis actual no se tomaron sus condiciones reales. Se modeló de la siguiente manera: en la subestructura, sus apoyos se consideraron pilas de sección rectangular macizas con dimensiones de 2 m x 4 m, y un sistema de cimentación combinado de zapata y pilotes —siendo estos últimos una medida de protección contra la socavación—. En lo referente a su superestructura, se le consideró constituida por traveses de acero estructural A-36, sección *IR*, y una carpeta asfáltica de 20 cm. Finalmente, los apoyos en los extremos de la superestructura, para efectos del modelo estructural, se consideraron como empotramientos. En la figura 6.6 se muestra el modelo generado en SAP2000.

Por otra parte, es importante mencionar que el análisis únicamente considera el peso propio de la estructura.

6.4. Parámetros hidráulico-hidrológicos del sitio

6.4.1. Características fisiográficas

La cuenca generada a partir del punto de interés, tiene una superficie de 44.94 km² y un coeficiente de escurrimiento ponderado igual que 0.25 (tabla 6.1). En lo que respecta a su colector principal, tiene una longitud de 13.93 km; sus pendientes media y equivalente

constante tienen valores de 0.10 y 0.058, respectivamente; su tiempo de concentración resultó de 90 min con el criterio de Kirpich; y, finalmente, el coeficiente de rugosidad de Manning en el tramo modelado, se consideró igual que 0.050 debido a la abundante vegetación sobre la llanura de inundación. En la tabla 6.2 se muestra un resumen de los valores descritos.

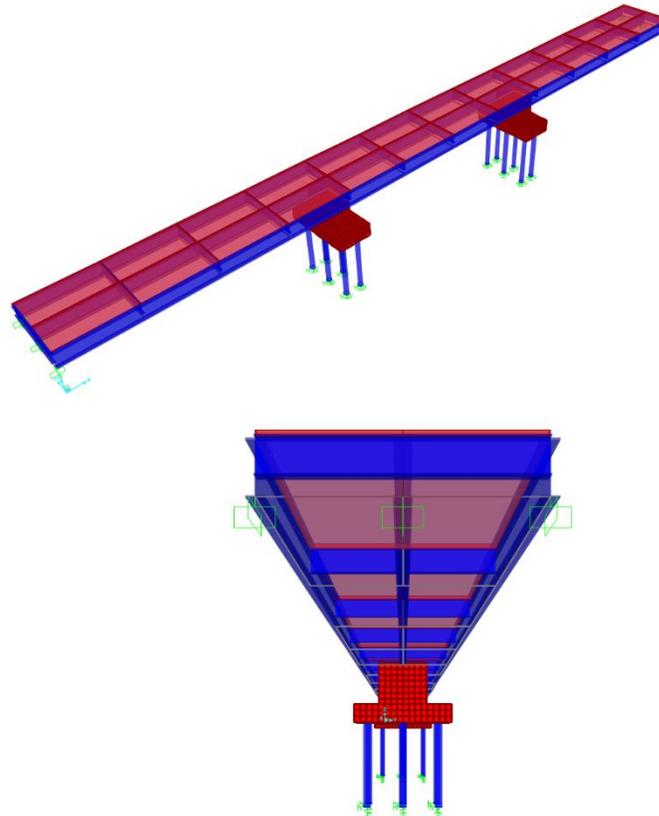


Figura 6.6. Modelo del puente bajo análisis.
SAP2000 v16

Tabla 6.1. Parámetros para la determinación del coeficiente de escurrimiento ponderado, C_e .

Cobertura de suelo	Observaciones	Área, en km ²	Coficiente de escurrimiento, C_e
Zona residencial	Suburbana	1.44	0.35
Campo cultivado	Suelo arcilloso	3.91	0.30
Zona forestada	Cobertura densa	8.43	0.20
Zona forestada	Montañas - Cobertura medianamente densa	31.16	0.25



Tabla 6.2. Características fisiográficas de la cuenca de aportación y su cauce principal.

Parámetro	Valor	Unidad
A_C	44.94	km ²
C_e	0.25	
L	13.93	km
S_m	0.10	
S_{eq}	0.058	
T_c	90	min
n	0.050	

6.4.2. Características hidrológicas

Existen varias estaciones climatológicas que rodean el sitio del proyecto (figura 6.7). De acuerdo con el análisis de los polígonos de Thiessen, solamente tres tienen un área de influencia dentro de la cuenca: 7119 Motozintla, 7333 Buenos Aires y 7339 El Porvenir.

Ahora bien, de las estaciones mencionadas, la 7119 es la única que cuenta con registros de precipitación representativos del sitio de interés. Lo anterior es debido a tres aspectos: primeramente, porque se encuentra al pie de la cuenca, siendo así, la estación más cercana al proyecto; en segundo lugar, tiene datos desde 1922 hasta 2014, mismos que son suficientes para realizar un análisis hidrológico confiable; y, por último, debido al tipo de lluvia, pues las otras dos estaciones presentan alturas de precipitación más altas —producto de lluvias orográficas—, situación que no se presenta en la región en estudio.

Con los datos de la estación seleccionada, y mediante las funciones de distribución de probabilidad Gumbel y doble Gumbel, se dedujeron las láminas de lluvia para diferentes frecuencias de diseño. La que mejor se ajustó, según el criterio del error estándar, fue la función doble Gumbel obtenida con AX; lo anterior, debido al algoritmo de optimización en el cálculo de sus parámetros, que lleva a cabo el programa.

En cuanto a las lluvias máximas de corta duración, las intensidades fueron obtenidas mediante los criterios de Bell y Chen, siendo el último, el método que arrojó resultados mayores. Finalmente, los gastos pico y total, fueron calculados con el método racional americano y la fórmula universal de pérdida de suelo, respectivamente. Los resultados se muestran en la tabla 6.3 y la comparación de cada uno de los criterios tomados en cuenta, se muestran de manera gráfica en las figuras 6.8 a 6.13.

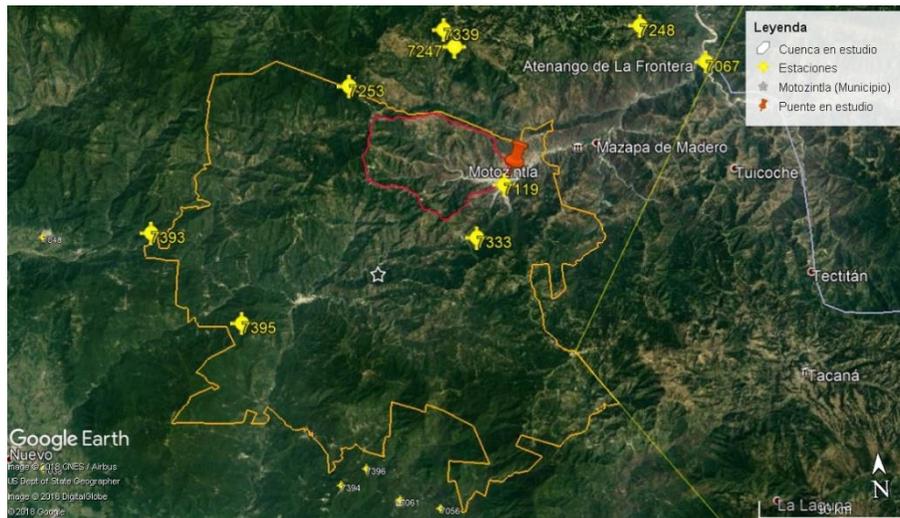


Figura 6.7. Delimitaciones del municipio de Motozintla y de la cuenca de drenaje en estudio; ubicación de las estaciones climatológicas. Google Earth Pro (2018)

Tabla 6.3. Gastos totales de diseño para diferentes periodos de retorno, con intensidades de Bell y Chen.

T_r , en años	Ax x_o , en mm	Bell			Chen		
		i , en mm/h	Q_p , en m^3/s	Q_T , en m^3/s	i , en mm/h	Q_p , en m^3/s	Q_T , en m^3/s
2	37.9	17.38	54.29	63.45	3.54	11.06	12.60
5	57.5	22.94	71.65	84.16	25.10	78.40	92.23
10	98.6	27.15	84.78	99.89	41.41	129.34	153.57
25	154.6	32.71	102.15	120.76	62.97	196.67	235.43
50	191.9	36.91	115.28	136.59	79.28	247.61	297.77
75	212.9	39.37	122.97	145.87	88.82	277.41	334.38
100	227.6	41.12	128.42	152.46	95.59	298.55	360.40
200	262.7	45.33	141.56	168.37	111.90	349.49	423.28

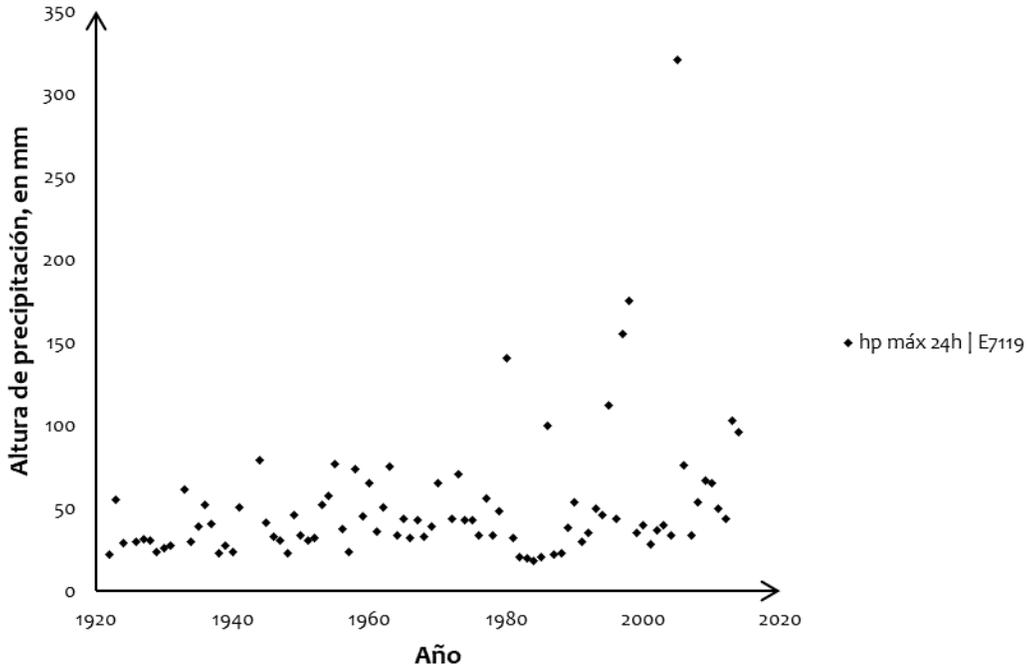


Figura 6.8. Alturas de precipitación máximas en 24 h, anuales, en la estación 7119 Motozintla.

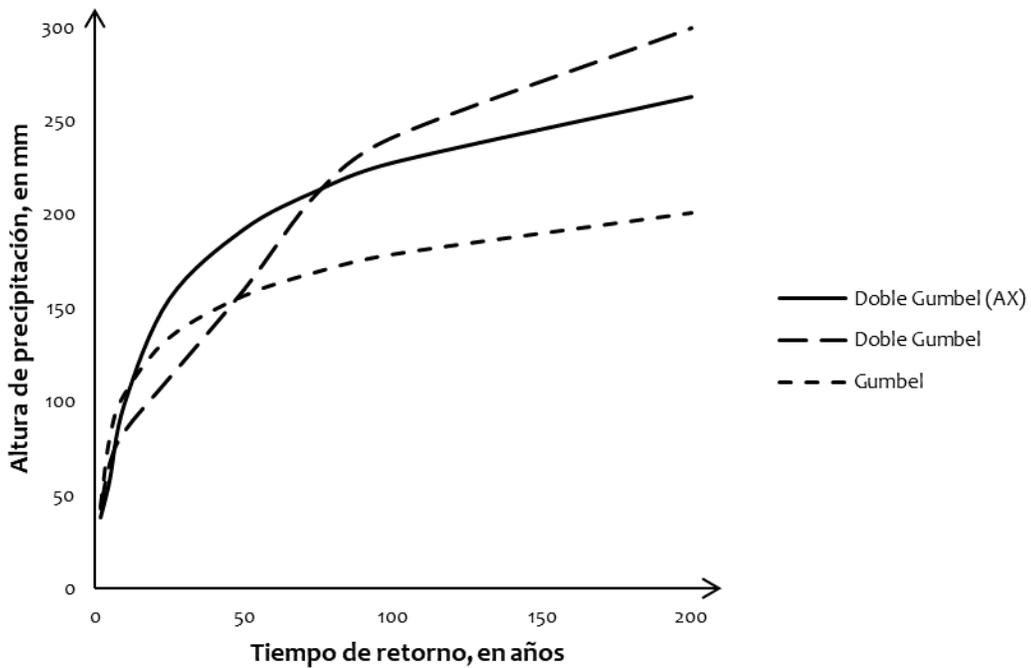


Figura 6.9. Curvas $hp-T_r$, con diferentes funciones de distribución de probabilidad.

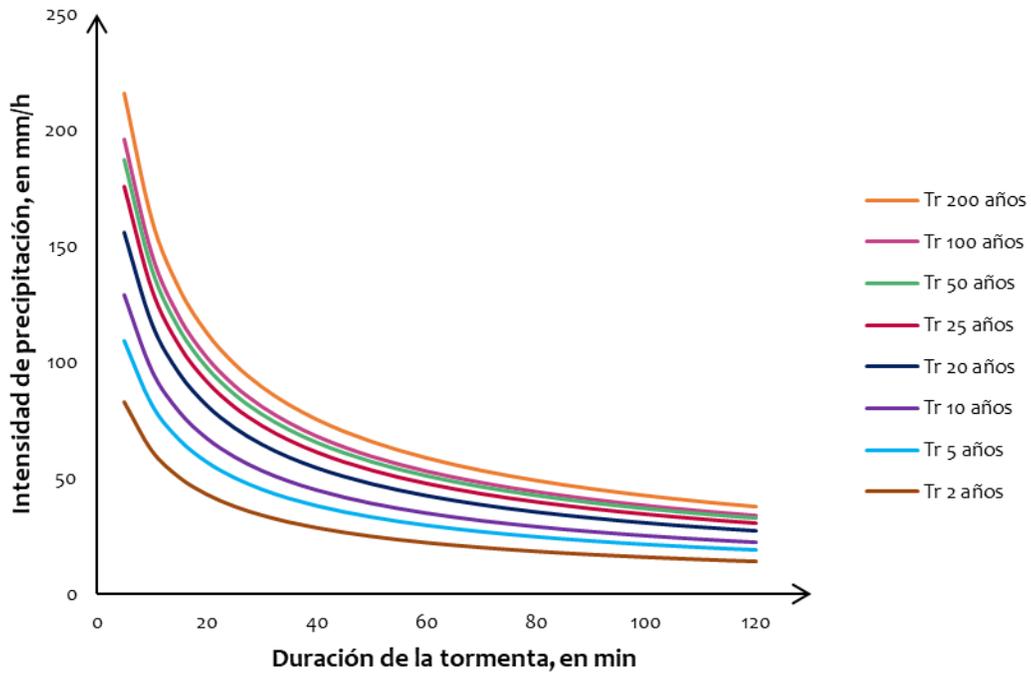


Figura 6.10. Curvas $i-d-T_r$ obtenidas con el método de Bell.

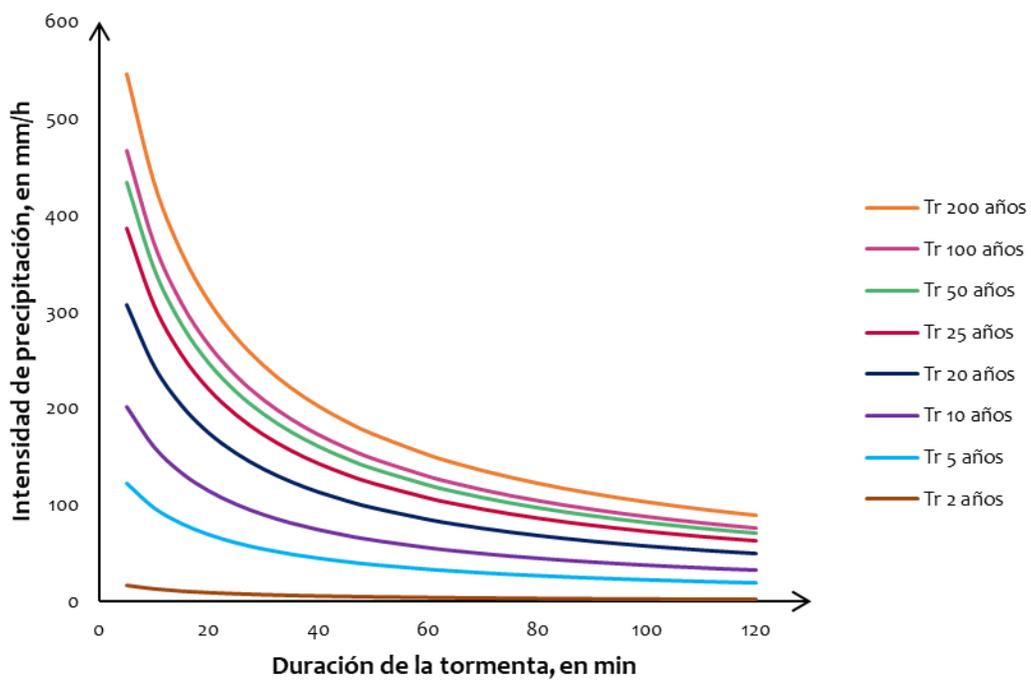


Figura 6.11. Curvas $i-d-T_r$ obtenidas con el método de Chen.

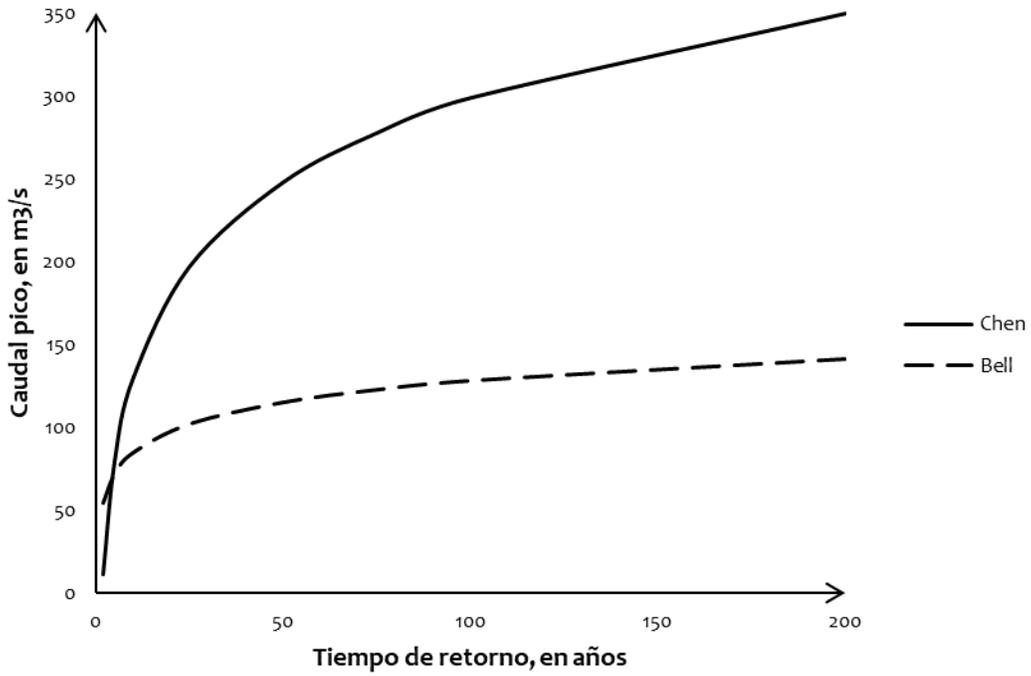


Figura 6.12. Curvas Q_p-T_r , para intensidades de lluvia, i , de 90 min.

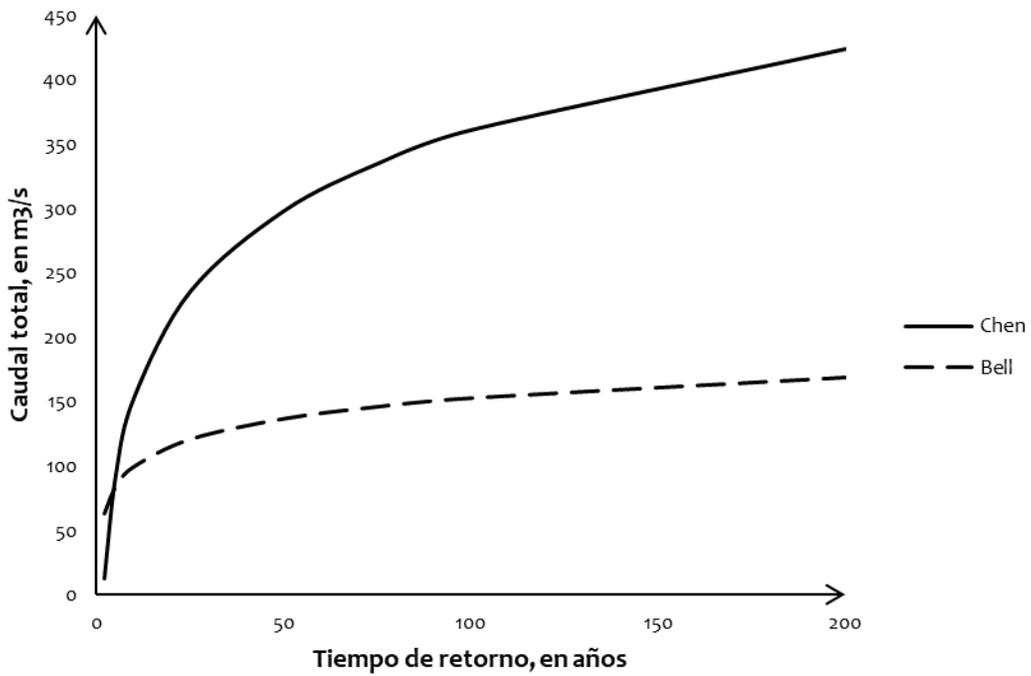


Figura 6.13. Curvas Q_T-T_r , para intensidades de lluvia, i , de 90 min.

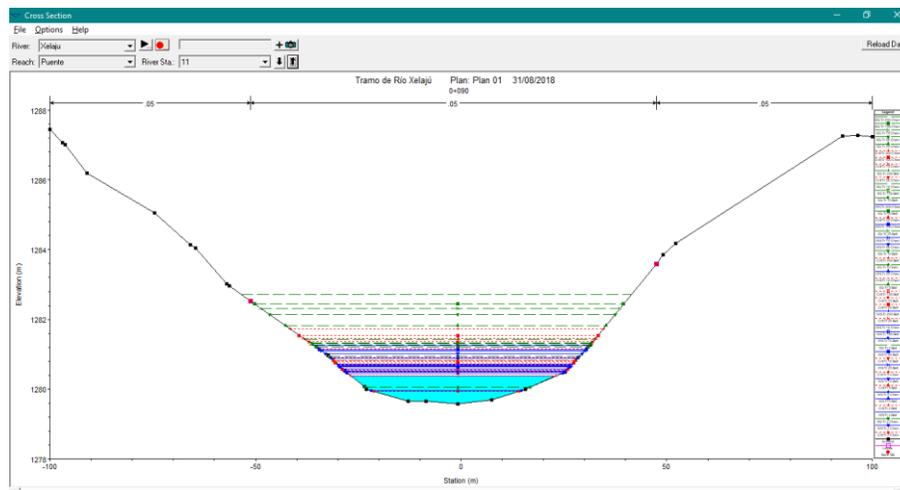
6.4.3. Modelo del cauce en el tramo de interés

De acuerdo con información de Google Earth, las coordenadas del eje del tramo analizado, son las expuestas en la tabla 6.4. Por otra parte, el modelo del río se realizó en HEC-RAS, y para la sección 0+100.00, que es en la que se ubica el puente, se obtuvieron los resultados mostrados en las figuras 6.14 a 6.17.

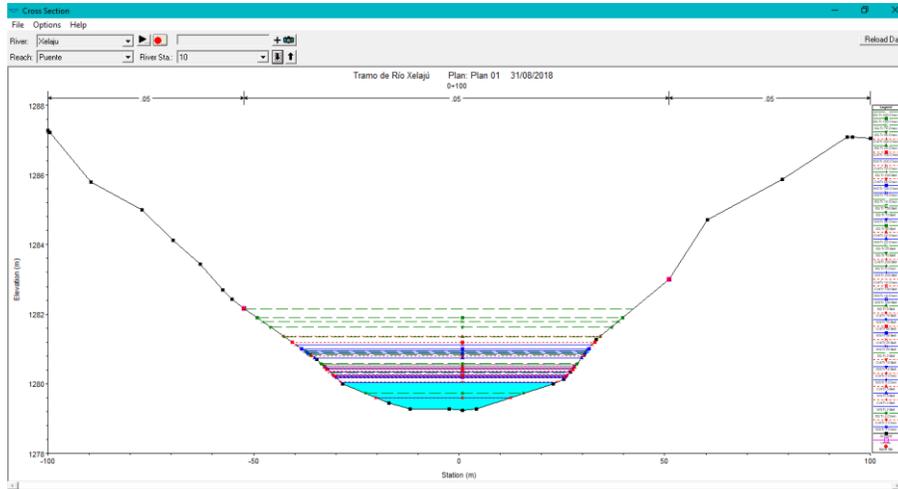
Para el análisis de socavación, se utilizaron los gastos obtenidos a partir de las intensidades de Chen. Esto es debido, principalmente, a dos condiciones: la primera de ellas, es porque en la zona sur del país son comunes las intensidades de lluvia altas por lo que se generan grandes caudales; por otra parte, de acuerdo con el análisis llevado a cabo en HEC-RAS, las áreas hidráulicas obtenidas son más compatibles con la capacidad del río, en la sección de estudio.

Tabla 6.4. Coordenadas del eje de proyecto, zona geográfica 15P.

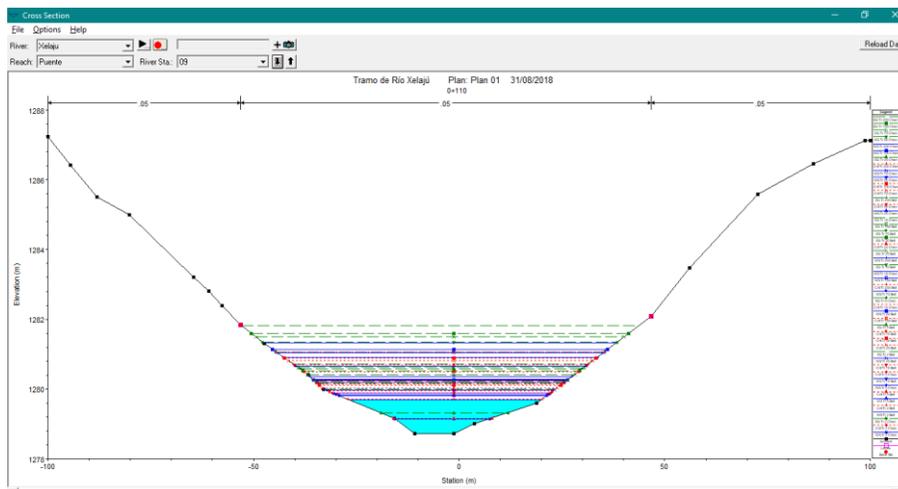
Sección	X, en m E	Y, en m N
0+000.00	581 035.65	1 699 363.59
0+100.00	581 135.00	1 699 375.00
0+200.00	581 234.35	1 699 386.42



**Figura 6.14. Tirantes hidráulicos en la sección 0+090.00.
HEC-RAS v4.1.0**



**Figura 6.15. Tirantes hidráulicos en la sección 0+100.00.
HEC-RAS v4.1.0**



**Figura 6.16. Tirantes hidráulicos en la sección 0+100.00.
HEC-RAS v4.1.0**

Profile Output Table - Standard Table 1												
HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Xelaju Reach: Puente												
Reach	River Sta	Profile	Hydr Depth (m)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Puente	10	Tr 2 Bell	0.51	1279.24	1280.03	1280.05	1280.32	0.035233	2.39	26.51	52.05	1.07
Puente	10	Tr 5 Bell	0.61	1279.24	1280.16	1280.18	1280.48	0.030603	2.50	33.61	55.47	1.03
Puente	10	Tr 10 Bell	0.67	1279.24	1280.25	1280.26	1280.59	0.029029	2.61	38.22	56.86	1.02
Puente	10	Tr 25 Bell	0.75	1279.24	1280.35	1280.36	1280.73	0.027582	2.74	44.01	58.56	1.01
Puente	10	Tr 50 Bell	0.81	1279.24	1280.42	1280.42	1280.83	0.026471	2.82	48.36	59.73	1.00
Puente	10	Tr 75 Bell	0.84	1279.24	1280.46	1280.46	1280.88	0.026532	2.89	50.46	60.29	1.01
Puente	10	Tr 100 Bell	0.86	1279.24	1280.48	1280.49	1280.92	0.026236	2.92	52.15	60.73	1.01
Puente	10	Tr 200 Bell	0.90	1279.24	1280.54	1280.54	1281.01	0.026226	3.02	55.69	61.66	1.02
Puente	10	Tr 2 Chen	0.25	1279.24	1279.60	1279.60	1279.72	0.037174	1.53	8.21	32.73	0.98
Puente	10	Tr 5 Chen	0.64	1279.24	1280.21	1280.22	1280.54	0.029760	2.56	36.00	56.19	1.02
Puente	10	Tr 10 Chen	0.86	1279.24	1280.49	1280.50	1280.93	0.026177	2.93	52.43	60.81	1.01
Puente	10	Tr 25 Chen	1.05	1279.24	1280.74	1280.80	1281.35	0.027864	3.45	68.29	64.97	1.07
Puente	10	Tr 50 Chen	1.14	1279.24	1280.88	1281.01	1281.63	0.031016	3.85	77.35	67.56	1.15
Puente	10	Tr 75 Chen	1.20	1279.24	1280.95	1281.12	1281.79	0.032433	4.05	82.51	68.99	1.18
Puente	10	Tr 100 Chen	1.23	1279.24	1281.00	1281.19	1281.90	0.033315	4.19	86.10	69.97	1.20
Puente	10	Tr 200 Chen	1.31	1279.24	1281.12	1281.37	1282.15	0.035271	4.48	94.38	72.18	1.25

Hydraulic depth for cross section.

Figura 6.17. Datos hidráulicos de interés en la sección 0+100.00.
HEC-RAS v4.1.0

6.4.4. Socavación en la sección del puente

De un ensayo de distribución granulométrica cercano al proyecto, resultó un suelo con clasificación SM (arena limosa). Su d_{84} y d_m son iguales que 3.5 y 2.61 mm, respectivamente (figura 6.18).

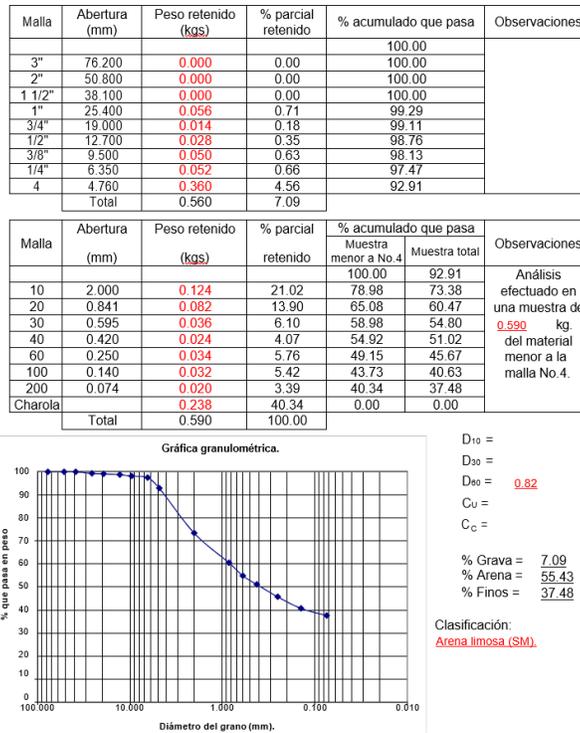


Figura 6.18. Distribución granulométrica para estudio de la socavación.



Los métodos utilizados para el cálculo de la socavación general, fueron las modificaciones a Lischtvan-Lebediev, de Higuera y Pérez (1989) y Maza y García (1987) debido a que consideran simultáneamente la socavación general y por contracción generada por el puente. Para la socavación local se aplicó solamente el método FHWA (2012), debido a que, por número de Froude resultante en la sección de estudio, es imposible utilizar el método Maza (1968). Los resultados se muestran en la tabla 6.5 y figuras 6.19 a 6.21.

Tabla 6.5. Profundidad de socavación para diferentes periodos de retorno.

T_r , en años	d_s , en m		d_{spita} , en m	d_{stotal} , en m	
	Maza y García (1987)	Higuera y Pérez (1989)	FHWA (2012)	MG+FHWA	HP+FHWA
2	0.30	0.34	0.38	0.69	0.73
5	0.92	1.03	1.84	2.76	2.87
10	1.24	1.39	2.99	4.23	4.37
25	1.63	1.82	4.24	5.87	6.06
50	1.90	2.12	5.04	6.94	7.16
75	2.04	2.27	5.48	7.52	7.75
100	2.13	2.37	5.78	7.92	8.16
200	2.34	2.60	6.51	8.84	9.10

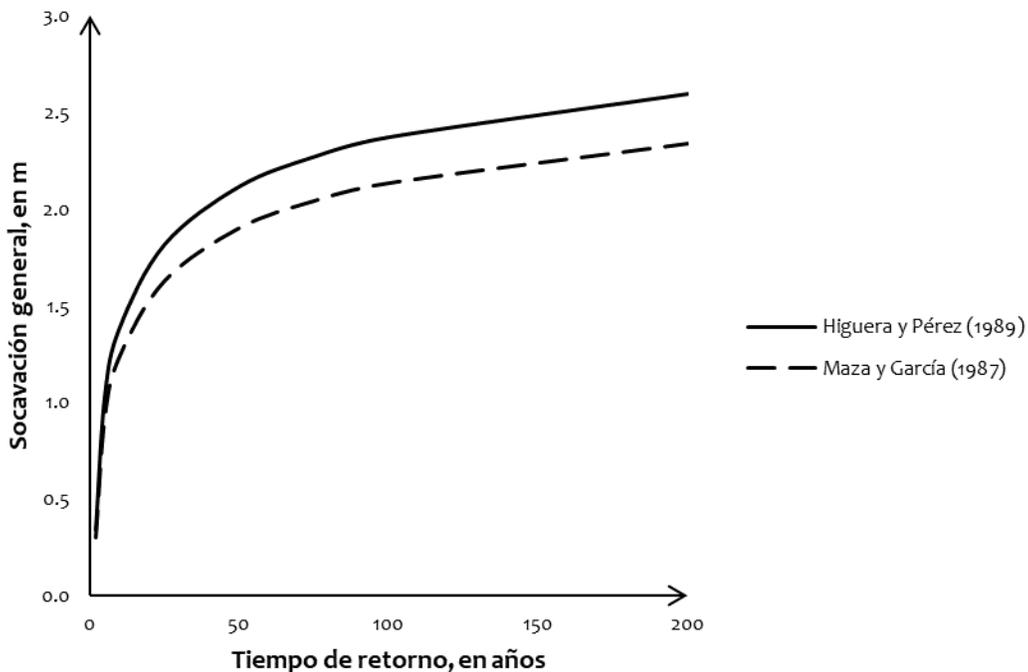


Figura 6.19. Curvas d_s - T_r , con diferentes criterios de cálculo.

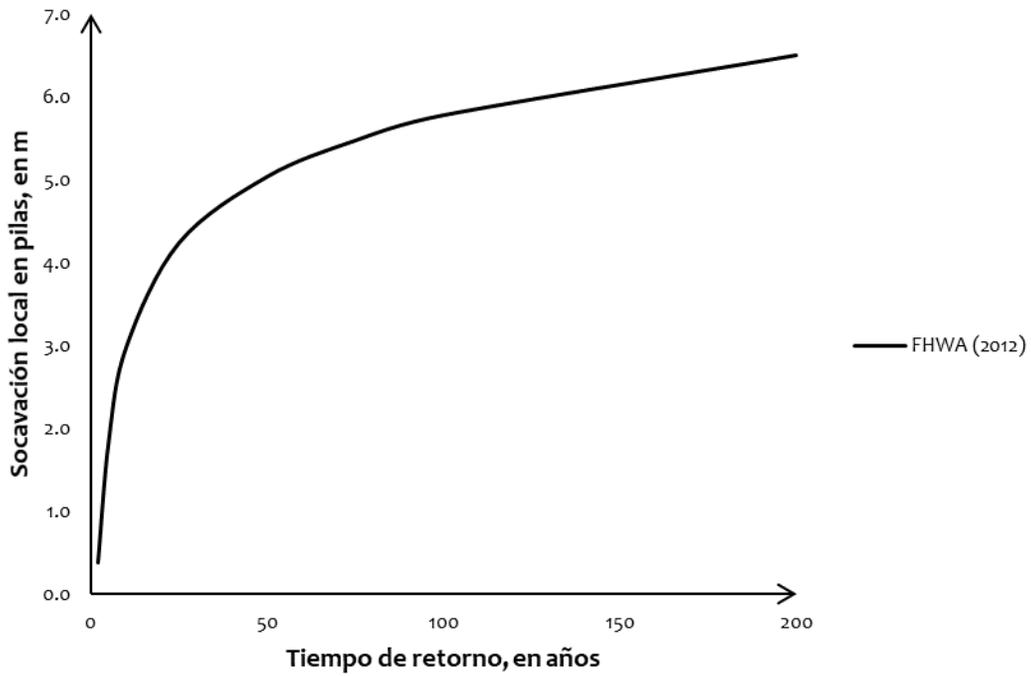


Figura 6.20. Curva $d_{spila}-T_r$, con criterio FHWA (2012).

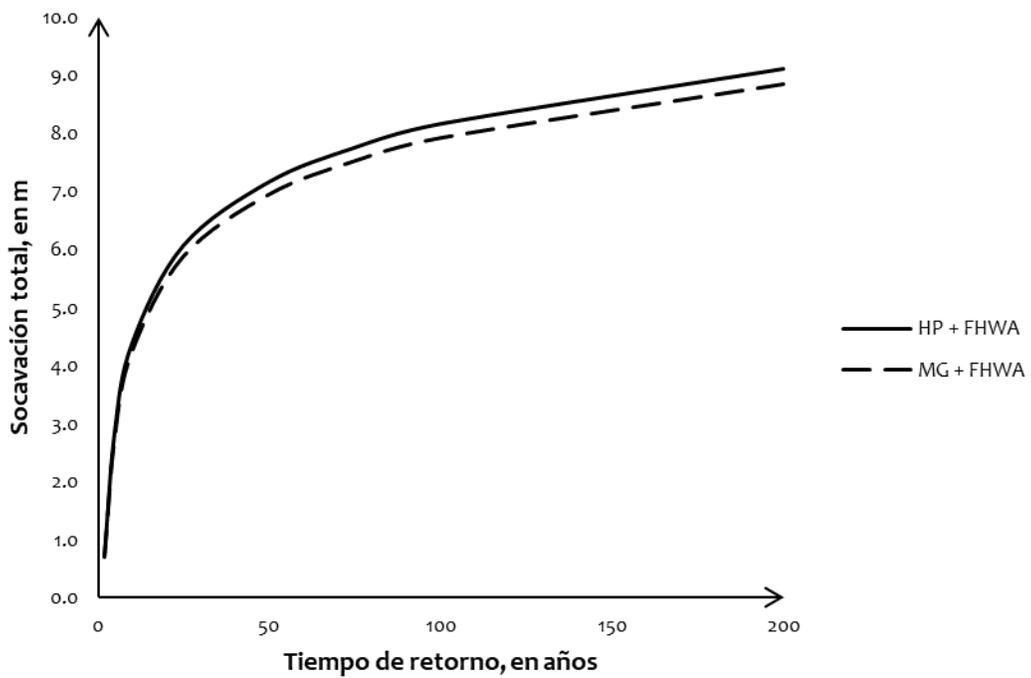


Figura 6.21. Curvas $d_{stotal}-T_r$.



6.5. Diseño estructural de la cimentación

Para el diseño de los elementos estructurales de la cimentación del puente, se tomó en cuenta, de acuerdo con análisis obtenidos con el programa SAP2000, una descarga última, P_u , de 395 t en cada zapata; y se utilizaron los datos de socavación general, d_s , obtenidos con el método Higuera y Pérez (1989), más la socavación local en las pilas, d_{spila} , calculado con el criterio FHWA (2012). Al mismo tiempo, se consideró una capacidad de carga del terreno última, q_u , de 15 t/m².

De lo anterior, resultó una zapata rectangular con dimensiones de 6 m x 8 m; sus características se muestran en la tabla 6.6, y el análisis por los estados límite de falla, se expone en las siguientes secciones.

Tabla 6.6. Características geométricas de la zapata y materiales.

Parámetro	Valor	Unidad
B	6.00	m
L	8.00	m
h	1.70	m
S_c	2.70	m
F_y	4 200.00	kg/cm ²
f'_c	300.00	kg/cm ²
f''_c	255.00	kg/cm ²
$\gamma_{concreto}$	2.40	t/m ³
$\gamma_{relleno}$	2.10	t/m ³
q_u	15.00	t/m ²
Wu_{zapata}	293.76	t

6.5.1. Efectos del empuje dinámico del agua

Considerando que el tercio medio de la zapata está entre 2.67 m y 5.33 m, se puede decir que, en todos los casos, el sistema es estable; pues, los efectos del empuje dinámico del agua generan una excentricidad mínima, como se expone en la tabla 6.7.

Tabla 6.7. Efectos del empuje hidrodinámico, con el método SCT (2001d).

T_r , en años	V , en m/s	p_D , en kPa	p_D , en t/m ²	y_s , en m	A_D , en m ²	P , en t	$\sum M_o$, en t-m	F_R , en t	d , en m
2	1.53	1.64	0.16	0.59	1.19	0.19	2 753.8	688.3	4.00
5	2.56	4.59	0.46	1.67	3.46	1.59	2 757.2	688.3	4.01
10	2.93	6.01	0.60	2.25	6.05	3.64	2 762.1	688.3	4.01
25	3.45	8.34	0.83	2.87	9.01	7.51	2 770.7	688.4	4.03
50	3.85	10.38	1.04	3.26	11.00	11.42	2 778.5	688.4	4.04
75	4.05	11.49	1.15	3.47	12.02	13.81	2 783.1	688.5	4.04
100	4.19	12.30	1.23	3.60	12.70	15.61	2 786.5	688.5	4.05
200	4.48	14.06	1.41	3.90	14.20	19.96	2 794.3	688.6	4.06

6.5.2. Diseño de la zapata

Presión del suelo.

Debido a que no existe empuje lateral en el sentido paralelo al ancho, B , de la zapata, la excentricidad en el eje y , e_y , equivale a cero; mientras que, la excentricidad en el eje x , e_x , está dado por la ecuación 6.1. Después, con base en la reacción del suelo, P_s , obtenida con la ecuación 6.2, resulta que no se rebasa la capacidad admisible del suelo en ningún caso y que, además, los resultados no varían demasiado (tabla 6.8).

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P_u} \quad (6.2)$$

$$P_s = \frac{P_u + W_{zapata}}{(L_{zapata} - 2e_x)(B_{zapata})} \quad (6.3)$$



Tabla 6.8. Presión del suelo, P_s , de acuerdo con las solicitaciones de diferentes periodos de retorno, T_r .

T_r , en años	M_{uy} , en t/m	e_x , en m	P_s , en t/m ²
2	0.77	0.00	14.41
5	5.97	0.01	14.44
10	13.30	0.02	14.48
25	26.10	0.04	14.55
50	37.91	0.06	14.61
75	44.79	0.08	14.65
100	49.86	0.08	14.67
200	61.53	0.10	14.74

Diseño por flexión.

Aplicando las ecuaciones 5.5 a 5.11, se determinó rige la cuantía mínima en ambos lados.

Tabla 6.9. Área de acero longitudinal, por flexión.

$L_{voladizo}$, en cm	200.00	$B_{voladizo}$, en cm	200.00
M_R lado largo, en kg-cm	2 119 698.50	M_R lado corto, en kg-cm	2 119 698.50
q	0.0041	q	0.0041
p	0.0029	p	0.0029
As, en cm ²	43.30	As extremos, en cm ²	43.30
	d#10 @ 15cm		d#10 @ 15cm
		As central, en cm ²	37.12
			d#8 @ 15cm

Revisión por cortante.

Para el diseño por cortante, suponiendo una viga ancha, a partir de un peralte de distancia después del paño de la columna, se tiene una fuerza cortante de diseño, V_u , de 42.65 t.

Debido a que la relación L/h es de 4.71, y la cuantía, p , es menor que 0.015, se interpoló entre los valores dados por las ecuaciones 5.12 y 5.14.

Tabla 6.10. Revisión por cortante de la zapata, como viga ancha.

Límite de V_{cR} [Ec 5.16]	311 769.15
V_{cR} , en kg [Ec 5.12]	53 569.22
V_{cR} , en kg [Ec 5.14]	113 870.81
L/h	4.71
V_{cR} real, en kg	96 135.05

Revisión por punzonamiento.

Para el diseño por penetración, suponiendo una losa, se tiene una fuerza cortante de diseño, V_u , de 178.09 t.

Tabla 6.11. Revisión por punzonamiento como losa.

v_u máx, en kg/cm ² [Ec 5.18]	28.70
v_u máx, en kg/cm ² [Ec 5.19]	13.86
a_1 , en cm	550.00
a_2 , en cm	350.00
$\gamma = a_1/a_2$	1.57
b_o , en cm	1 800.00
d , en cm	150.00
Área crítica	270 000.00
v_u, en kg/cm²	0.66
V_u máx, en kg	519 615.24

6.5.3. Diseño de pilotes

Se consideró un total de seis pilotes en cada zapata, y su diseño, según lo descrito en la sección 5.3.3, se muestra en la tabla 6.12. Se establecieron, primeramente, las solicitaciones que soporta cada uno de ellos: momento flexionante, carga axial y fuerza lateral. Además, se consideró un módulo de reacción del suelo, k_s , de 2 kg/cm³. Con estos datos se determinó que el factor de amplificación, para cada caso vale uno, es decir, que se consideran elementos cortos; y, finalmente, se propone el armado de cada columna.



Tabla 6.12. Parámetros para el diseño de grupo de pilotes.

Tr, en años	Muy, en t-m	Pi, en t	V, en t	ksi, en kg/cm2	Le, en cm	Mi, en t-m	Pcr, en kg	Fa	K	R	q	p	As, en cm2
5	4.0	57.6	1.6	2.0	100.0	0.1	38 770 680.4	1.0	0.08	0.01	0.20	0.01	34.33
								Elemento corto					6va no. 9
10	8.9	58.0	3.6	2.0	200.0	0.3	9 692 670.1	1.0	0.08	0.02	0.20	0.01	34.33
								Elemento corto					6va no. 9
25	17.4	58.5	7.5	2.0	265.1	0.8	5 517 040.8	1.0	0.08	0.04	0.20	0.01	34.33
								Elemento corto					6va no. 9
50	25.3	59.0	11.4	2.0	265.1	1.3	5 517 040.8	1.0	0.08	0.06	0.20	0.01	34.33
								Elemento corto					6va no. 9
75	29.9	59.3	13.8	2.0	265.1	1.5	5 517 040.8	1.0	0.08	0.07	0.30	0.02	51.50
								Elemento corto					8va no. 9
100	33.2	59.5	15.6	2.0	265.1	1.7	5 517 040.8	1.0	0.08	0.08	0.40	0.02	68.67
								Elemento corto					9va no. 10
200	41.0	60.0	20.0	2.0	265.1	2.2	5 517 040.8	1.0	0.08	0.09	0.50	0.03	85.83
								Elemento corto					11va no. 10

6.6. Análisis de costos

Como se mencionó al inicio de este capítulo, para llevar a cabo un estudio de optimización, es necesario conocer los costos de la obra; en el estudio actual, se consideran los costos de la cimentación del puente mencionado en la sección 6.3 del presente documento y bajo las condiciones allí establecidas. Los precios unitarios fueron tomados del Tabulador General de Precios Unitarios Julio 2019 (Gobierno de la Ciudad de México, 2019).

6.6.1. Partidas y conceptos de obra

Partida: Preliminares.

AF13DC Trazo y nivelación para desplante de estructura para vialidad, con equipo de topografía.

BC12BB Desyerbe y limpia del terreno realizada a mano, incluye: acarreo libre a 20 m.

Partida: Zapata.

BF13CB Excavación a mano, zona "A", clase II, de 0.00 a 2.00 m de profundidad.

BN12BB Carga, acarreo en carretilla y descarga a primera estación de 20 m, de material producto de extracción en bancos, cortes o excavaciones, medido en banco. Incluye un factor de abundamiento de 1.27.

BN12BC Acarreo en carretilla de material producto de extracción en bancos, cortes o excavaciones, a estaciones subsecuentes de 20 m. Incluye una estación subsecuente.

BN15BB Carga manual, acarreo en camión al primer kilómetro y descarga, de material fino o granular, volumen medido en banco.

BN15BD Acarreo en camión, de material fino o granular, kilómetros subsecuentes, zona suburbana. Incluye cinco kilómetros adicionales.

CB12BD Cimbra acabado común y descimbra en cimentación (zapatas).

DB12CG Suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo grado 42, de 25 mm (1") de diámetro.

DB12CI Suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo grado 42, de 32 mm (10/8") de diámetro.

FC14BC Suministro y colocación de concreto hidráulico fraguado normal, resistencia $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$, elaborado en obra, para plantilla. Incluye plantilla de cinco centímetros de espesor.



FH12DB Suministro de concreto hidráulico estructural clase 1, fraguado normal, resistencia $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$, fabricado en planta por proveedor, bombeable, para elementos de cimentación (zapatas).

Partida: Pilotes.

DB12CB Suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo grado 42, de 9.5 mm (3/8") de diámetro.

DB12CH Suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo grado 42, de 29 mm (9/8") de diámetro.

DB12CI Suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo grado 42, de 32 mm (10/8") de diámetro.

RD12BH Perforación para pilote hasta 20.00 m de profundidad y 60 cm de diámetro.

FH12DB Suministro de concreto hidráulico estructural clase 1, fraguado normal, resistencia $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$, fabricado en planta por proveedor, bombeable, para elementos de cimentación (pilotes).

BN12BB Carga, acarreo en carretilla y descarga a primera estación de 20 m, de material producto de extracción en bancos, cortes o excavaciones, medido en banco. Incluye un factor de abundamiento de 1.27.

BN12BC Acarreo en carretilla de material producto de extracción en bancos, cortes o excavaciones, a estaciones subsecuentes de 20 m. Incluye una estación subsecuente.

BN15BB Carga manual, acarreo en camión al primer kilómetro y descarga, de material fino o granular, volumen medido en banco.

BN12BD Acarreo en camión, de material fino o granular, kilómetros subsecuentes, zona suburbana. Incluye cinco kilómetros adicionales.

6.6.2. Análisis de los costos

Tabla 6.13. Costo de construcción de una zapata aislada.

	Op	Cantidad	Unidad	PU	PU + IVA	Total (CD+CI+CF+Ut+CA)
Preliminares	AF13DC	48.00	m2	\$ 5.70	\$ 6.61	\$ 317.38
	BC12BB	48.00	m2	\$ 7.88	\$ 9.14	\$ 438.76
Zapata	BF13CB	129.20	m3	\$ 163.84	\$ 190.05	\$ 24 555.03
	BN12BB	164.08	m3	\$ 57.06	\$ 66.19	\$ 10 860.65
	BN12BC	164.08	m3-est	\$ 23.76	\$ 27.56	\$ 4 522.42
	BN15BB	164.08	m3	\$ 117.30	\$ 136.07	\$ 22 326.58
	BN15BD	820.42	m3-km	\$ 7.20	\$ 8.35	\$ 6 852.15
	FC14BC	48.00	m2	\$ 137.62	\$ 159.64	\$ 7 662.79
	DB12CG	2.56	ton	\$ 27 507.49	\$ 31 908.69	\$ 81 590.52
	DB12CH	1.24	ton	\$ 27 507.49	\$ 31 908.69	\$ 39 471.05
	CB12BD	47.60	m2	\$ 244.80	\$ 283.97	\$ 13 516.88
	FH12DB	81.60	m3	\$ 2 772.81	\$ 3 216.46	\$ 262 463.10
						\$ 474 577.30

Tabla 6.14. Costo de construcción de un grupo de pilotes, para diferentes periodos de retorno, Tr.

Tr	Op	Cantidad	Unidad	PU	PU+IVA	Total (CD+CI+CF+Ut+CA)
5	DB12CH	0.36	ton	\$ 27 507.49	\$ 31 908.69	\$ 11 550.95
	DB12CB	0.04	ton	\$ 28 219.46	\$ 32 734.57	\$ 1 149.74
	RD12BH	12.00	m	\$ 587.35	\$ 681.33	\$ 8 175.91
	FH12DB	3.39	m3	\$ 2 772.81	\$ 3 216.46	\$ 10 913.19
	BN12BB	4.31	m3	\$ 57.06	\$ 66.19	\$ 285.21
	BN12BC	4.31	m3-est	\$ 23.76	\$ 27.56	\$ 118.76
	BN15BB	4.31	m3	\$ 117.30	\$ 136.07	\$ 586.32
	BN15BD	21.55	m3-km	\$ 7.20	\$ 8.35	\$ 179.94
						\$ 32 960.02

Tr	Op	Cantidad	Unidad	PU	PU+IVA	Total (CD+CI+CF+Ut+CA)
10	DB12CH	0.72	ton	\$ 27 507.49	\$ 31 908.69	\$ 23 101.89
	DB12CB	0.07	ton	\$ 28 219.46	\$ 32 734.57	\$ 2 299.47
	RD12BH	24.00	m	\$ 587.35	\$ 681.33	\$ 16 351.82
	FH12DB	6.79	m3	\$ 2 772.81	\$ 3 216.46	\$ 21 826.38
	BN12BB	8.62	m3	\$ 57.06	\$ 66.19	\$ 570.42
	BN12BC	8.62	m3-est	\$ 23.76	\$ 27.56	\$ 237.53
	BN15BB	8.62	m3	\$ 117.30	\$ 136.07	\$ 1 172.64
	BN15BD	43.09	m3-km	\$ 7.20	\$ 8.35	\$ 359.89
						\$ 65 920.04



**Tabla 6.14. Costo de construcción de un grupo de pilotes, para diferentes periodos de retorno, Tr.
(Continuación)**

Tr	Op	Cantidad	Unidad	PU	PU+IVA	Total (CD+CI+CF+Ut+CA)
25	DB12CH	1.27	ton	\$ 27 507.49	\$ 31 908.69	\$ 40 428.31
	DB12CB	0.12	ton	\$ 28 219.46	\$ 32 734.57	\$ 4 024.08
	RD12BH	42.00	m	\$ 587.35	\$ 681.33	\$ 28 615.69
	FH12DB	11.88	m3	\$ 2 772.81	\$ 3 216.46	\$ 38 196.17
	BN12BB	15.08	m3	\$ 57.06	\$ 66.19	\$ 998.24
	BN12BC	15.08	m3-est	\$ 23.76	\$ 27.56	\$ 415.67
	BN15BB	15.08	m3	\$ 117.30	\$ 136.07	\$ 2 052.11
	BN15BD	75.41	m3-km	\$ 7.20	\$ 8.35	\$ 629.80
						\$ 115 360.07

Tr	Op	Cantidad	Unidad	PU	PU+IVA	Total (CD+CI+CF+Ut+CA)
50	DB12CH	1.63	ton	\$ 27 507.49	\$ 31 908.69	\$ 51 979.25
	DB12CB	0.16	ton	\$ 28 219.46	\$ 32 734.57	\$ 5 173.81
	RD12BH	54.00	m	\$ 587.35	\$ 681.33	\$ 36 791.60
	FH12DB	15.27	m3	\$ 2 772.81	\$ 3 216.46	\$ 49 109.36
	BN12BB	19.39	m3	\$ 57.06	\$ 66.19	\$ 1 283.45
	BN12BC	19.39	m3-est	\$ 23.76	\$ 27.56	\$ 534.43
	BN15BB	19.39	m3	\$ 117.30	\$ 136.07	\$ 2 638.43
	BN15BD	96.95	m3-km	\$ 7.20	\$ 8.35	\$ 809.75
						\$ 148 320.10

Tr	Op	Cantidad	Unidad	PU	PU+IVA	Total (CD+CI+CF+Ut+CA)
75	DB12CH	2.41	ton	\$ 27 507.49	\$ 31 908.69	\$ 76 995.67
	DB12CB	0.18	ton	\$ 28 219.46	\$ 32 734.57	\$ 5 748.68
	RD12BH	60.00	m	\$ 587.35	\$ 681.33	\$ 40 879.56
	FH12DB	16.96	m3	\$ 2 772.81	\$ 3 216.46	\$ 54 565.95
	BN12BB	21.55	m3	\$ 57.06	\$ 66.19	\$ 1 426.06
	BN12BC	21.55	m3-est	\$ 23.76	\$ 27.56	\$ 593.82
	BN15BB	21.55	m3	\$ 117.30	\$ 136.07	\$ 2 931.59
	BN15BD	107.73	m3-km	\$ 7.20	\$ 8.35	\$ 899.72
						\$ 184 041.05

Tabla 6.14. Costo de construcción de un grupo de pilotes, para diferentes periodos de retorno, Tr. (Continuación)

Tr	Op	Cantidad	Unidad	PU	PU+IVA	Total (CD+CI+CF+Ut+CA)
100	DB12CI	3.69	ton	\$ 27 507.49	\$ 31 908.69	\$ 117 647.33
	DB12CB	0.19	ton	\$ 28 219.46	\$ 32 734.57	\$ 6 323.55
	RD12BH	66.00	m	\$ 587.35	\$ 681.33	\$ 44 967.52
	FH12DB	18.66	m3	\$ 2 772.81	\$ 3 216.46	\$ 60 022.55
	BN12BB	23.70	m3	\$ 57.06	\$ 66.19	\$ 1 568.66
	BN12BC	23.70	m3-est	\$ 23.76	\$ 27.56	\$ 653.20
	BN15BB	23.70	m3	\$ 117.30	\$ 136.07	\$ 3 224.75
	BN15BD	118.50	m3-km	\$ 7.20	\$ 8.35	\$ 989.69
						\$ 235 397.25

Tr	Op	Cantidad	Unidad	PU	PU+IVA	Total (CD+CI+CF+Ut+CA)
200	DB12CI	5.33	ton	\$ 27 507.49	\$ 31 908.69	\$ 169 945.67
	DB12CB	0.23	ton	\$ 28 219.46	\$ 32 734.57	\$ 7 473.29
	RD12BH	78.00	m	\$ 587.35	\$ 681.33	\$ 53 143.43
	FH12DB	22.05	m3	\$ 2 772.81	\$ 3 216.46	\$ 70 935.74
	BN12BB	28.01	m3	\$ 57.06	\$ 66.19	\$ 1 853.88
	BN12BC	28.01	m3-est	\$ 23.76	\$ 27.56	\$ 771.96
	BN15BB	28.01	m3	\$ 117.30	\$ 136.07	\$ 3 811.07
	BN15BD	140.04	m3-km	\$ 7.20	\$ 8.35	\$ 1 169.64
						\$ 309 104.67

En la siguiente tabla se muestra un resumen de las alturas de socavación de diseño, d_s , la altura de los pilotes y la profundidad de desplante, S_c , de los mismos. Como se puede observar, para un periodo de retorno, T_R , de dos años, la zapata cubre la altura de desplante requerida y no se requieren pilotes. Cabe resaltar que, como se muestra en la tabla 6.6, el peralte de la zapata es de 1.70 m.

Tabla 6.15. Condiciones de diseño de la cimentación para diferentes periodos de retorno.

T_R años	d_s total m	L_{pilote} m	S_c m
2	0.73	0.00	2.70
5	2.87	1.00	3.70
10	4.37	2.00	4.70
25	6.06	3.50	6.20
50	7.16	4.50	7.20
75	7.75	5.00	7.70
100	8.16	5.50	8.20
200	9.10	6.50	9.20



Así, con los datos de las tablas 6.13 y 6.14 se obtiene el costo total del sistema de cimentación, teniendo en cuenta que son dos zapatas con un grupo de seis pilotes cada una; posteriormente, con la ayuda de las curvas de tendencia polinómicas, en Excel, se deduce que la función de costos, C_o , obedece la siguiente expresión:

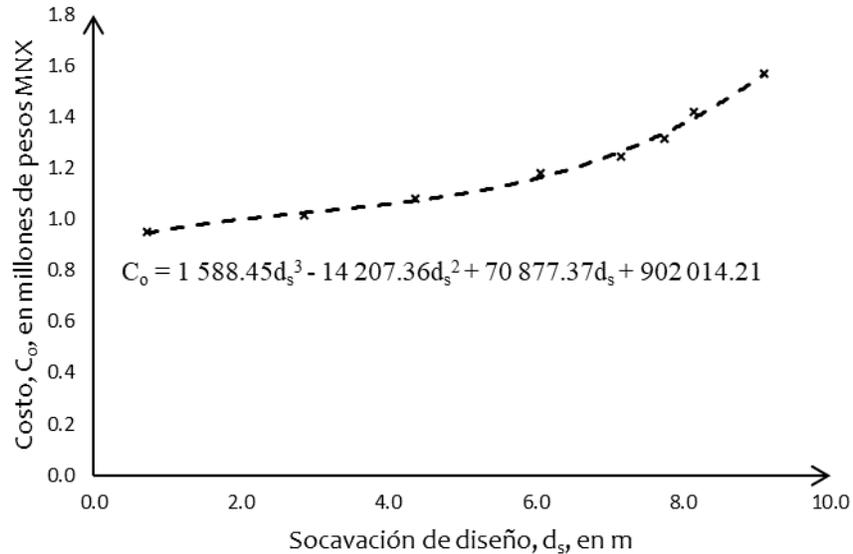


Figura 6.22. Costo de la cimentación en función de la profundidad de socavación de diseño.

Esta última gráfica, representa un modelo más bien teórico, por lo que lo más real es graficar el costo de la cimentación, C_o , en función de la profundidad de desplante, S_c :

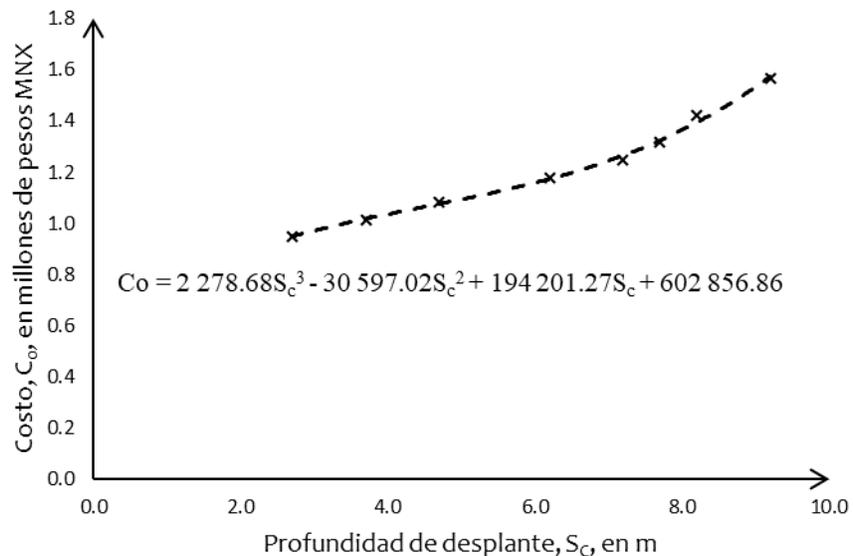


Figura 6.23. Costo de la cimentación en función de la profundidad de desplante.

6.7. Análisis de optimización

Para la función de vulnerabilidad mostrada en la figura 6.5 de este documento, Rivera y Núñez (2016) brindan una interpretación cuantitativa del índice de daño, ID , en función de dos parámetros: el primero es un factor normalizado que relaciona el tirante medio en la sección, y , y el ancho de la pila del puente, a ; mientras que el segundo se trata de la profundidad de socavación, d_s ; esta correlación se muestra en la tabla 6.15. Como mencionan los autores, se asignó un valor de cero cuando el daño es nulo, y un valor de uno cuando las distorsiones de los pilotes superan la de la fluencia del material y la estructura falla.

Aquí es importante señalar que, para esta curva de vulnerabilidad, la fluencia de los pilotes se considera como un estado límite de falla, debido a que la cimentación debe ser la parte más segura de toda estructura. En comparación con otros elementos, no se permite la formación de plasticidades concentradas, es decir, se acepta que trabaje únicamente dentro de su rango elástico y cuando fluye el material, se considera falla.

Tabla 6.16. Interpretación del índice de daño, ID , para curva de vulnerabilidad de puente con cimentación profunda.

y/a	d_s , en m	Observación	ID
0	0	Daño nulo	0
0.97	3	Daño nulo	0.04
1.35	6	Daño nulo	0.06
1.97	8	Inicio del daño	0.31
2.39	11	Colapso (fluencia de los pilotes)	1.00

Debido a que en el caso en estudio se tiene un ancho de pila, a , considerablemente alto y tirantes medios, y , muy bajos en la sección del puente, resulta poco práctico utilizar la función representada en la figura 6.5. Es conveniente, por lo tanto, utilizar el índice de daño, ID , como función de la profundidad de socavación, d_s .

Nuevamente, mediante una regresión polinómica en Excel, resulta la curva de vulnerabilidad mostrada en la figura 6.24, construida a partir de los datos de la tabla 6.16.

Cabe destacar, que para la construcción de esta curva de vulnerabilidad, Rivera y Núñez (2016), mencionan que se estudió un puente con pilotes hincados a 21 m de profundidad.

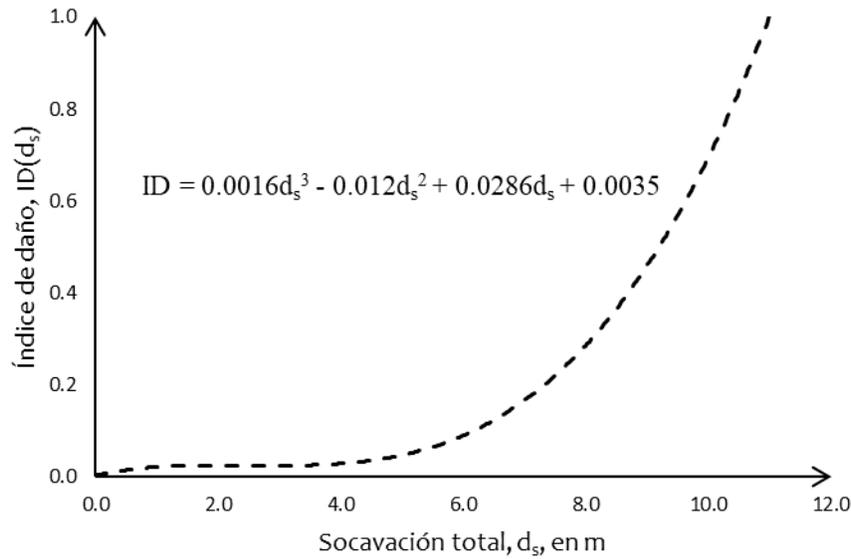


Figura 6.24. Función de vulnerabilidad para puente con cimentación profunda.
Adaptada de Rivera y Núñez (2016)

El siguiente paso es expresar la profundidad de socavación, d_s , como función de la profundidad de desplante, S_c .

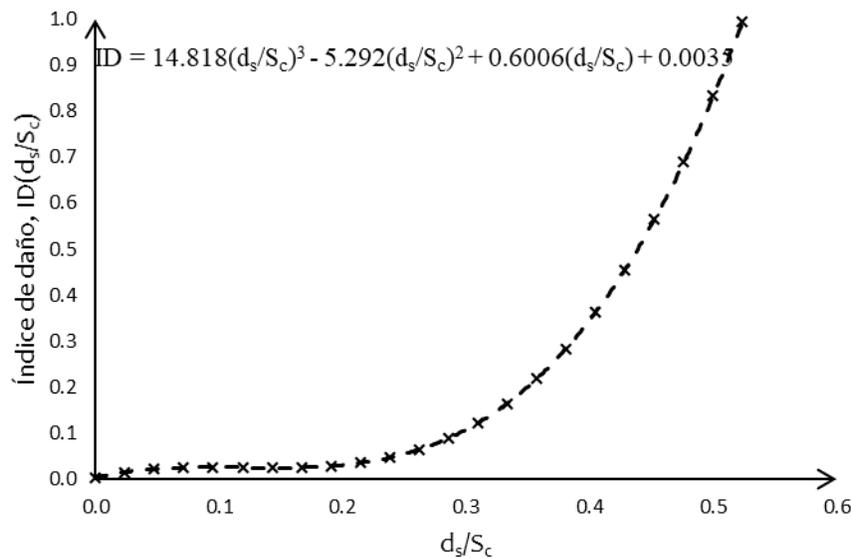


Figura 6.25. Índice de daño como función de la relación d_s/S_c .

Se puede observar que cuando la socavación rebasa el 52 % de la altura de desplante de la cimentación, se pone en riesgo la seguridad estructural.

A partir de aquí se puede iniciar el proceso de optimización. Tomando en cuenta que, para el estudio actual, se interpretó al índice de daño, ID , de Rivera y Núñez (2016) como una probabilidad de falla, P_f . Pues lo que muestra su función es el nivel de daño de una estructura ante un fenómeno perturbador, como lo es la socavación.

Ahora bien, como se observa a lo largo del presente capítulo, el periodo de retorno más grande que se consideró en los análisis hidráulico-hidrológicos, fue de 200 años; y, suponiendo que a partir de este periodo de retorno se pretende hacer el estudio de optimización, lo que se propone es graficar la probabilidad de falla como función de la longitud no socavada de la cimentación.

Retomando lo antes expuesto, acerca de la figura 6.25, cuando existe una altura de socavación de alrededor del 52 % de la profundidad de desplante de la cimentación, el índice de daño tiende a 1; por otra parte, este índice tiende a cero cuando la relación entre la altura de socavación y la profundidad de desplante es mínima.

Como se mencionó al inicio del capítulo, cuando se reduce el factor de seguridad en los parámetros de diseño, se comienzan a correr riesgos y el proceso de optimización busca un equilibrio entre costos y seguridad.

Así, para el ejemplo actual, se toma en cuenta una profundidad de desplante inicial de 9.20 m, correspondiente a un periodo de retorno de 200 años, la cual se pretende optimizar. Como se muestra en la tabla 6.17, para una relación d_s/S_c de 0.50 (primera columna), corresponde, según la ecuación mostrada en la figura 6.25, un índice de daño de 0.83 (segunda columna), y una altura de socavación de 4.60 (columna tres). Si este parámetro se interpreta como la altura que se quiere restar al diseño inicial, con la intención de comenzar a buscar la altura óptima, se obtiene una profundidad de desplante de 4.60 m (cuarta columna) y, de acuerdo con la expresión de la figura 6.23 un costo, C_o , de 1 070 546.86 (columna cinco). En este punto, conviene recordar que, si se interpreta el índice de daño, como una probabilidad de falla, resulta que quitarle un 50 por ciento de profundidad al diseño inicial de la cimentación, la seguridad estructural correrá un riesgo alto. Sin embargo, teniendo entonces, una probabilidad de falla y un costo, se obtiene el parámetro, DP_f (columna seis), es decir, el costo por el daño en caso de falla, D , de la cimentación, es lo mismo que C_o para su altura de desplante correspondiente, y se multiplica por P_f . DP_f puede graficarse también, en función de SC , obteniendo así, la curva mostrada en la figura 6.26. Finalmente, de acuerdo con la ecuación 6.1, se llega al costo total de la cimentación, C_T , (columna siete) misma que se considera como la función objetivo, y depende de C_o y PD_f (Figura 6.27).



Tabla 6.17. Obtención de la función objetivo.

d_s/S_c	ID = P_f	d_s (m)	S_c (m)	C_o MNX	DP_f MNX	C_T MNX
0.50	0.83	4.60	4.60	1 070 546.86	891 765.54	1 962 312.40
0.45	0.55	4.14	5.06	1 097 333.37	606 160.15	1 703 493.52
0.40	0.35	3.68	5.52	1 125 809.84	388 794.37	1 514 604.21
0.35	0.20	3.22	5.98	1 157 307.03	232 323.14	1 389 630.17
0.30	0.11	2.76	6.44	1 193 155.75	128 234.65	1 321 390.40
0.25	0.05	2.30	6.90	1 234 686.76	67 197.83	1 301 884.59
0.20	0.03	1.84	7.36	1 283 230.86	39 113.90	1 322 344.76
0.15	0.02	1.38	7.82	1 340 118.82	32 872.31	1 372 991.13
0.10	0.03	0.92	8.28	1 406 681.44	35 810.73	1 442 492.17
0.05	0.02	0.46	8.74	1 484 249.48	32 879.39	1 517 128.87
0.00	0.00	0.00	9.20	1 574 153.74	5 509.54	1 579 663.28

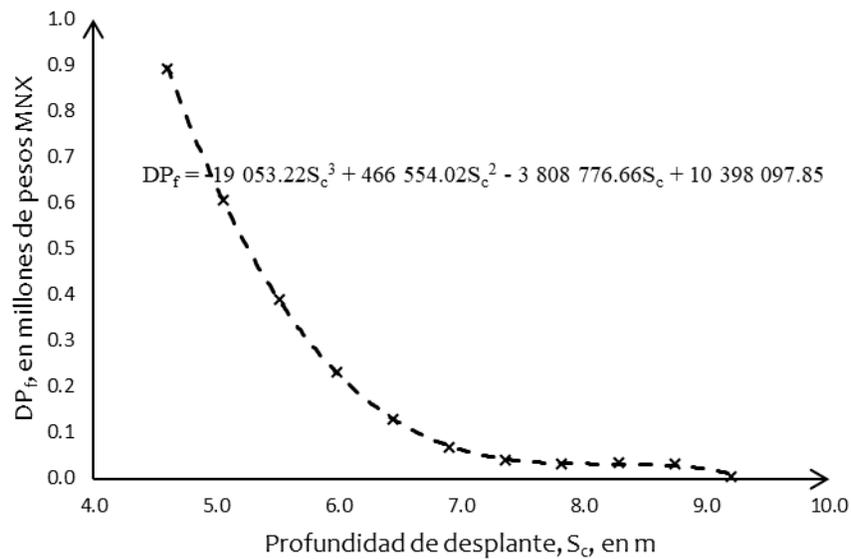


Figura 6.26. Costo de la falla de la cimentación en función de su profundidad de desplante.

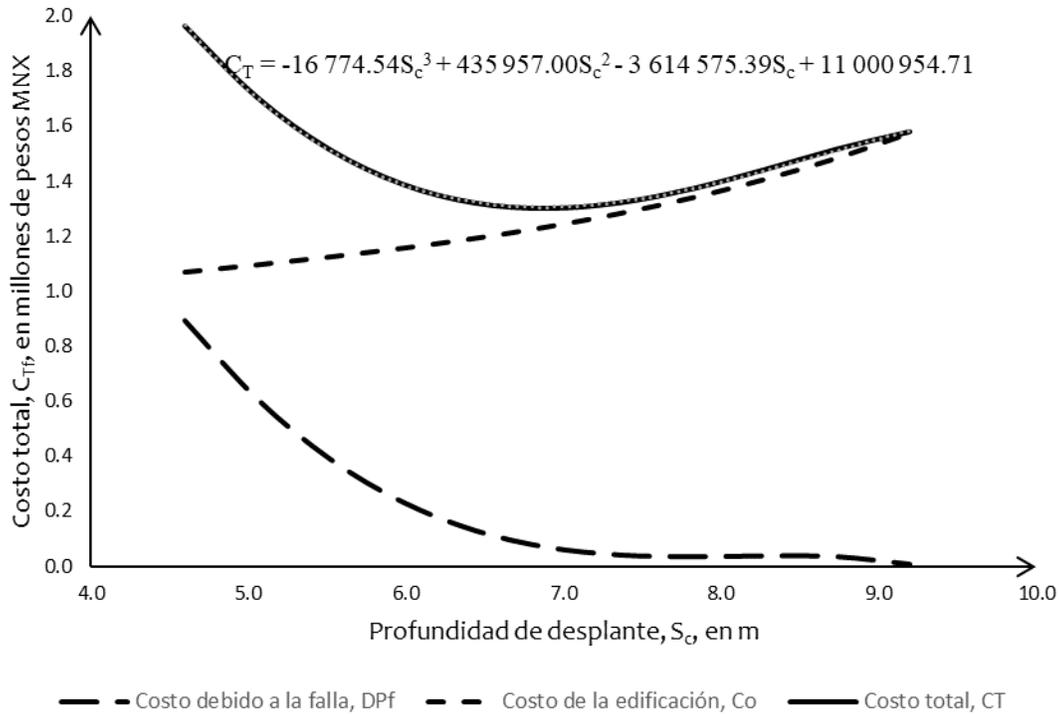


Figura 6.27. Modelo de optimización del caso en estudio.

Al obtener un modelo polinómico de tercer grado, resulta sencillo derivar la función objetivo y deducir el mínimo de la función; el cual resulta de 6.87 m.

$$f(S_c) = -16774.54S_c^3 + 435957.00S_c^2 - 3614575.39S_c + 11000954.71 \quad (6.4)$$

$$f'(S_c) = -50323.62S_c^2 + 871954.00S_c - 3614575.39 \quad (6.5)$$

$$S_{ci} \begin{cases} S_{c1} = 10.46m \\ S_{c2} = 6.87m \end{cases}$$



Conclusiones

A partir de la investigación y experimentación realizadas para esta tesis, se concluyen las siguientes ideas:

La optimización para la profundidad de desplante de la cimentación de un puente, puede hacerse a partir de un periodo de retorno previamente establecido, y a partir del cual, comenzar un procedimiento como el presentado en este documento, para lograr un equilibrio entre costo y seguridad estructural. Cabe señalar, que el periodo de retorno depende de la importancia de la estructura, para el ejemplo mostrado en esta tesis, el periodo de retorno de 200 años, fue tomado arbitrariamente, solo para mostrar un ejemplo de aplicación.

Como, se observa al final del estudio de optimización llevado a cabo en esta tesis, se obtuvieron dos resultados para los que la altura de desplante de la cimentación, S_c , es óptima: 10.46 m y 6.87 m. Por lo que, para un periodo de retorno de 200 años y para el puente en estudio, se considera como diseño óptimo, un sistema de cimentación con una profundidad de desplante de 6.87 m. Para ser prácticos en el proceso constructivo, se acepta de 7.00 m.

Hay que tomar en cuenta que el proceso de optimización, para el diseño de cimentaciones profundas de puentes, comienza en los estudios hidráulico-hidrológicos y geotécnicos; debido a que estos limitan y condicionan de manera significativa los proyectos.

En los primeros, siempre será necesario contar con información suficiente y confiable para desarrollar modelos de lluvia-escurrimiento idóneos y apegados a la realidad. Es necesario tomar en cuenta desde la vegetación y el tipo de lluvias que prevalecen en la cuenca, hasta el potencial erosivo de la de la misma, entre otros aspectos. Por ejemplo, dentro de la cuenca en estudio predominan, principalmente, las lluvias por convección; no así, las orográficas. Esto se dedujo a partir de la observación y comparación de los datos de las estaciones hidrométricas cercanas al proyecto y de las imágenes satelitales de la región. Con lo que se concluyó que, independientemente del análisis de los Polígonos de Thiessen —y de cualquier procedimiento para determinar la precipitación media— es de vital importancia el criterio y la experiencia.

Adicional a esto, están los diversos métodos probabilísticos que, como se comprobó, el algoritmo de AX en la distribución doble de Gumbel, ofrece buenos resultados, al menos para los datos hidrológicos predominantes en la parte sur de México. Es importante, en todo momento, prestar especial atención a estos métodos, pues de ellos dependen, en primera instancia, las intensidades de lluvia; y, en segundo lugar, el caudal pico en la sección de

interés. Un mal dato, repercutiría directamente en los resultados y afectaría cualquier estudio de optimización que se pretenda llevar a cabo.

En cuanto a los criterios para determinar las intensidades de precipitación, debido a las variaciones entre sus resultados, es importante, también, la experiencia y el conocimiento de las condiciones climáticas de la región en estudio.

Por otra parte, los estudios geotécnicos serán los que concreten, de forma definitiva, las profundidades convenientes de desplante de los elementos de cimentación. En suelos suficientemente resistentes, en los que sea posible utilizar zapatas con costos razonables, y los pilotes sirvan más bien como una medida de protección contra la socavación, su profundidad queda limitada por la capacidad de carga del terreno y la estratigrafía. Así pues, un proceso de optimización, tiene muchas limitantes cuando se trata de definir la altura de los pilotes.

Además, para poder desarrollar un análisis de optimización sencillo, desde el punto de vista matemático, es recomendable ajustar las funciones obtenidas a modelos polinómicos o lineales que puedan derivarse fácilmente y, en consecuencia, agilizar la obtención de valores críticos y mínimos relativos de las mismas.

Volviendo al modelo de optimización generado para el caso en estudio de esta tesis, se observa que la profundidad óptima, para el diseño de los pilotes, es de 6.87 m. Sin embargo, esto no puede ser igual en todos los casos y no se puede generalizar: pues, como ya se dijo, la determinación de esta profundidad depende otros factores propios de cada proyecto, incluso de las funciones de vulnerabilidad aplicables al mismo.

Por lo anterior, se debe cuidar que las funciones de vulnerabilidad que se utilicen, sean apropiadas, es decir, que tengan parámetros similares con la estructura analizada, por ejemplo, el sistema estructural, las propiedades del suelo, la forma de la cimentación y las condiciones hidrometeorológicas.

Si bien el uso de las funciones de vulnerabilidad, para el cálculo de los costos debidos a la falla de una estructura, resulta de gran utilidad, presenta diversas limitaciones, pues no se contemplan los aspectos socioeconómicos, sino únicamente los estructurales. A pesar de ello, resultan modelos confiables, capaces de mostrar una tendencia de los costos y del diseño óptimo.

También es importante mencionar que en México se necesita, en principio, un reglamento más específico y riguroso en materia de puentes; no solo enfocado a proyecto, sino que también dé recomendaciones sobre procesos constructivos y parámetros más completos para el diseño estructural, así como métodos para evaluar la socavación. Si bien, existen las NTC (2017), para abordar el tema del diseño estructural, es preciso tener en cuenta que las necesidades de un puente, son diferentes a las obras convencionales; de manera similar, aun cuando existe suficiente información técnica sobre métodos para evaluar la socavación, es



necesario, crear criterios que normalicen o estandaricen el diseño por socavación en nuestro país.

Finalmente, hay que destacar que se cumplió con el objetivo de la investigación: se revisaron los criterios estructurales e hidrológicos necesarios para un diseño óptimo de cimentaciones de puentes y se propone un procedimiento para la optimización de sus costos. Sin embargo, como ya se mencionó, en nuestro país se necesita mayor investigación y normalización de los procesos de diseño de puentes, por lo que es importante generar más funciones de vulnerabilidad de puentes, ya que México sufre constantemente de fenómenos naturales que ponen en riesgo la red de infraestructura. Adicional a ello, se puede destacar otro estudio que se sugiere para continuar lo establecido en esta tesis, es la determinación de modelos que evalúen el costo del daño de una estructura, no solo en términos de la propia estructura sino que, además, considere las consecuencias socioeconómicas.

Referencias

- Administración Pública de la Ciudad de México. (17 de junio de 2016). *Decreto por el que se reforman, adicionan y derogan diversas disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*. DO: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- Administración Pública de la Ciudad de México. (15 de diciembre de 2017). *Acuerdo por el que se actualizan las Normas Técnicas Complementarias*. DO: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- Aguado, A. (2012). *Estimación de la socavación en puentes para su uso en el cálculo del riesgo físico* (tesis de licenciatura). Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad Universitaria, México.
- American Association of State Highway and Transportation Official. (2010). Foundations. En *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (5ª ed.). Washington, D.C., EUA: AASHTO.
- Aparicio, F. J. (1992). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México: Limusa.
- Ayres, F. y Mendelson, E. (2010). Valores máximos y mínimos. En *Cálculo* (5ª ed.) (pp. 104-117). México: McGraw-Hill.
- Barba, A. (8 de mayo de 2013). Ejecución zapatas de refuerzo - Rehabilitación Pont del Candí del AVE en Montblanc [mensaje de blog]. Recuperado de <https://angelbarbagarcia.wordpress.com/2013/05/08/ejecucion-zapatas-de-refuerzo-rehabilitacion-pont-del-candi-del-ave-en-montblanc/>
- Baeza, C. (2007). Discusión de resultados. En *Estimación regional de factores de conectividad para el cálculo de las relaciones intensidad-duración-frecuencia* (tesis de maestría). Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria, México.
- Breña, A. F. y Jacobo, M. A. (2006). *Principios y fundamentos de la hidrología superficial*. Recuperado de http://www.uamenlinea.uam.mx/materiales/licenciatura/hidrologia/principios_fundamentos/libro-PFHS-05.pdf
- Centro Nacional de Prevención de Desastres. (2006). Fenómenos hidrometeorológicos. En *Características e impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en la República Mexicana en el año 2005*. México: CENAPRED. Recuperado de <http://www.cenapred.gob.mx/es/Publicaciones/archivos/34-NO.7-IMPACTOSOCIOECONMICODELOSPRINCIPALESDESASTRESOCURRIDOSENMXICOE NELAO2005.PDF>



- Centro Nacional de Prevención de Desastres. (mayo de 2014). *Manejo de inundaciones fluviales con arrastre de sedimentos*. Trabajo presentado en la primera Convención Nacional de Protección Civil, Acapulco, México.
Recuperado de http://www.files.cenapred.gob.mx/es/convencion2014/CENAPRED_inundacionfluvial_2_ConvencionPC.pdf
- Centro Nacional de Prevención de Desastres. (2015). Fenómenos hidrometeorológicos. En *Impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en la República Mexicana en 2013*. México: CENAPRED
Recuperado de <http://www.cenapred.gob.mx/es/Publicaciones/archivos/324-NO.15-IMPACTOSOCIOECONMICODELOSPRINCIPALESDESASTRESOCURRIDOSENMXICOE NELAO2013.PDF>
- Centro Nacional de Prevención de Desastres. (2016). *Desastres en México: impacto social y económico*. México: CENAPRED.
Recuperado de <http://www.cenapred.unam.mx/es/Publicaciones/archivos/318-INFOGRAFADESASTRESENMXICO-IMPACTOSOCIALYECONMICO.PDF>
- Centro Nacional de Prevención de Desastres. (2018). Fenómenos hidrometeorológicos. En *Impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en la República Mexicana en 2016*. Ciudad de México: CENAPRED.
Recuperado de <http://www.cenapred.gob.mx/es/Publicaciones/archivos/384-IMPACTO2016OEFINAL12FEBRERO2018.PDF>
- Chen, W. F. y Duan, L. (Eds.). (2003). *Bridge Engineering: Substructure Design* (2ª ed.). Florida, EUA: Taylor & Francis Group, LLC.
- Chow, V. T., Maidment, D. y Mays, L. (1994). Introducción. En *Hidrología aplicada* (pp. 1-19). Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill.
- Comisión Nacional del Agua. (2016). *Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS)*.
Recuperado de <http://app.conagua.gob.mx/bandas/>
- Department of Transport and Main Roads. (2013). *Bridge Scour Manual*. Queensland, Australia: TMR.
Recuperado de: <https://www.tmr.qld.gov.au/-/media/busind/techstdpubs/Bridges-marine-and-other-structures/Bridge-scour-manual/BridgeScourManual.pdf>
- Delgado, D. J., Jiménez, J. O., Martínez, L. H., González, J. y Arteaga J. C. (noviembre de 2010). *Efecto de la sobrecarga en puentes con problemas de socavación en las pilas de soporte*. Trabajo presentado en el XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, México.
Recuperado de http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_16/te_08/ar_11.pdf

Federal Highway Administration. (2011). *Implementation of LRFD Geotechnical Design for Bridge Foundations: Reference Manual*.

Recuperado de

<https://www.fhwa.dot.gov/resourcecenter/teams/geohydraulics/lrfdbridgefound.pdf>

Federal Highway Administration. (2012). *Evaluating Scour at Bridges* (5ª ed.).

Recuperado de <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/pubs/hif12003.pdf>

Federal Highway Administration. (2015). *Load and Resistance Factor Design (LRFD) For Highway Bridge: Superstructures - Reference Manual* (ed. rev.).

Recuperado de <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/pubs/nhi15047.pdf>

[Fotografía de El Universal] (2009a)

Recuperada de <http://archivo.eluniversal.com.mx/img/2009/07/Est/PUENTEOK.jpg>

[Fotografía de El Universal] (2009b)

Recuperada de <http://archivo.eluniversal.com.mx/img/2009/08/Est/stonala.jpg>

[Fotografía de Excelsior] (2013). *Fotogalería: colapsa puente en Coyuca de Benítez, Guerrero*.

Recuperada de <https://www.excelsior.com.mx/nacional/2013/09/18/919307>

[Fotografía de Gómez, E.] (2016). *Socavación en puentes*.

Recuperado de <https://www.gipsaingenieria.mx/single-post/2016/08/24/Socavaci%C3%B3n-en-puentes>

[Fotografía de Liebherr] (2018). *Técnicas de hincado para obras civiles especiales*.

Recuperado de <https://www.liebherr.com/es/esp/productos/m%C3%A1quinas-de-construcci%C3%B3n/obras-civiles-especiales/tecnicas/hincado/hincado.html>

García, J. M. (2001). Tipos de cimentación y sus procedimientos constructivos. En *Evolución de las cimentaciones de puentes construidos en México* (pp. 51-92). México: Fundación ICA.

Gobierno de la Ciudad de México (2019). Tabulador General de Precios Unitarios Julio 2019. Recuperado de

<https://www.obras.cdmx.gob.mx/storage/app/uploads/public/5d5/c22/ce5/5d5c22ce5c0ab941321820.pdf>

Gómez, J. F., Aparicio, J. y Patiño, C. (2010). *Manual de análisis de frecuencias en hidrología*. México: IMT.

González, E. (2005). Análisis de lluvias. En *Análisis hidrológico de la costa de Chiapas* (tesis de maestría). Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad Universitaria, México.



- Grimaldi, S., Petroselli, A., Tauro, F. y Porfiri, M. (2012). Time of Concentration: A Paradox in Modern Hydrology. *Hydrological Sciences Journal*, 57(2), 217-228.
doi: 10.1080/02626667.2011.644244
- Guerrero, F. (2016). *Vulnerabilidad estructural ante socavación del puente Medellín* (tesis de licenciatura). Universidad Nacional Autónoma de México. Santa Cruz Acatlán, México.
- Guzmán, H. (2015). La estadística. En *Regionalización de datos de escurrimiento de las regiones hidrológicas de México para la estimación de avenidas de diseño* (tesis de maestría). Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad Universitaria, México
- Instituto de Ingeniería de la UNAM. (2017). *Vulnerabilidad de estructuras de puentes en zonas de gran influencia de ciclones tropicales*.
Recuperado de
http://www1.cenapred.unam.mx/SUBCUENTA/19a%20SESI%C3%93N%20ORDINARIA/VI%20vulnerabilidad%20de%20estructuras%20puentes/170904_RE_Entrega%20roy%20Vulnerabilidad%20de%20puentes/03%20Identificaci%C3%B3n%20de%20estructuras%20m%C3%A1s%20vulnerables/Puentes%20vulnerables.pdf
- Instituto Mexicano del Transporte. (2015). *Red Nacional de Caminos: Documento técnico descriptivo*.
Recuperado de http://www.imt.mx/images/files/USIG/rnc/Documento_Tecnico.pdf
- Instituto Nacional de Estadística y Geografía. (2018). *Mapas*.
Recuperado de <http://www.beta.inegi.org.mx/datos/?t=0150000000000000>
- Juárez, E. y Rico, A. (2014). Apéndice: exploración y muestreo de suelos. En *Mecánica de Suelos* (Tomo 1) (3ª ed.) (pp. 613-642). México: Limusa.
- Martín, J. P. (2003). Hidráulica de puentes. En *Ingeniería de ríos* (pp. 237-272). México: Alfaomega.
- Maza, J. A. (1968). *Socavación en cauces naturales*. México: UNAM, Instituto de Ingeniería.
- Maza, J. A. y Sánchez, J. L. (1964). *Contribución al estudio de la socavación local en pilas de puentes*. México: UNAM, Instituto de Ingeniería.
- Meli, R. (2008). *Diseño estructural* (2ª ed.). México: Limusa.
- Melville, B. W. (noviembre de 2008). *The Physics of Local Scour at Bridges Piers*. Trabajo presentado en Fourth International Conference on Scour and Erosion, Tokio, Japón.
Recuperado de https://izw.baw.de/publikationen/tc213/0/k_2.pdf
- Melville, B. W. y Coleman, S. E. (2000). *Bridge Scour*. Colorado, EUA: Water Resources Publications, LLC.

- Muñoz, D. (2000). Métodos de cálculo. En *Efectos de la socavación en el diseño de puentes* (tesis de licenciatura). Universidad Nacional Autónoma de México. Santa Cruz Acatlán, México
- Muñoz, E. E. (2002). Estudios de las causas del colapso de algunos puentes en Colombia. *Ingeniería y Universidad*, 6(1), 33-48.
Recuperado de https://tycho.escuelaing.edu.co/contenido/encuentros-suelosyestructuras/documentos/tercer_ent/estudio_causas_colapso_algunos_puentes.pdf
- Nava, M. G. (2013). Socavación. En *Comparativa del estudio de socavación en el Puente Teapa, el realizado en 1986 y su comportamiento en este año* (tesis de maestría) (pp. 20-35). Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad Universitaria, México.
- Nanía, L. S. y Gómez, M. (2006). *Ingeniería hidrológica* (2ª ed.). España: Grupo Editorial Universitario.
- Niño, M. P., Jaimes, M. A. y Reinoso, E. (2008). *Funciones de vulnerabilidad sísmica para la estimación de pérdidas en puentes*. Trabajo presentado en el XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz, México.
Recuperado de http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_15/te_08/ar_06.pdf
- Quaas, R. (2014). Prólogo. En *Guía básica para la elaboración de atlas estatales y municipales de peligros y riesgos: evaluación de la vulnerabilidad física y social* (pp. 5-8). México: CENAPRED.
Recuperado de <http://www.cenapred.gob.mx/es/Publicaciones/archivos/57.pdf>
- Ramírez, H., López, O. e Ibáñez, L. A. (2015). Estimación mensual de intensidad de la lluvia en 30 min a partir de datos pluviométricos. *Terra Latinoamericana*, 33(2), 151-159.
Recuperado de <http://www.scielo.org.mx/pdf/tl/v33n2/2395-8030-tl-33-02-00151.pdf>
- Ramón, C. I. (2015). *Vulnerabilidad estructural de puentes ante el tránsito de avenidas extraordinarias* (tesis de licenciatura). Universidad Nacional Autónoma de México. Santa Cruz Acatlán, México.
- Reinoso, E., Jaimes, M. A., Ordaz, M. y Niño, M. A. (2010). Pérdidas en la infraestructura en México ante sismos y huracanes. *Revista Digital Universitaria*, 11(1).
Recuperado de <http://www.revista.unam.mx/vol.11/num1/art05/int05.htm>
- Rivera, D., López, O. y Estrada, A. (octubre/noviembre de 2012). *Esquemas de mantenimiento y rehabilitación de puentes de concreto reforzado*. Trabajo presentado en el XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, México.
Recuperado de http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_17/te_08/ar_04.pdf



- Rivera, D. y Núñez, L. (noviembre de 2016). *Vulnerabilidad estructural de puentes por socavación*. Trabajo presentado en el XX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, México.
Recuperado de http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_19/te_07/ar_08.pdf
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (1992). *Métodos hidrológicos para previsión de escurrimientos, Seminario de drenaje, Parte I - Hidrología*. México: SCT.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2000a). *Manual M-PRY-CAR-1-06-003/00, Procesamiento de la información*.
Recuperado de <http://normas.imt.mx/normativa/M-PRY-CAR-1-06-003-00.pdf>
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2000b). *Norma N-PRY-CAR-1-06-003/00, Procesamiento de la información*.
Recuperado de <http://normas.imt.mx/normativa/N-PRY-CAR-1-06-003-00.pdf>
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2001a). *Norma N-CTR-CAR-1-06-002/01, Pilotes precolados*.
Recuperado de <https://normas.imt.mx/normativa/N-CTR-CAR-1-06-002-01.pdf>
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2001b). *Norma N-CTR-CAR-1-06-003/01, Pilotes colados en el lugar*.
Recuperado de <https://normas.imt.mx/normativa/N-CTR-CAR-1-06-003-01.pdf>
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2001c). *Norma N-CTR-CAR-1-06-005/01, Cilindros y cajones de cimentación*.
Recuperado de <https://normas.imt.mx/normativa/N-CTR-CAR-1-06-005-01.pdf>
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2001d). *Norma N-PRY-CAR-6-01-003/01, Cargas y acciones*.
Recuperado de <https://normas.imt.mx/normativa/N-PRY-CAR-6-01-003-01.pdf>
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2001e). *Norma N-PRY-CAR-6-01-006/01, Combinaciones de cargas*.
Recuperado de <https://normas.imt.mx/normativa/N-PRY-CAR-6-01-006-01.pdf>
- Servicio Meteorológico Nacional. (2018). *Información climatológica*.
Recuperado de <http://smn.cna.gob.mx/es/climatologia/informacion-climatologica>
- Tanasic, N., Ilic, V. y Hajdin, R. (2013). Vulnerability Assessment of Bridges Exposed to Scour. *Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board*, 2360(1), 36-44.
doi: 10.3141/2360-05
- Tang, M. C. (2014). Conceptual Design. En W. F. Chen y L. Duan (Eds.). *Bridge Engineering Handbook: Fundamentals* (2ª ed.) (pp. 1-28). Florida, EUA: Taylor & Francis Group, LLC.

Zampieri, P., Zanini, M. A., Faleschini, F., Hofer, L. y Pellegrino, C. (2017). Failure Analysis of Masonry Arch Bridges Subject to Local Pier Scour. *Engineering Failure Analysis*, 79(2017), 371–384.

doi: 10.1016/j.engfailanal.2017.05.028

Otras herramientas:

AX

Google Earth Pro

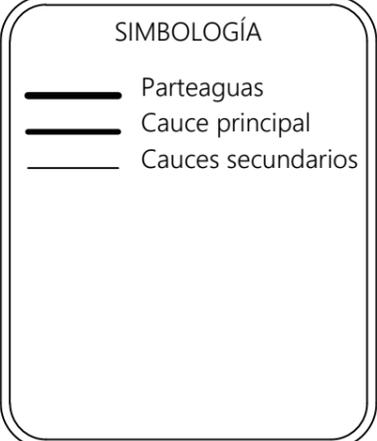
HEC-RAS V4.1.0

SAP2000 V16



Anexo

Planos hidrológicos y estructurales



TESIS
DISEÑO ÓPTIMO DE CIMENTACIONES DE PUENTES ANTE PROBLEMAS DE SOCAVACIÓN

PRESENTA
JONATHAN VITE MORENO

ASESOR
DR. DARÍO RIVERA VARGAS

PLANO
CUENCA Y RED DE DRENAJE

FECHA
agosto 2019

COTAS
km

CLAVE
A1



LOCALIZACIÓN



RÍO XELAJÚ

SIMBOLOGÍA

- Eje de la sección
- 0+000.00 Cadenamiento de la sección
- - - Eje del puente
- 0+100.00 Cadenamiento del puente
- - - Perfil transversal de la sección 0+100.00
- ⊕ T.N. Centro del claro
- Nivel de Terreno

TESIS
DISEÑO ÓPTIMO DE CIMENTACIONES DE Puentes
ANTE PROBLEMAS DE SOCAVACIÓN

PRESENTA
JONATHAN VITE MORENO

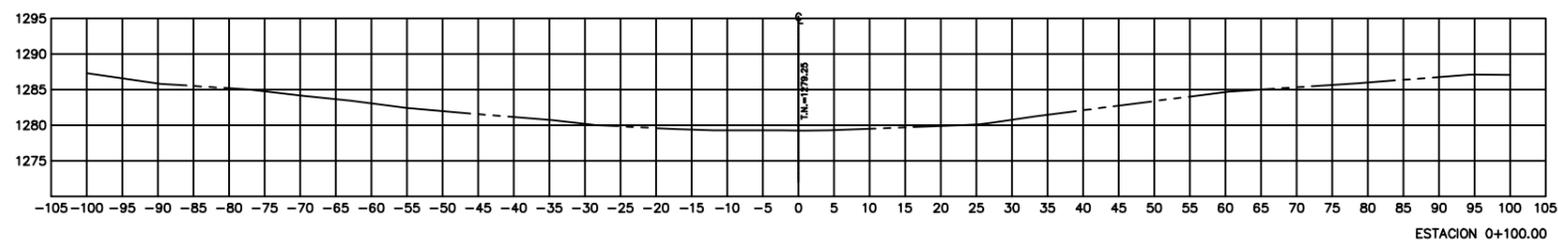
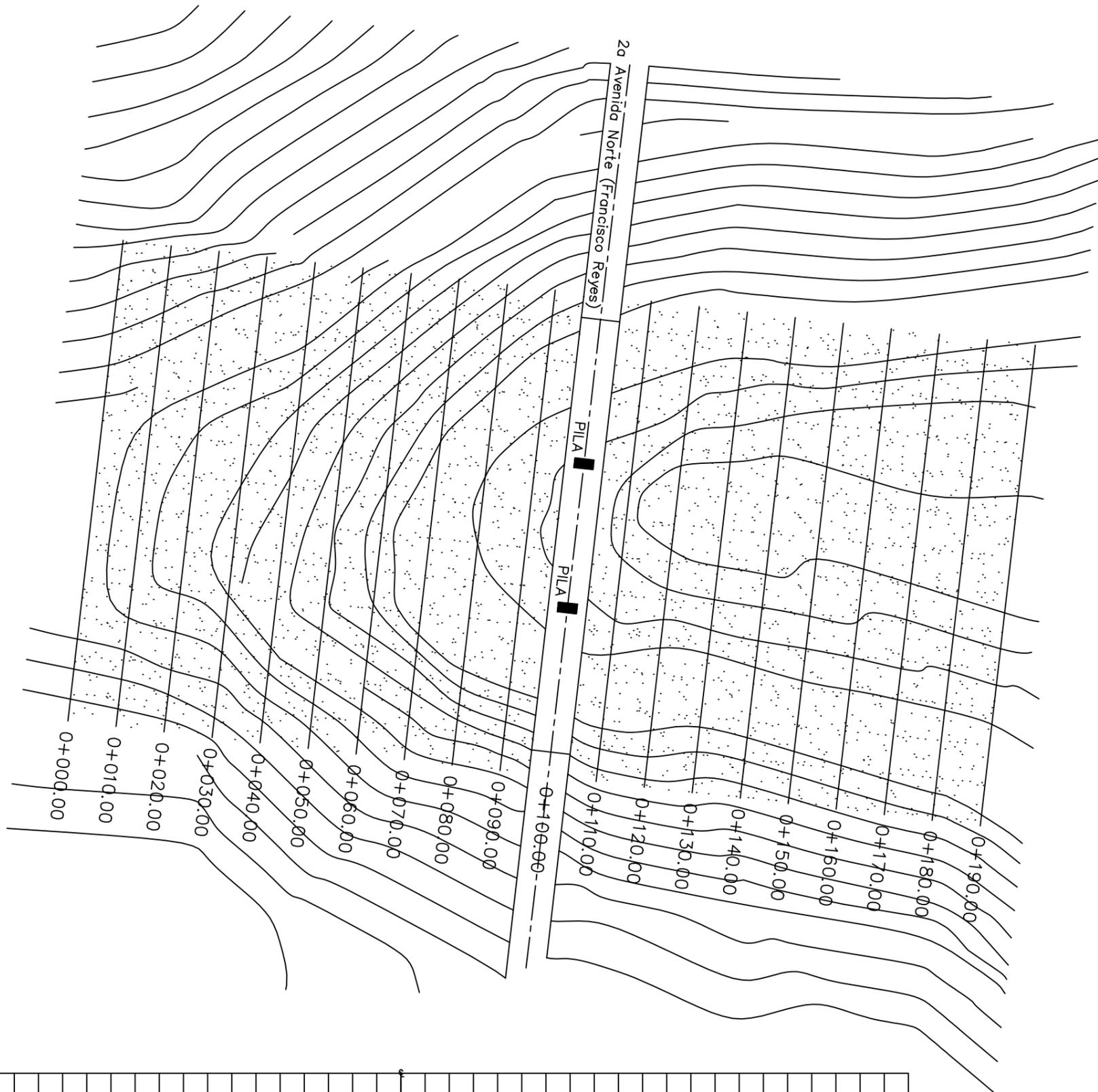
ASESOR
DR. DARÍO RIVERA VARGAS

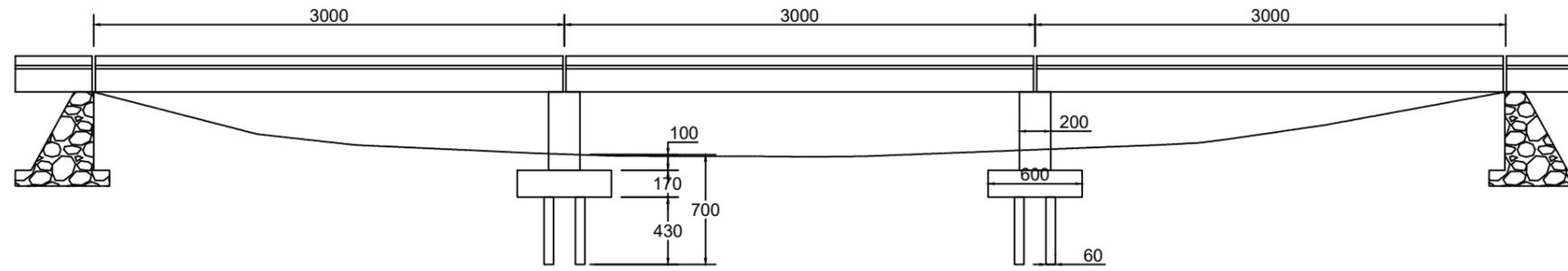
PLANO
EJE DE PROYECTO Y SECCIÓN DE PUENTE

FECHA
agosto 2019

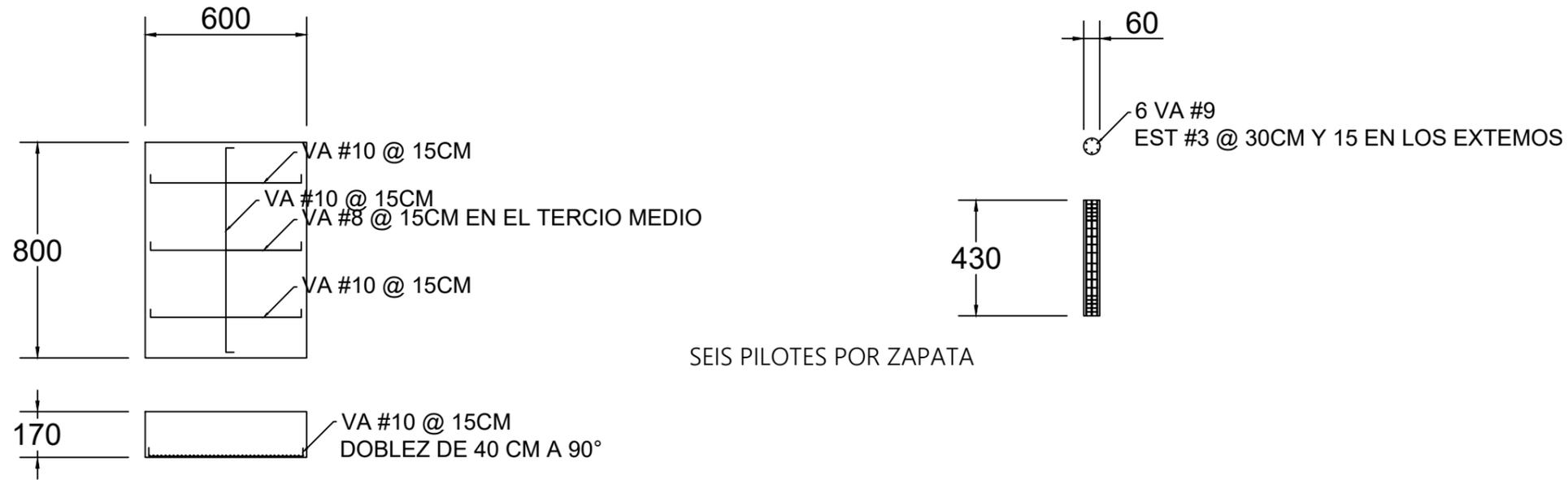
COTAS
m

CLAVE
A2

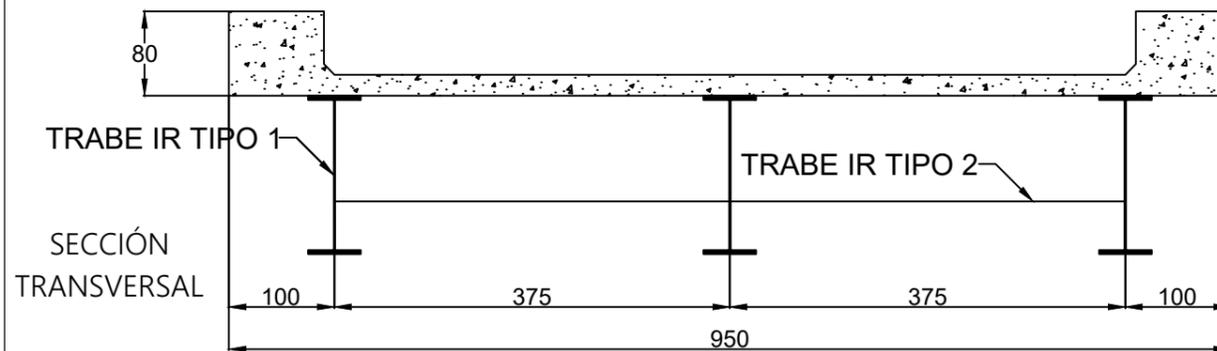
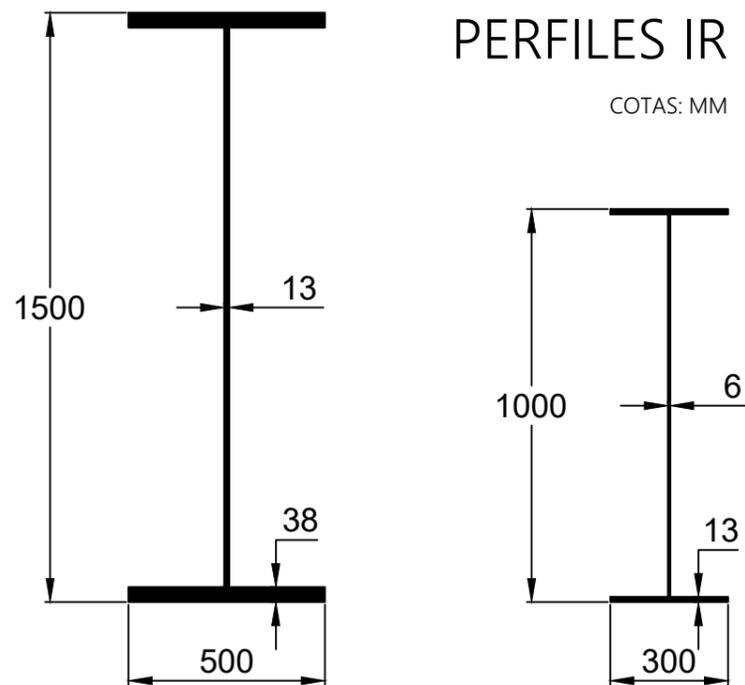




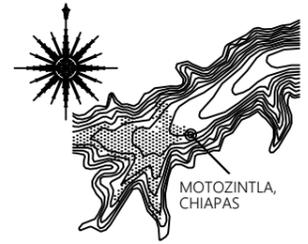
ELEVACIÓN



CIMENTACIÓN



LOCALIZACIÓN



RÍO XELAJÚ

SIMBOLOGÍA

TESIS
DISEÑO ÓPTIMO DE CIMENTACIONES DE Puentes
ANTE PROBLEMAS DE SOCAVACIÓN

PRESENTA
JONATHAN VITE MORENO

ASESOR
DR. DARÍO RIVERA VARGAS

PLANO
ELEVACIÓN Y ESTRUCTURALES

FECHA
agosto 2019

COTAS
cm

CLAVE

A3