



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

**“CRITERIOS BÁSICOS DE DISEÑO DE PUENTES
POR SOCAVACIÓN”**

T E S I S

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A:

HÉCTOR FRANCISCO PERALES SÁNCHEZ



**ASESOR:
DR. DARÍO RIVERA VARGAS**

**SANTA CRUZ ACATLÁN, EDO. DE MÉXICO
ABRIL, 2021**



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.



AGRADECIMIENTOS Y DEDICATORIAS

A Dios, a la vida y al destino, por permitirme llegar hasta el punto donde me encuentro el día de hoy y por brindarme todo lo que tengo.

*A mi padre, **Rafael Torres Castañón**, por apoyarme todos los días de mi vida, por abrirme su corazón y ser mi sustento. Por esforzarse todos los días para que nunca nos falte nada a mi madre, a mi y a la familia. Por ser mi mayor ejemplo de vida, por motivarme y enseñarme siempre el valor del esfuerzo y de la perseverancia para alcanzar las metas propuestas y la excelencia.*

*A mi madre, **María Teresa Sánchez Ortiz**, por todos sus esfuerzos, acciones e incontables sacrificios para conseguir el gran logro de llegar hasta donde hoy estoy. Por enseñarme y motivarme todos los días a ser una buena, mejor y principalmente, una responsable persona. Por nunca desampararme y estar siempre e incondicionalmente al pendiente de mi, por hacerme ver mis errores cuando los cometo, por apoyarme en muchas de las decisiones que tomo en mi vida, por su enorme paciencia hacia mi y, sobre todo, por su infinito amor.*

*A mi abuelo, **Francisco Sánchez Sánchez**, por ser un hombre de gran corazón y por apoyarnos de muchas formas desde el día en que nací. Por contagiarme de su fe, alegría y optimismo, por enseñarme a nunca agachar la cabeza ante las adversidades, por procurarme, cuidarme, guiarme e iluminarme siempre hacia el camino del bien, incluso ahora, desde el lugar más alto en el que se encuentra, al igual que mis abuelos **Miguel Ángel Torres Santana** y **Celia Castañón Adame**, a quienes les agradezco su amor, cariño, generosidad, apoyo, sus consejos y enseñanzas llenas de valores.*

*A mi abuela, **María Isabel Ortiz Acuña**, por estar al pendiente de mi de manera persevera y constante, por nunca desampararme y por brindarme su apoyo de diferentes maneras siempre que lo necesito, así como por todo su cariño.*

*A mi tío, **Luis Alejandro Sánchez Ortiz** por todo su apoyo, sus valiosos consejos en muchos aspectos de mi vida diaria, por mostrarse siempre generoso conmigo y por la armoniosa compañía que me brinda cotidianamente.*

*A mi tío, **Edgar Francisco Sánchez Ortiz**, por todos y cada uno de sus apoyos, consejos y críticas constructivas para ser una mejor persona.*

*A mis primos, **Miranda, Galia, Romina** y **Bruno**, por motivarme a ser un primo ejemplar para ustedes.*

A toda mi familia y a cada una de las personas que me han acompañado y apoyado de diversas y valiosas formas a lo largo de mi vida, por haber depositado su confianza y una gran expectativa en mi.

*A mi asesor, el **Dr. Darío Rivera Vargas** por su disposición, paciencia y valioso tiempo en compartir sus brillantes conocimientos en sus materias impartidas y en la construcción de este trabajo. A su vez, por la gran oportunidad de considerarme para formar parte en la elaboración del artículo basado en este trabajo.*

Criterios básicos de diseño de puentes por socavación
Tesis de Licenciatura



A mis sinodales, el Mtro. Martín Sánchez Muñoz, el Mtro. Luis Núñez Quiroz, el Mtro. Rodrigo Martín Sánchez Flores y el Dr. Saúl Esteban López Ríos por su paciencia, dedicación y tiempo para la revisión de este trabajo, por sus valiosas observaciones y comentarios para la culminación de éste, así como por sus enseñanzas en cada una de sus materias impartidas.

A la UNAM y a la FES Acatlán por prepararme académica y humanamente, por la enseñanza de los conocimientos de mi carrera y de idiomas, permitiéndome alcanzar dos de mis grandes metas, ser profesionista y ser poliglota, agradeciendo por ello, al CEI de mi Facultad y a los profesores que he tenido en dichas enseñanzas, especialmente, a la profesora Edna Cristina Gutiérrez López, por el apoyo lingüístico en parte de este trabajo.

Al ing. Carlos Loa Cortés, por permitirme comenzar mi desenvolvimiento en el campo laboral, por compartirme sus experiencias y sus grandes conocimientos. Así como por su paciencia y apoyo incondicional.

De igual forma, a las empresas y personas del campo laboral donde me he desenvuelto, por las oportunidades y conocimientos que me brindaron para el fortalecimiento de mi carrera profesionista.

A mis compañeros y amigos de carrera, Heraclio Medrano y Luis Pacheco, por su gran y valiosa amistad, por apoyarme y ayudarme siempre e incondicionalmente cuando lo necesité a lo largo de la carrera. A Braulio del Ángel, Xavier Quintana, Vania Azueta, Manuel García, Adrián Crisóstomo, Liliana Bolaños, Iván Millán, Aldrich Silva, Carlos Reyes, por su amistad, apoyo y compañía en diversos momentos a lo largo y posterior a la carrera, al igual que Tania Flores, por ello y por haber formado parte de la elección del tema de este trabajo.

A mi entrañable amiga, Kassandra Ramírez, por su amistad desde hace mucho tiempo, por acompañarme siempre a la distancia, por escucharme y leerme siempre que lo necesito y por llenarme de consejos y motivaciones en muchos ámbitos de mi vida diaria. A mis amigos, Dulce Chacón, Víctor Morales Zepeda y Aldo Cabrera López, por su amistad desde hace mucho tiempo y por su cálida y divertida compañía siempre.

A mi buen amigo y hermano, Cheko, por ser una gran compañía en mis noches de desvelo a lo largo de mi carrera.

A todos ellos les dedico este trabajo y les digo: ¡MIL GRACIAS POR TANTO!

HÉCTOR FRANCISCO



*“Se puede tratar de olvidar los recuerdos, pero no se puede borrar la historia”
Haruki Murakami, Los Años de Peregrinación del Chico sin Color.*



RESUMEN

En esta investigación se presenta una propuesta para el diseño estructural de puentes por socavación, basado en conceptos de desempeño, tomando en cuenta los criterios de otras áreas de la ingeniería civil, tales como: geotecnia, hidráulica, hidrología y desde luego, la ingeniería estructural. La justificación de realizar este trabajo radicó en que la socavación es la causa principal del colapso de puentes, además de que ha sido poco tratada por los reglamentos de diseño de puentes. Para el desarrollo de esta propuesta de diseño, se tomaron en consideración diferentes aspectos que deben ser contemplados para garantizar el buen desempeño estructural ante el fenómeno de socavación, como son: estudios preliminares de proyecto, factores de vulnerabilidad estructural, análisis de la estabilidad estructural del puente y el diseño óptimo de la cimentación profunda. De igual forma, se comentan algunas recomendaciones para mitigar el riesgo de falla por socavación de puentes construidos.



ABSTRACT

This research presents a proposal for the structural design of bridges by scour, based on performance concepts, taking into account the criteria of other areas of civil engineering, such: geotechnics, hydraulics, hydrology and, of course, structural engineering. The rationale for doing this work was that scour is the leading cause of bridge collapses, and it has been poorly addressed by bridge design regulations. For the development of this design proposal, different aspects were taken into consideration that must be contemplated to guarantee good structural performance in the face of the scour phenomenon, such: preliminary studies of the project, structural vulnerability factors, analysis of the structural stability of the bridge and optimal design of its deep foundation. Similarly, some recommendations are discussed to mitigate the risk of failure due to scour of built bridges.



RESUMO

Esta pesquisa apresenta uma proposta para o projeto estrutural de pontes por erosão, com base em conceitos de desempenho, levando em consideração os critérios de outras áreas da engenharia civil, tais como: geotecnia, hidráulica, hidrologia e, claro, engenharia estrutural. A justificativa para fazer esse trabalho foi que a erosão é a principal causa de colapso de pontes e tem sido pouco abordada pelos regulamentos de projeto de pontes. Para o desenvolvimento desta proposta de projeto, foram considerados diferentes aspectos que devem ser contemplados para garantir um bom desempenho estrutural diante do fenômeno da erosão, tais como: estudos preliminares do projeto, fatores de vulnerabilidade estrutural, análise da estabilidade estrutural do ponte e design ideal da fundação profunda. Da mesma forma, algumas recomendações são discutidas para atenuar o risco de falha devido à erosão das pontes construídas.



ÍNDICE

Agradecimientos y Dedicatorias

<i>Resumen</i>	i
<i>Abstract</i>	ii
<i>Resumo</i>	iii
<i>Índice</i>	iv

Capítulo 1. Introducción

1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivo y alcance	2
1.3 Contenido de la investigación	2

Capítulo 2. Daños observados y comportamiento estructural de puentes por socavación

2.1 México	4
2.1.1 Puentes con daño ligero	4
2.1.2 Puentes con daño severo	6
2.1.3 Puentes colapsados	9
2.1.4 Distribución geográfica de puentes vulnerables por socavación	12
2.2 Extranjero	17
2.2.1 Puentes con daño severo	17
2.2.2 Puentes colapsados	19



Capítulo 3.	<i>Criterios básicos para el diseño estructural de puentes por socavación</i>	24
3.1	Generalidades	24
3.2	Estudios preliminares de proyecto	24
3.3	Factores que inciden en la evaluación de la vulnerabilidad estructural	27
3.4	Análisis de la estabilidad estructural	31
3.5	Consideraciones para el diseño óptimo de la cimentación	35
Capítulo 4.	<i>Propuesta de procedimiento de diseño estructural de puentes por socavación</i>	38
4.1	Diseño de puentes por socavación basado en conceptos de desempeño	38
4.2	Descripción del procedimiento de diseño	48
4.2.1	Estudios preliminares de proyecto	50
4.2.2	Predimensionamiento de la estructura	50
4.2.3	Propuesta de cimentación	51
4.2.4	Estimación de la socavación	51
4.2.5	Análisis de la estabilidad estructural	56
4.2.6	Revisión de los objetivos de diseño basado en desempeño	56
4.2.7	Diseño complementario ante otras solicitudes	57
4.2.8	Detallado de los elementos estructurales y diseño óptimo de la cimentación	57
4.2.9	Planos, especificaciones y recomendaciones	57
4.3	Implicaciones para la práctica de diseño en puentes	58
Capítulo 5.	<i>Ejemplo de aplicación</i>	59
5.1	Descripción de la estructura	59
5.2	Estudios preliminares de proyecto	60
5.3	Predimensionamiento de la estructura	65



5.4	Propuesta de la cimentación	67
5.5	Estimación de la socavación	68
5.6	Análisis de la estabilidad estructural	74
5.7	Revisión de los objetivos de diseño basado en desempeño	86
5.8	Diseño Final	98
Capítulo 6.	Conclusiones y recomendaciones	99
Referencias		101
Anexo		104

- Artículo “Diseño Estructural de Puentes por Socavación” publicado en las memorias del XXII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE), Aguascalientes, Aguascalientes 2020, en coautoría con el Dr. Darío Rivera Vargas y el Mtro. Gustavo Adolfo Godho Ramírez.



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Los puentes son construcciones fundamentales dentro de la red carretera de cualquier país, puesto que son indispensables para la transportación de mercancías y de personas, por lo que, son necesarios para el desarrollo económico de una sociedad. Por tal motivo, es de suma importancia diseñar y preservar en buen estado este tipo de infraestructura. Muchos puentes llegan a presentar graves deficiencias estructurales, llegando incluso a su colapso, debido a situaciones multifactoriales, siendo el fenómeno de socavación la causa principal por la que colapsan la mayoría de ellos.

De acuerdo con Melville y Coleman (2000) y Rivera y Núñez (2016), la socavación en puentes es la erosión del suelo provocada por el paso de agua que rodea a los cimientos en puentes sobre el cauce de un río. Dicha erosión ocurre cuando el agua elimina al sedimento o suelo de la cimentación del puente, propiciado por la velocidad de transición del agua, generando la aparición de vórtices que dan lugar a la remoción del suelo, lo que compromete seriamente la estabilidad y la seguridad estructural del puente.

De acuerdo con trabajos de investigación, como el de Smith (1976), Melville y Coleman (2000) y Dos Santos (2008), la principal causa que ha llevado al colapso de los puentes, en comparación con otras sollicitaciones es por socavación, trayendo consigo pérdidas económicas considerables.

Lo anterior, ha motivado a realizar estudios sobre el efecto de la socavación en puentes y los estudios preliminares necesarios para contemplarlos en el proyecto estructural, tal como se comenta en el trabajo de Martínez (2009). Así mismo, se han investigado los diferentes factores que inciden en la vulnerabilidad estructural de ciertos prototipos de puentes carreteros ante diferentes escenarios de tránsito de avenidas, con su respectiva repercusión en la socavación de su cimentación como se discute ampliamente en la investigación de Ramón (2015). En tanto, en el trabajo de Fernández (2019) se hace, una revisión de los diferentes criterios para realizar el análisis estructural del entorno de estabilidad de puentes por socavación, para con ello inferir las condiciones de interacción suelo-estructura que pueden dar lugar a la falla de la estructura.

El diseño basado en desempeño es un enfoque para concebir y evaluar sistemas estructurales, tomando en cuenta un análisis de riesgos a los que se somete. En este análisis, se caracterizan los niveles de ocurrencia, así como la intensidad de dichos riesgos y se evalúa la respuesta estructural con el fin de establecer criterios de diseño adecuados y garantizar así, la seguridad estructural para las magnitudes de riesgo con las que se interactúe. Inicialmente formalizado y aplicado en la ingeniería sísmica, este enfoque se ha ampliado para hacer frente a otros riesgos de diseño, como escenarios de explosión e incendio y ante desastres naturales y fenómenos meteorológicos. (Petrini y Palmeri, 2012)



Dada su versatilidad y la rigurosa evaluación estructural que en él se realiza, el diseño basado en desempeño parece ser una estrategia viable para un diseño de puentes confiable dado el papel fundamental de estas estructuras, por lo que es menester el cumplimiento de su seguridad ante la ocurrencia de desastres naturales y fenómenos meteorológicos.

De acuerdo con el trabajo de Rivera y Núñez (2016), en México no se dispone de un reglamento para el diseño y construcción de puentes que permita evaluar el margen de seguridad estructural que ofrezcan los puentes por socavación. Lo anterior resulta preocupante para los puentes que salvan ríos en la República Mexicana, al considerar que es un país con ocurrencia frecuente de fenómenos meteorológicos, tales como huracanes y tormentas tropicales, por lo que existe una alta probabilidad de daño por socavación, debido a la creciente de las avenidas en los cauces de los ríos.

Lo anterior hace notar la necesidad de disponer de criterios de diseño para revisar el margen de seguridad estructural que se puede brindar a los puentes ante problemas de socavación en su cimentación, de tal forma, que no pongan en riesgo la estabilidad global de la estructura.

1.2 Objetivo y alcance

El objetivo de la presente investigación radicó en proponer criterios básicos para el diseño estructural de puentes por socavación basado en conceptos de desempeño, tomando en consideración investigaciones previamente desarrolladas en las que hacen recomendaciones sobre los estudios preliminares de proyecto, análisis de estabilidad estructural, factores de vulnerabilidad estructural y diseño óptimo de la cimentación.

La investigación se limita al estudio de puentes tipo carreteros de concreto reforzado en la subestructura y de concreto presforzado en la superestructura. En este trabajo se contempla el daño por socavación en sus pilas de apoyo, por lo que no se considera la afectación en los terraplenes de acceso (abutments).

1.3 Contenido de la investigación

El presente trabajo está dividido en cinco capítulos, cuya organización y contenido de éstos se describe a continuación:

En el primer capítulo, se plantea la importancia de desarrollar este proyecto de investigación, así como el objetivo y alcance del estudio, además de dar un panorama general del trabajo.

En el capítulo dos, se presentan un contexto sobre puentes dañados por socavación, tanto en México como en el extranjero, con objeto de identificar los principales patrones de daño, así como las causas que los provocaron.

En el tercer capítulo, se describen los criterios básicos que deben considerar en el diseño estructural de puente por socavación. De esta manera, se comentan los estudios preliminares de proyecto; también se comentan los criterios para analizar la estabilidad estructural por socavación y se reflexiona en torno a los factores que inciden en la vulnerabilidad estructural;



Criterios básicos de diseño de puentes por socavación
Tesis de Licenciatura

por último, se comentan algunos aspectos sobre el diseño óptimo de la cimentación ante el problema de socavación.

En el capítulo cuatro, se presenta una propuesta de procedimiento para el diseño estructural de puentes por socavación basado en conceptos de desempeño. Se describe cada uno de los pasos de dicha propuesta; se presenta a manera de síntesis, un diagrama de flujo del procedimiento. De igual forma se comenta sobre las implicaciones en la práctica del diseño estructural de puentes en México, en cuanto al uso de esta propuesta de diseño.

En el quinto capítulo, se presenta un ejemplo de aplicación, en donde, para un puente carretero típico del país, ubicado en el estado de Chiapas, se ilustra la aplicación del procedimiento de diseño propuesto.

En tanto, en el último capítulo, se describen las principales conclusiones derivadas de esta investigación, así como las recomendaciones de estudios futuros.



CAPÍTULO 2

DAÑOS OBSERVADOS Y COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PUENTES POR SOCAVACIÓN

2.1 México

De acuerdo con Rivera, Echavarría y Pacheco (2006), los puentes ubicados sobre cauces de ríos se ven afectados por el paso de avenidas extraordinarias generadas principalmente por fenómenos hidrometeorológicos como los huracanes. Dicha situación se ha visualizado en el país durante el paso de los huracanes Stan (2005), Ingrid (2013), Manuel (2013), entre otros, en los cuales se observó daños en los puentes, siendo más frecuentes las afectaciones en los terraplenes de acceso y en las cimentaciones de los puentes, lo anterior se atribuyó al efecto de socavación a consecuencia de la gran demanda de área hidráulica ante el incremento del nivel del río, así como al paso de la corriente con grandes intensidades de velocidad. A continuación, se comentan algunos casos de puentes dañados por socavación.

2.1.1 Puentes con daño ligero

Los puentes con daño ligero se caracterizan por no dar lugar a la suspensión del servicio, algunos de estos daños pueden ser la presencia de grietas en elementos estructurales y no estructurales de la cubierta, así como en los estribos y en los terraplenes de acceso producidos por la erosión durante el paso de la corriente y que en algunos casos pudieran tener injerencia en los daños de la superestructura. (Rivera, Echevarría y Pacheco, 2006)

Un ejemplo de este tipo de daño se observó en el Puente Texcuyupán, tras el paso del huracán Stan (2005) en el estado de Chiapas. Dicho puente está constituido a base de vigas presforzadas apoyadas en sus extremos sobre estribos, viéndose afectado ligeramente uno de ellos ante la erosión producida por el paso de la corriente, se intuye que el apoyo estaba previamente protegido por masa de suelo y que posteriormente ante el paso de la corriente, ésta fue removida, de tal forma que dejó al descubierto tanto la parte inferior como lateral del estribo, lo que produjo un ligero movimiento de este apoyo, trayendo consigo ligeros agrietamientos en la conexión del estribo con la superestructura tendientes a separar dichos elementos estructurales, tal como se observa en la figura 2.1.



Figura 2.1. Daños en el Puente Texcuyuapan (Rivera, Echavarría y Pacheco, 2006)

Otro ejemplo de daño ligero por socavación fue el caso del Puente Huixtla en el estado de Chiapas, cuya estructuración es similar a la del puente Texcuyuapan. Tras el paso del huracán Stan, la superestructura de este puente en su tramo central sufrió un desplazamiento relativo de translación en la dirección del flujo del río, tal y como se aprecia en la figura 2.2.



Figura 2.2. Movimiento de translación de la superestructura ante el paso de la avenida (Rivera, Echavarría y Pacheco, 2006)

En el trabajo de Rivera, Echevarría y Pacheco (2006), se comenta que la corriente pudo haber alcanzado un tirante igual o superior a la altura de la superestructura, trayendo consigo una considerable energía cinética, de tal forma que se indujo un empuje hidrodinámico importante sobre la cubierta del puente para producir dicho desplazamiento. Por su parte, la fuerza de la corriente pudo verse manifestada de igual forma en los depósitos de material que esta dejó en virtud de la gran capacidad de arrastre del río. Cabe señalar que tales situaciones no trajeron daños considerables que ameritaran la suspensión del servicio del puente, aunque originó problemas en los parapetos y daños desde el punto de vista estético, tal y como se muestra en la figura 2.3.



Figura 2.3. Daños en el puente Huixtla ante el paso del huracán Stan (Rivera, Echavarría y Pacheco, 2006)

2.1.2 Puentes con daño severo

De acuerdo con Rivera, Echevarría y Pacheco (2006), los puentes con este estado de daño básicamente se caracterizan por la falla de los terraplenes de acceso, aunque en algunos casos se puede combinar con daño en los estribos o algún otro sistema de apoyo, lo que propicia la suspensión del tráfico de vehículos.

Algunos ejemplos de puentes con daño severo fueron el Puente Fronterizo de Ciudad Hidalgo y el Puente Huehuetan, ambos ubicados en el estado de Chiapas, provocado por las intensas lluvias del huracán Stan (2005), dio lugar a la suspensión del servicio, por lo que fue necesaria la reparación de la parte afectada para que el puente siguiera operando de manera normal. Según Rivera, Echevarría y Pacheco (2006), la principal causa de daño se atribuyó a problemas de erosión en los márgenes de los ríos por lo que esto afectó directamente a los apoyos extremos de los puentes, justamente en la parte en donde se conectaban los estribos con los terraplenes de acceso.

El puente Fronterizo de Ciudad Hidalgo es una estructura resuelta con elementos presforzados en la superestructura y de concreto reforzado en la subestructura, este puente se

vio afectado en uno de los apoyos de sus extremos a causa de la corriente del río que erosionó parte del terreno que formaba parte del terraplén de acceso al puente, tal como se muestra en la figura 2.4.



Figura 2.4. Erosión del terreno a causa de la corriente del río durante el paso del huracán Stan (Rivera, Echavarría y Pacheco, 2006)

La pérdida de masa de suelo repercutió a su vez en la estabilidad del estribo ya que al sufrir agrietamientos se puso en riesgo su capacidad de carga y en consecuencia tuvo que ser necesaria su rehabilitación, tal y como se aprecia en la figura 2.5.

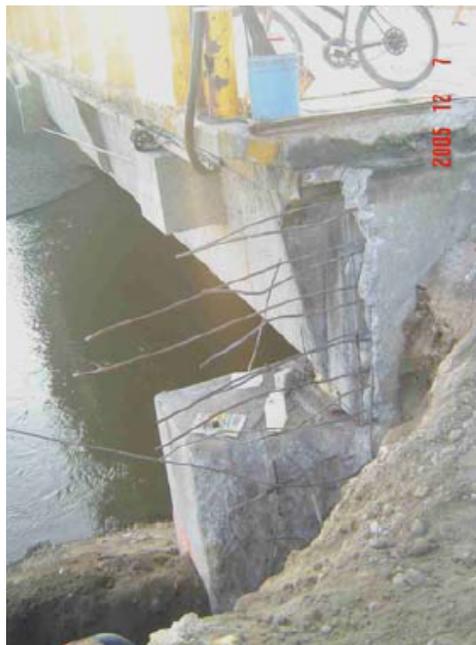


Figura 2.5. Rehabilitación de los estribos del Puente Fronterizo (Rivera, Echavarría y Pacheco, 2006)



El puente Huehuetan también tiene elementos presforzados y de concreto reforzado como el puente anteriormente descrito, aunque con geometrías diferentes, tal y como se aprecia en la figura 2.6.



Figura 2.6. Puente Huehuetan (Rivera, Echavarría y Pacheco, 2006)

De acuerdo con el trabajo de Rivera, Echavarría y Pacheco (2006), este puente experimentó el mismo problema que el puente Fronterizo, en el cual el terraplén de acceso fue parcialmente removido ante la fuerte corriente del río durante el paso del huracán, la cual fue suficiente para producir estragos en el estribo del puente. La erosión producida aguas arriba del puente dio lugar al daño de la estructura que servía de apoyo al puente, como se muestra en la figura 2.7, lo cual muestra que dicha estructura tuvo un desempeño insuficiente para mantener estable la superestructura, por lo que fueron necesarios trabajos de reconstrucción los cuales consistieron en rellenar con material terreo las partes donde hubo pérdidas por la erosión del río como se observa en la figura 2.8.



Figura 2.7. Daño en uno de los apoyos del puente Huehuetan (Rivera, Echavarría y Pacheco, 2006)



Figura 2.8. Zona del puente con trabajos de reconstrucción (Rivera, Echavarría y Pacheco, 2006)

2.1.3 Puentes colapsados

Dentro de los puentes colapsados se encuentran aquellos que fallan en uno o en más tramos, con la pérdida total de la superestructura y la subestructura, provocando de esta manera, la inoperancia de los puentes. Durante las visitas de inspección de daños por el huracán Stan (2005) realizadas por Rivera, Echavarría y Pacheco (2006), se pudieron apreciar puentes colapsados, en la que se pudo evidenciar el poder destructivo de las avenidas generadas por el paso del huracán, tal como fue en el Puente Tepuzapa.

De acuerdo con Rivera, Echavarría y Pacheco (2006), el puente Tepuzapa estaba constituido por dos puentes, para prestar servicio al tránsito en uno y en otro sentido. Dicho puente estaba constituido por vigas de concreto presforzado, mientras que su subestructura estaba resuelta con marcos de concreto reforzado para el puente que va en un sentido y estribos para el puente que va en el otro sentido, los cuales a su vez estaban apoyados sobre pilas como se puede ver en la figura 2.9.



Figura 2.9. Superestructura y subestructura del puente Tepuzapa (Rivera, Echavarría y Pacheco, 2006)

En uno de sus puentes, uno de sus apoyos centrales se asentó, produciendo así fuertes daños en la superestructura, de tal forma que la cubierta quedó en estado irreparable, como se aprecia en la figura 2.10. El apoyo que sufrió asentamiento se puede atribuir a una pérdida de capacidad de carga del terreno bajo las condiciones de transmisión de esfuerzos de la cimentación hacia el suelo, debido a que probablemente se alteraron las propiedades mecánicas del suelo ante el paso de la avenida.



Figura 2.10. Daño en la superestructura del puente Tepuzapa por asentamiento de uno de sus apoyos (Rivera, Echavarría y Pacheco, 2006)

En el trabajo de Rivera y Núñez (2016), también se comentan casos de puentes colapsados, tales como: puente Tonalá y puente Coyuca de Benítez.

El puente Tonalá ubicado en el km 41+470 de la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa, en los límites de los estados de Veracruz y Tabasco, el día 17 de Julio de 2009, los tramos entre los apoyos tres y seis cayeron provocando que tanto la superestructura como las pilas

alcanzaran el fondo del río, como se muestra en la figura 2.11, notándose en contraste que el tramo uno y dos no presentaron daños.



Figura 2.11. Colapso del Puente Tonalá (www.terra.com.mx)

El caso del colapso de los tramos de este puente no se dio durante la ocurrencia de un huracán y que, comparando los estudios del proyecto original con los posteriores al colapso, llegó a ser evidente que el fondo del cauce se encontraba en un proceso erosivo de recuperación, ya que existía una diferencia máxima de 4m de profundidad con relación a los primeros planos del proyecto. Al analizar la cuenca desde el punto de vista hidrológico, se determinó que el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, era de $3240 \text{ m}^3/\text{s}$, sin embargo, el gasto durante el colapso fue de $2836 \text{ m}^3/\text{s}$. Debido a este problema, se produjo una pérdida de empotramiento de los pilotes, lo que desencadenó un asentamiento diferencial que llevó al colapso de la estructura, por lo que se concluye que el puente Tonalá colapsó por socavación en sus apoyos.

El puente de Coyuca de Benítez, en el estado de Guerrero, cuya finalidad era la de conectar la región de Costa Grande con Acapulco, colapsó el 16 de Septiembre de 2013 y de acuerdo con Rivera y Núñez (2016), dicho colapso fue a causa de las lluvias e inundaciones intensas causadas por el huracán Manuel e Ingrid (2013), trayendo consigo un incremento en el gasto del río provocando así la socavación del apoyo central del puente y posteriormente la superestructura del mismo, tal y como se muestra en la figura 2.12.



Figura 2.12. Colapso del tramo central del puente Coyuca de Benítez (www.eluniversal.com.mx)

2.1.4 Distribución geográfica de puentes vulnerables por socavación

El Instituto de ingeniería de la UNAM, (I. de I, UNAM) elaboró un trabajo sobre la determinación de los puentes más vulnerables estructuralmente en zonas de gran influencia de ciclones tropicales (I. de I., 2017). Dicho trabajo fue elaborado por el Sistema Nacional de Protección Civil. La información comprendida en dicho documento comprende los puentes con mayor riesgo a sufrir daños por el paso de ciclones tropicales, ubicados en la región del litoral del Océano Pacífico.

En la tabla 1 se muestran los puentes más vulnerables por socavación con su respectiva ubicación por estado, de acuerdo con el análisis de este estudio. Mientras que en la figura 2.13 se presenta la distribución geográfica de dichos puentes.



Tabla 2.1. Puentes vulnerables por socavación a lo largo de la República Mexicana

	Puente	Estado
1	SN2 C1	Chiapas
2	Urbina C1	Chiapas
3	Urbina C2	Chiapas
4	SN1	Chiapas
5	Tepuzapa C2	Chiapas
6	Huixtla	Chiapas
7	Novillero C1	Chiapas
8	Pijijiapan C1	Chiapas
9	San Francisco	Oaxaca
10	Río de los perros	Oaxaca
11	Cazadero	Oaxaca
12	Río Nexpa	Guerrero
13	Ignacio Chávez C1	Michoacán
14	Tomatlán C1	Jalisco
15	Tupitina	Michoacán
16	Cañas Principal	Nayarit
17	Piactla Libre	Sinaloa
18	Presidio	Sinaloa
19	Río Culiacán	Sinaloa
20	Pericos	Sinaloa

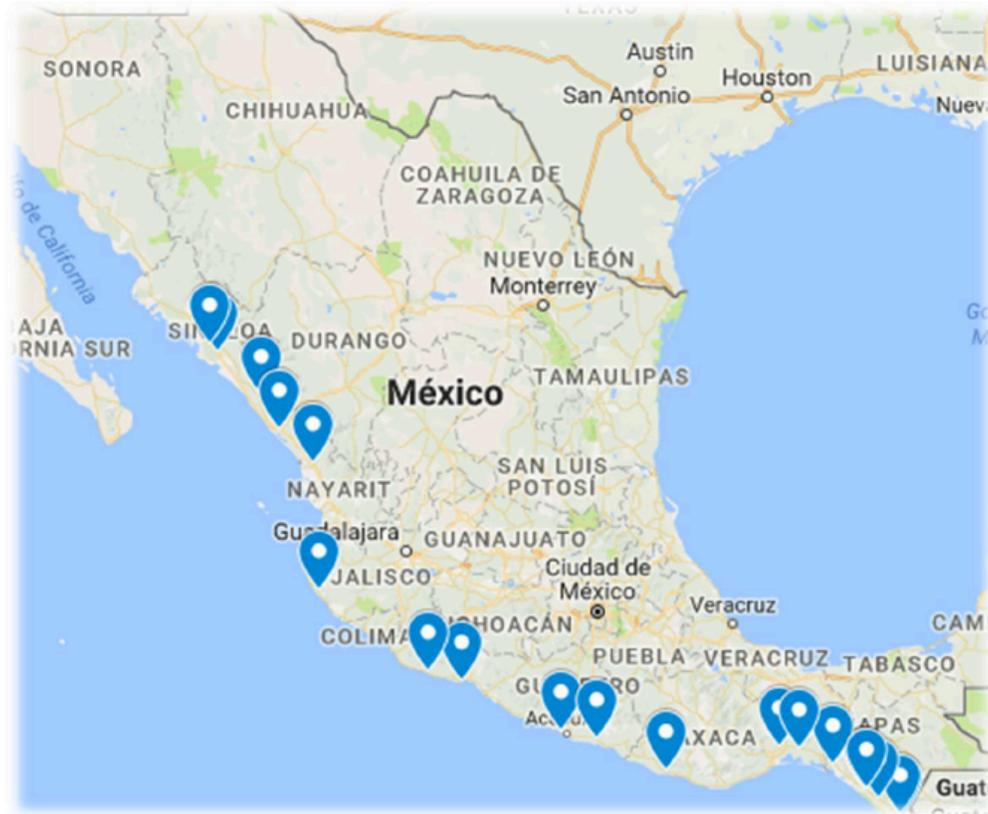


Figura 2.13. Distribución geográfica de puentes vulnerables por socavación (Instituto de Ingeniería, 2017)

La información presentada en la tabla 1 puede complementar con la información presentada previamente con objeto de resumir los casos presentados en este trabajo y tener una estadística más amplia, tal como se presenta en la tabla 2 y figura 2.14.



Tabla 2.2. Distribucin geogrfica de puentes vulnerables por socavacin ampliada

	Puente	Estado
1	SN2 C1	Chiapas
2	Urbina C1	Chiapas
3	Urbina C2	Chiapas
4	SN1	Chiapas
5	Tepuzapa C2	Chiapas
6	Huixtla	Chiapas
7	Novillero C1	Chiapas
8	Pijijiapan C1	Chiapas
9	San Francisco	Oaxaca
10	Ro de los perros	Oaxaca
11	Cazadero	Oaxaca
12	Ro Nexpa	Guerrero
13	Ignacio Chvez C1	Michoacn
14	Tomatlán C1	Jalisco
15	Tupitina	Michoacn
16	Caas Principal	Nayarit
17	Piaxtla Libre	Sinaloa
18	Presidio	Sinaloa
19	Ro Culiacn	Sinaloa
20	Pericos	Sinaloa
21	Texcuyuapan	Chiapas
22	Huixtla	Chiapas
23	Fronterizo	Chiapas
24	Huehuetan	Chiapas
25	Coatn	Chiapas
26	Colonia Obrera	Chiapas
27	Tepuzapa	Chiapas
28	Tonalá	Veracruz - Tabasco
29	Coyuca de Benítez	Guerrero

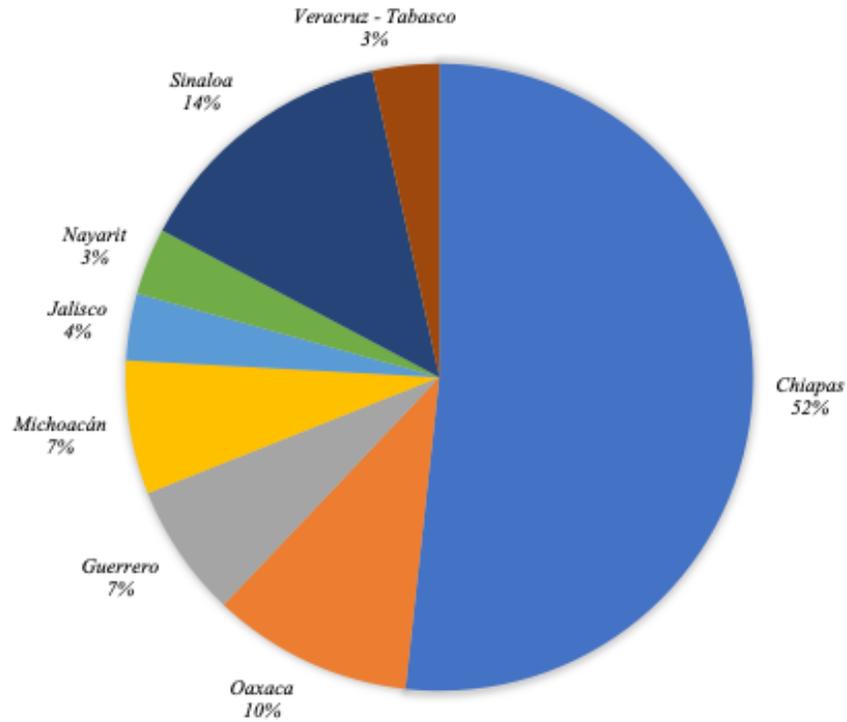


Figura 2.14. Estadística de puentes dañados por socavación en diferentes estados de la República Mexicana.

En la figura 2.14 se aprecia que los puentes de estado de Chiapas son más vulnerables al fenómeno de socavación al representar el 52% de los puentes examinados en el Pacífico de la República Mexicana, seguidos por Sinaloa y Oaxaca. Además de que el estado de Chiapas tenga el mayor índice de vulnerabilidad, es preocupante que la mayoría de los estados expuestos a los ciclones tropicales del Pacífico sus puentes suelen ser vulnerables a la socavación, lo cual refuerza la necesidad de seguir haciendo estudios que contribuyan a mejorar su desempeño estructural ante la ocurrencia de fenómenos hidrometeorológicos.



2.2 Extranjero

De acuerdo con el estudio de Smith (1976), las estadísticas de fallas de puentes a nivel mundial hacen notar que la principal causa que predomina en este tipo de infraestructura es la debida a la socavación por el tránsito de avenidas, tal como se muestra en la figura 2.15

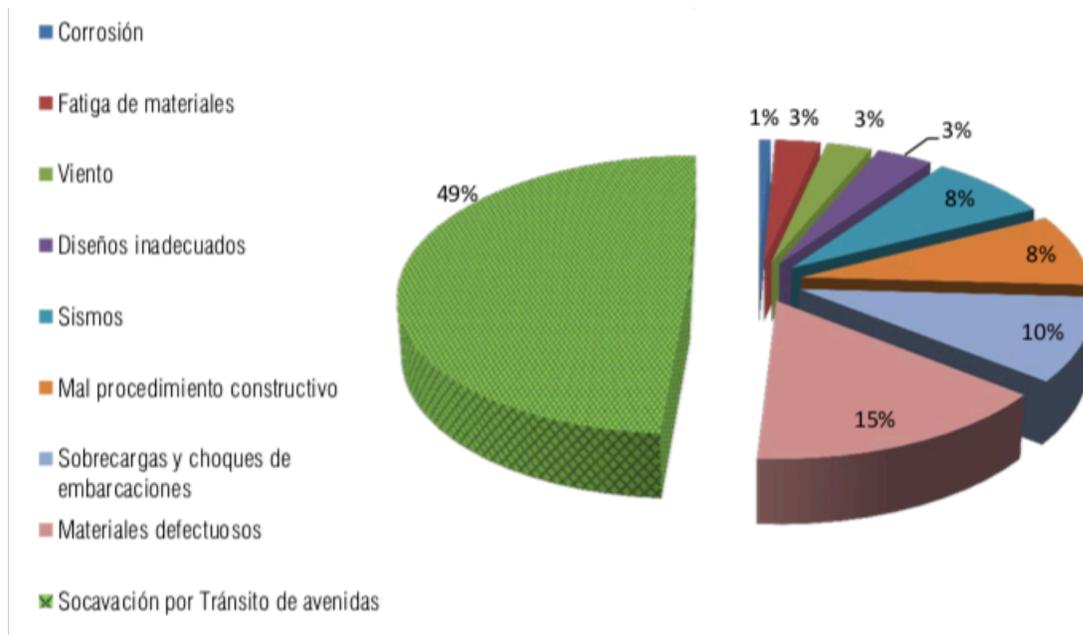


Figura 2.15. Estadística de causas de falla en puentes a nivel internacional (Smith,1976)

A continuación, se presentan algunos casos de falla de puentes por socavación en diferentes partes del mundo, describiendo los principales patrones de daño, así como las causas que dieron origen a los mismos.

2.2.1 Puentes con daño severo

De acuerdo con el trabajo de Dos Santos (2008), el 2 de febrero de 1955, una de las pilas del puente sobre el río Mahitahi, Nueva Zelanda, sufrió un asentamiento provocando la inutilización de la estructura por ruptura y por ende su cierre. Se concluyó que un 50% de los pilotes habían sido dañados, teniendo en su mayoría pérdida de empotramiento, con un asentamiento de 1.20 m, provocando la inutilización de la superestructura (Figura 2.16). Las causas que justifican la falla de la estructura se deben a la erosión del lecho del río, principalmente provocada por la contracción y la confluencia del flujo, sumándose a esto la

erosión local provocada por la existencia de la pila amplificada por la acumulación de residuos sólidos y la oblicuidad del flujo frente a las pilas.

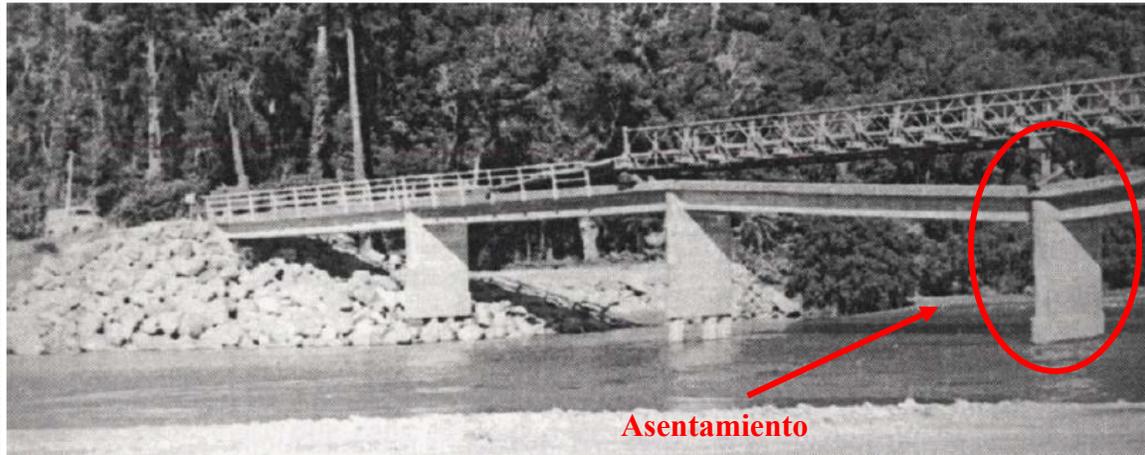


Figura 2.16. Ruptura del puente sobre el río Mahitahi. (Dos Santos, 2008)

Otro caso fue el puente Blackmount, en donde los días 25 y 26 de agosto de 1980 una de las pilas del puente sobre el río Maranoa, Nueva Zelanda, alcanzó la ruptura provocando la deformación excesiva de la superestructura del puente (Figura 2.17). Posterior al daño, se pudo evaluar que el caudal en la sección del puente en el accidente fue, por mucho, mayor a la proyectada, con un valor de alrededor de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$. (Dos Santos, 2008)

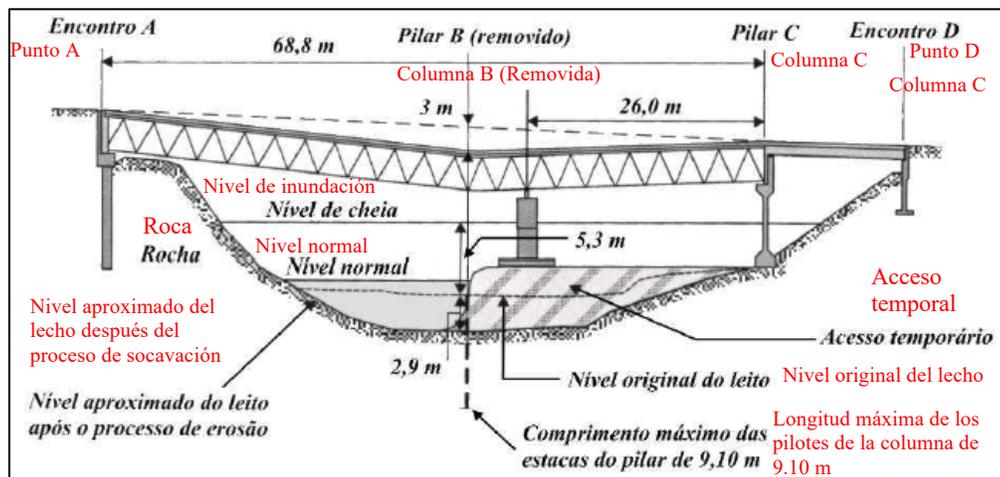


Figura 2.17. Ruptura del puente Blackmount (Dos Santos, 2008)

Después de estudios, se concluyó que los pilotes no estaban a la profundidad impuesta originalmente en el proyecto, una posible explicación a esto pudo residir en la dificultad de excavación en esta pila. Además, la estructura estaba construida en una zona del río en la que existía una curva (meandro), haciendo que la corriente se acercara al puente con un ángulo de alrededor de 60° con respecto a su eje. La causa para la ruptura de la pila fue la oblicuidad del flujo en relación con la pila, que provocó la erosión de los fondos a su alrededor, siendo la profundidad máxima de erosión de 2.90 m, por lo que, al presentarse la inundación sobre

la pila, ésta fue removida conduciendo así a la deformación de la superestructura y del tablero, como se muestra en la figura 2.18. (Dos Santos, 2008)



Figura 2.18. Puente Blackmount después del accidente (Dos Santos, 2008)

2.2.2 Puentes Colapsados

Conforme al estudio de dos Santos (2008), el 5 de abril de 1987, el puente construido en la autopista interestatal 90 sobre el río Schoharie, cerca de Albany, New York, se colapsó, provocando la caída de 5 coches y la muerte de 10 personas. La parte superior de las zapatas de cimentación de las pilas se encontraba a nivel del lecho del río y se asentaban sobre capas de grava, arenas y limos. Dichos elementos estaban protegidos con enrocamiento para acautelar futuros problemas asociados a la erosión, sin embargo, desde su construcción, en 1953, hasta su colapso, el puente sufrió varias situaciones de inundación, lo que llevó a la remoción y destrucción de las capas de enrocamiento, no protegiendo así, a la cimentación de la erosión del lecho. En la figura 2.19 se muestra un esquema de la estructura del puente Schoharie, para tener un poco más claro el mecanismo de falla por socavación, que se comenta a continuación. Inicio el colapso en la pila 3, conduciendo a la caída de los dos tramos adyacentes (tramos 3 y 4), unas horas después, la pila 2 y el tramo 2 también colapsaron (Figura 2.20). Las causas de la caída del puente son atribuibles al largo proceso de erosión de los fondos del río que afectó a la cimentación de la pila 3. También se debió a la inadecuada protección del enrocamiento en la base de las pilas, así como a la falta de mantenimiento e inspección de las cimentaciones, tal como se aprecia en la figura 2.21.

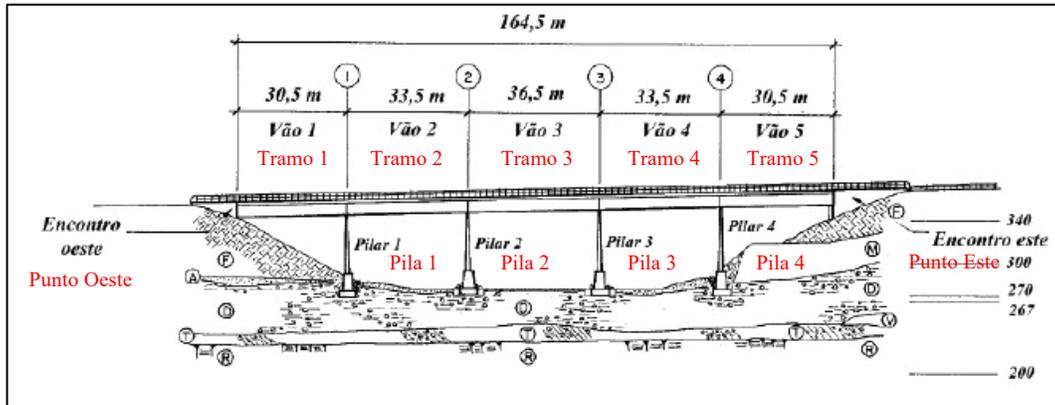


Figura 2.19. Esquema de la estructura del puente Schoharie (Dos Santos, 2008)



Figura 2.20. Caída de la pila 3 y de los tramos adyacentes (Dos Santos, 2008)



Figura 2.21. Desgaste del enrocamiento de la pila 2 del puente Schoharie de 1956 a 1977 (Dos Santos, 2008)

Otro caso similar fue el que se presentó el 1 de abril de 1989, el puente construido en la carretera nacional 51 sobre el río Hatchie, cerca de Covington, Tennessee, en los Estados Unidos de América, sufrió un colapso, causando la muerte de 8 personas. Dicho puente, construido en 1936, tenía una longitud de 1219 m y en 1974 fue construido un segundo puente con 305 m de longitud, dando lugar a una reducción significativa del ancho del río. Cabe mencionar, que el lecho del río Hatchie, en esa zona, está formado por material arcilloso y arenoso, fácilmente erosionable, lo que trajo consigo que la pila 70 situado en el lecho de inundación del río quedara expuesto al flujo, trayendo consigo que se presentara socavación local, resultando perjudicial para la estructura, ya que la combinación de la migración lateral del lecho del río y de la socavación local llevaron al colapso de la pila y a la caída de tres tramos en la parte norte del puente. En la figura 2.22 se presentan las características generales del puente sobre el río Hatchie, en tanto en la figura 2.23 se ilustra el colapso de uno de los tramos de dicho puente.



Figura 2.22. Colapso de uno de los tramos del puente el río Hatchie (www.fhwa.dot.gov)

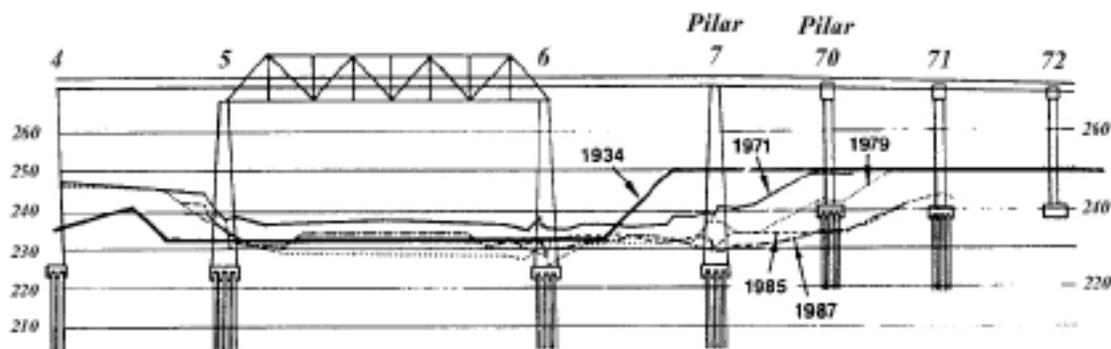


Figura 2.23. Perfil de la parte norte del puente sobre el río Hatchie y perfil de migración de lecho principal a lo largo de años (Dos Santos, 2008)

El Puente Hintze Ribeiro, Portugal, fue otro de los puentes que colapsó por socavación. De acuerdo con Dos Santos (2008), el 4 de marzo de 2001, este puente que se ubicaba sobre el río Duero colapsó, trayendo consigo la muerte de 59 personas. Dicho puente tenía 300 m de longitud, con dos tramos extremos de 25 m, simplemente apoyados y cinco tramos interiores continuos, con 50 m de claro. La zona continua del tablero estaba constituida por dos vigas, con una altura de 4.7 m. El tablero estaba constituido por una losa de concreto que se apoyaba sobre vigas metálicas laterales apoyadas sobre las pilas. En la figura 2.24 se muestra un perfil longitudinal del puente Hintze Ribeiro. Un problema planteado al analizar las causas del colapso fue el estado de conservación de la estructura del puente, debido a que fue construida a finales del siglo XIV; cabe mencionar que no existía alguna obra de protección de cimentación, tal como un enrocamiento. Por lo tanto se puede que las causas del colapso fueron múltiples: mal estado de la estructura, extracción ilegal de arenas del lecho del río Duero por dragas flotantes en las cercanías del puente, y la excepcional crecida del río durante los días previos del mes de marzo de 2001, que favorecieron el colapso del puente como se muestra en la figura 2.25.

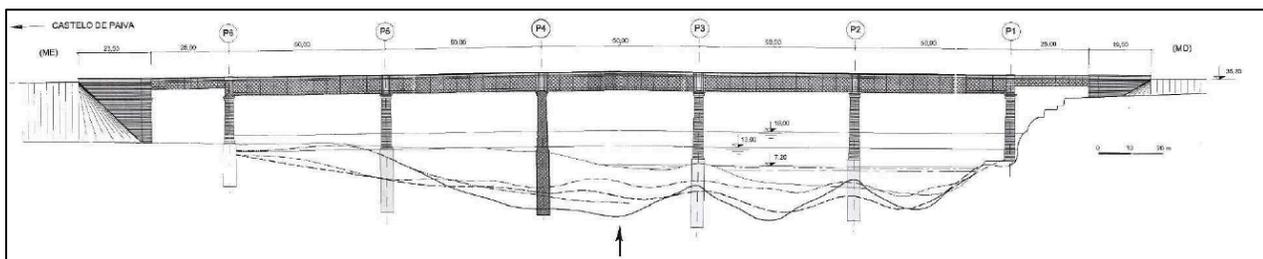


Figura 2.24. Perfil longitudinal del antiguo puente Hintze Ribeiro sobre el río Duero (Dos Santos, 2008)



Figura 2.25. Colapso de la estructura del puente Hintze Ribeiro (www.cinconoticias.com)

De acuerdo con Guerrero (2016), otro caso fue el del puente Banadia, Auraca, Colombia, que tenía una longitud de 72m. Este puente pasaba por un sector de meandros en el río Banadia y colapsó por socavación producida por las crecientes de los años 2004 y 2006. Durante la creciente del 26 de junio de 2004, el puente sufrió su colapso estructural por socavación del apoyo intermedio. Como puede observarse en la figura 2.26, las pilas que sostenían al puente sufrieron un desplazamiento considerable. Posteriormente la creciente del 21 de junio de 2006 arrasó completamente con el terraplén de acceso por la margen izquierda y causó la destrucción total del puente como se observa en la figura 2.27.



Figura 2.26. Desplazamiento de pilas en el puente Banadia en Colombia (Guerrero, 2016)



Figura 2.27. Colapso total del puente Banadia (www.ricuc.cl)



CAPÍTULO 3

CRITERIOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES POR SOCAVACIÓN

3.1 Generalidades

Como se comentó en el capítulo anterior, la socavación en la cimentación de los puentes es la principal causa de la falla en este tipo de obras de infraestructura. En consecuencia, el estudio del efecto de socavación en los puentes exige la revisión de diversas disciplinas de la ingeniería civil, como son: hidrología, hidráulica, geotecnia y estructuras. Lo anterior dificulta, más no imposibilita brindar criterios para el diseño estructural de puentes por socavación.

En este sentido, se dispone de reglamentos como el AASHTO, que solamente mencionan disposiciones generales para analizar los puentes con inundaciones provocadas por tormentas tropicales, sin establecer un procedimiento de diseño explícito por socavación que lleve a los puentes a niveles de seguridad aceptables. De igual forma, en la literatura se cuenta con guías para la evaluación de la socavación en puentes (FHWA, 2012; DTMR, 2013), que están más enfocadas en las áreas de hidrología e hidráulica, por lo que la parte estructural no es considerada. En México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, solamente cuenta con una Norma para Estudios Hidráulicos e Hidrológicos para Puentes (NIT-SCT), sin disponer con requisitos para evaluar el margen de seguridad estructural ante eventuales tránsitos de avenidas extraordinarias.

Por consiguiente, los reglamentos, normas y manuales sobre puentes a nivel nacional en lo que concierne a la parte de tránsito de avenidas extraordinarias y en particular a la socavación, no contemplan a fondo los criterios para revisar la estabilidad estructural, lo cual resulta preocupante, toda vez que la socavación es la principal causa de colapso de puentes.

Por lo tanto, en lo que sigue de este capítulo se comentarán los aspectos esenciales para el diseño estructural de puentes por socavación tales como: estudios preliminares de proyecto necesarios, factores que inciden en la evaluación de la vulnerabilidad estructural, criterios de análisis de la estabilidad estructural y consideraciones para el diseño óptimo de la cimentación.

3.2 Estudios preliminares de proyecto

El conocimiento de las condiciones de socavación se vuelve fundamental, ya que de ellas emanarán los parámetros que regirán el procedimiento de diseño, por lo que, para poder adquirir dicho conocimiento de las condiciones de socavación, se requiere de estudios multidisciplinarios del sitio donde se proyecte el puente siendo los siguientes:



- Estudio geomorfológico.
- Estudio hidrológico e hidráulico.
- Estudio de socavación general y local.

A continuación, se explican de manera general cada uno de ellos.

- **Estudio geomorfológico**

El estudio geomorfológico implica conocer la topografía y la geología del sitio. Primeramente, con el estudio topográfico, es posible establecer el perfil con las elevaciones del terreno del sitio donde se proyectará el puente, así como las características geométricas del cauce que salve el río.

Posteriormente, se debe reunir toda la información geotécnica del sitio donde se localiza el puente, lo cual se obtiene mediante sondeos de exploración a diferentes profundidades, con la intención de conocer la estratigrafía, pudiendo establecer con ello un perfil estratigráfico del sitio con base al perfil topográfico previamente mencionado. Una vez conocida la estratigrafía, pueden determinarse las características y propiedades físico-mecánicas de ésta, que tal y como se abordará más adelante, son fundamentales para el análisis de la socavación y, por ende, para el diseño del puente. (Fernández, 2019)

- **Estudio hidrológico e hidráulico**

Una vez que se cuenta con la información topográfica del terreno, es necesario conocer las características y el comportamiento del cauce del río que atraviese el puente, por lo que es necesario un estudio hidrológico y posterior a él, un estudio hidráulico. Según Rivera y Núñez (2016), dentro del estudio hidrológico los factores más importantes a tomar en cuenta son: precipitación y escurrimiento, derivado de ellos, se hace la estimación del gasto de diseño por ser una de las variables que más influyen en el análisis de socavación y en la elección de la geometría del puente. En el estudio hidrológico deben de analizarse la intensidad de lluvia, el caudal de diseño, pendiente y longitud del cauce, así como el nivel de aguas máximas que se espera en el sitio bajo estudio. Cabe hacer hincapié en que los factores mencionados estarán influenciados directamente por el periodo de retorno del gasto de diseño, mismo que como se verá más adelante, cobrará mayor relevancia en el desarrollo de esta investigación.

Una vez recopilada la información del estudio hidrológico, se debe realizar el estudio hidráulico. La importancia de llevar a cabo estos estudios obedece a que las características hidráulicas del cauce, como la velocidad, estará en función de las características hidrológicas, como son la pendiente, longitud del cauce, el gasto o caudal de diseño, que influirá directamente en el tirante ante el paso de la avenida del cauce. Lo anterior, se reflejará en el área hidráulica necesaria para dicho gasto.

De acuerdo con Rivera y Núñez (2016), la velocidad provoca una degradación del fondo del río y como consecuencia se reduce la capacidad de arrastre del cauce y al colocar una pila en medio de la corriente de un río, se genera consigo un flujo turbulento que provoca la

socavación al pie de las pilas poniendo en riesgo la seguridad de la estructura al quedar descubierta la cimentación tal como se muestra en la figura 3.1.

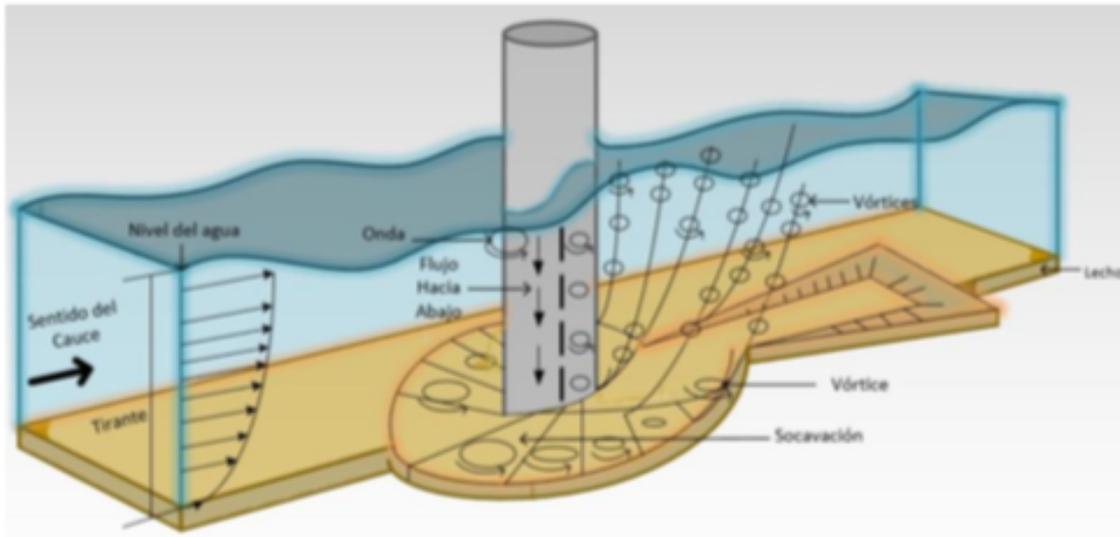


Figura 3.1. Efecto de la socavación por la presencia de la pila (Rivera y Núñez, 2016)

Con respecto al tirante, Rivera y Núñez (2016) mencionan que con base a trabajos experimentales se ha podido observar que la profundidad de socavación aumenta al crecer el tirante del cauce.

Finalmente, el alineamiento de las pilas con respecto a la dirección de la corriente influirá en el empuje hidrodinámico, el cual, se considera un parámetro importante dentro del estudio hidráulico, las diversas geometrías de pilas producen diferentes formas de vórtices dando origen a arrastre y acumulación de sedimentos en diferentes puntos, repercutiendo directamente en el empuje hidrodinámico sobre las pilas en cuestión, que al combinarse con la socavación, el valor de éste se incrementará de acuerdo con la profundidad de la misma.

- **Estudio de socavación general y local**

La socavación general se refiere al descenso del fondo en un río que se produce al presentarse una creciente y es debida al aumento de la capacidad de arrastre del material sólido que adquiere la corriente, tal como se explicó previamente. En tanto, la socavación local se refiere a la degradación del fondo por la presencia de un obstáculo al paso de la corriente, produciendo la remoción del suelo en el lado aguas arriba de dicho obstáculo. (Rivera y Núñez, 2016)

El estudio de las condiciones de socavación tanto general y local dependerá plenamente de los parámetros hidráulicos del cauce y geotécnicos del sitio. Existen diversos criterios en la literatura para estimar la socavación general y local, los cuales serán abordados en el siguiente capítulo.



3.3 Factores que inciden en la evaluación de la vulnerabilidad estructural

La razón de llevar a cabo los estudios preliminares de proyecto es para conocer los factores que intervienen en la socavación y la forma en que éstos inciden en la vulnerabilidad estructural del puente. De acuerdo con Ramón (2015), la vulnerabilidad de una estructura es la susceptibilidad ante una acción externa, en el caso particular de la socavación, implicaría el grado de inestabilidad de la estructura asociado a cierto nivel de daño del puente, de tal forma que conforme mayor sea la socavación, la inestabilidad del puente será mayor y por ende la vulnerabilidad del sistema lo será también.

Al evaluar la vulnerabilidad de puentes por socavación es importante determinar la profundidad de socavación máxima para la avenida que se presente; a una profundidad de socavación mayor, podría estar cerca de la falla del puente. Para conocer la profundidad de socavación, se requiere el análisis de varios factores que se obtienen a través de los estudios preliminares de proyecto. Los factores que deben conocerse se describen a continuación:

- **Factores hidrológicos**

Como se menciona previamente, el resultado que se busca de un estudio hidrológico es el gasto de diseño para una cierta cuenca con base al proceso hidrológico, ya que de éste dependerá el análisis de socavación.

Dentro del análisis hidrológico, los factores que intervienen en el fenómeno de socavación son la precipitación y el escurrimiento. De acuerdo con Ramón (2015), la precipitación se define como la cantidad de agua que cae desde la atmósfera hasta llegar a la superficie terrestre, este factor depende de la variación temporal y la variación espacial. Mientras que, el escurrimiento se define como el agua que circula bajo o sobre la superficie terrestre, y que llega a una corriente de agua para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.

- **Factores hidráulicos**

Los factores hidráulicos para considerar dentro del estudio de la vulnerabilidad de puentes por socavación son: el área hidráulica, el tiempo de concentración, el empuje hidrodinámico y la velocidad de cauce. El factor de la velocidad está dado por las características del río: pendiente, rugosidad y tirante ya que como se vio, la socavación es mayor a medida que el tirante aumenta debido a que a mayor tirante las turbulencias se amplifican, tal como se muestra en la figura 3.2. (Rivera y Núñez, 2016)

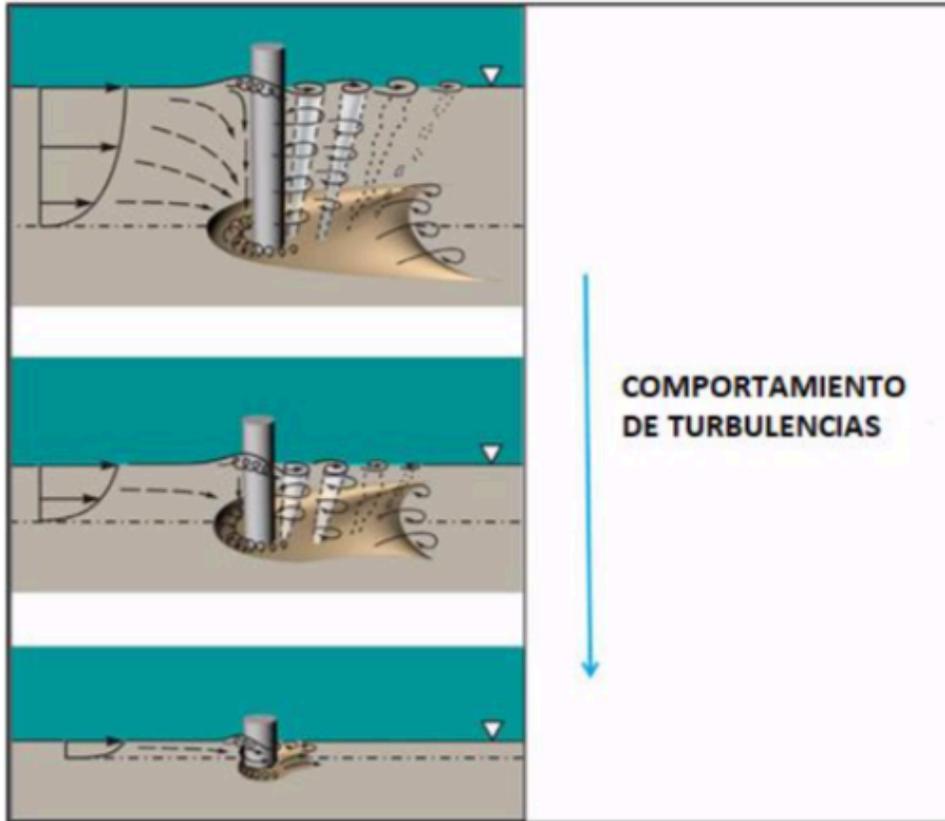


Figura 3.2. Comportamiento de las turbulencias en relación con el tirante del cauce (NCHRP 2011a)

- **Factores geotécnicos**

La geología contribuye a conocer las propiedades mecánicas del suelo en los diferentes apoyos del puente. El análisis granulométrico en los cauces se realiza con dos objetivos: determinación de la rugosidad del cauce asociada a la gradación de los sedimentos presentes en el lecho y la distribución granulométrica del material transportado, ya que los lechos de los ríos pueden ser granulares o cohesivos. Tras una erosión del fondo, un lecho cohesivo se puede restablecer en su fondo original, pero ya no como cohesivo sino como granular. (Ramón, 2015)

- **Factores de socavación**

Como se comentó previamente, el proceso de socavación que experimentan los puentes se puede dividir en dos partes: socavación general y local. La socavación general es debida al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que adquiere la corriente, en una avenida, aumenta la velocidad del agua y, por tanto, la capacidad de arrastre. En la socavación local se produce la remoción del suelo en el lado aguas arriba ante la presencia de la pila. (Juárez y Rodríguez, 2002)



▪ Factores estructurales

Según Sánchez (1997), el análisis estructural de un puente ante los efectos de socavación se deben considerar tres estados de carga que se describen a continuación:

- i. Puente en condiciones normales durante la época de estiaje, donde las fuerzas a considerar son el peso propio, fuerza de viento, empuje de tierras en estribos y subpresión.
- ii. Presencia de la avenida máxima en el cauce, ya que provoca su degradación y por consiguiente arrastre de material, la fuerza adicional a las de inicio es el empuje hidrodinámico del agua el cual depende del ancho de la sección de la pila.
- iii. Estado de colapso, cuando la avenida demanda la mayor sollicitación del cauce, la pila o estribo tiende a perder su estabilidad por el arrastre de material del fondo, por lo que a las fuerzas acumuladas en el estado anterior se agrega la generación de esfuerzos por los asentamientos que sufra la estructura.

También señala que la mayoría de los puentes que fallan por socavación tienen cimentaciones superficiales, además de ser diseñadas como estructuras de gravedad, por lo que es conveniente revisar las condiciones básicas de estabilidad que incluyen: volteo, traslación y esfuerzos admisibles en la cimentación e interacción suelo-estructura. En la figura 3.3 se muestran los parámetros básicos para la revisión de la estabilidad estructural de un puente.

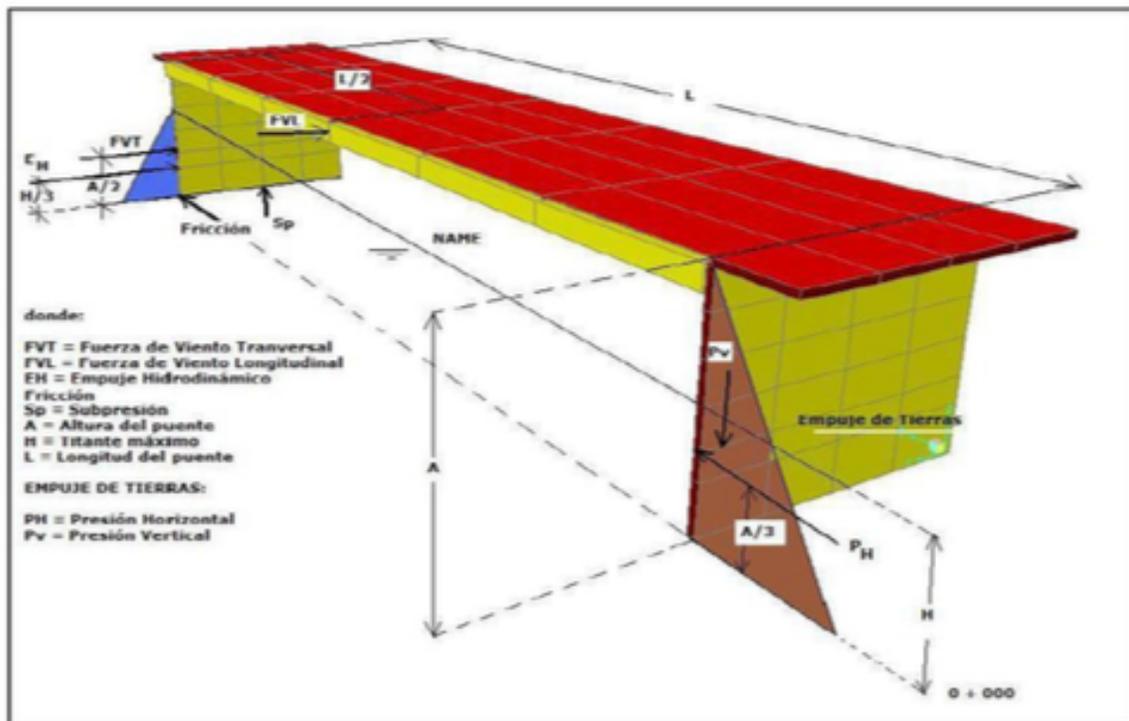


Figura 3.3. Aspectos básicos que inciden en la estabilidad estructural de un puente (Rivera y Núñez, 2016)

Para evaluar la vulnerabilidad estructural por socavación Rivera y Núñez (2016) mencionan que se puede construir una función de vulnerabilidad, que represente el nivel de daño en la estructura ocasionado por los factores previamente revisados, de tal forma, que describa la evolución del comportamiento desde el inicio de daño hasta el colapso de la estructura. Con la integración de los parámetros obtenidos desde los hidrológicos hasta los estructurales, se procede a trazar una curva de vulnerabilidad que está conformada en el eje de las abscisas por la relación tirante-ancho de la pila (y/b) y en el eje de las ordenadas por un índice de daño físico de la estructura (ID). Dicho índice varía de cero a la unidad, que representan el daño nulo y colapso respectivamente, tal como se muestra en la figura 3.4.

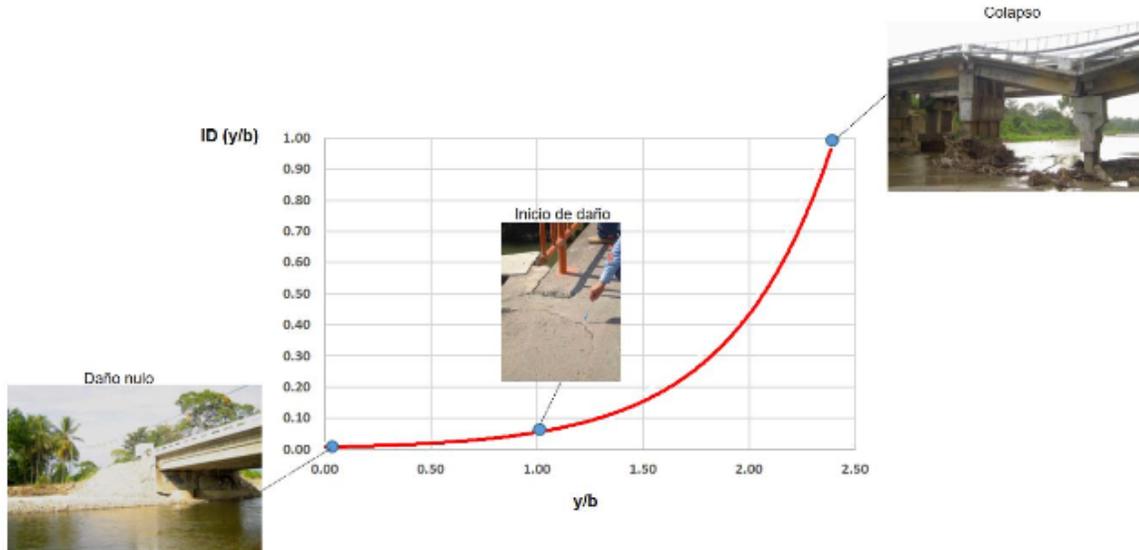


Figura 3.4. Función de vulnerabilidad de puentes por socavación (Rivera y Núñez, 2016)

Para evaluar la vulnerabilidad de los puentes Rivera y Núñez (2016), lo hacen a través del daño que experimentan los puentes por la socavación considerando la revisión de los esfuerzos inducidos en la superestructura con respecto a que si superan la resistencia a tensión del material. Por otra parte, se analiza también si las deformaciones afectan la estabilidad de las traveses apoyadas sobre cabezales, además de que debe vigilarse que los esfuerzos de flexocompresión y las distorsiones de los elementos esbeltos no sobrepasen los valores permisibles.

Para el caso de revisar las distorsiones de elementos esbeltos como los pilotes, Guerrero (2016) comenta que debido a que la investigación acerca del límite de distorsión en puentes es limitada, se pueden emplear las ecuaciones que proponen Rivera y Meli (2008), las cuales para elementos de sección rectangular están dadas por las ecuaciones 3.1 y 3.2.



$$\gamma_y = \frac{1}{3} \phi_y H \quad (3.1)$$

$$\phi_y = 3.75 \frac{\epsilon_y}{h_c} (0.30 + 10.50 p_t - 125 p_t^2) \quad (3.2)$$

donde:

γ_y = *Distorsión de fluencia del elemento*

H = *Altura del pilote*

h_c = *Peralte de la sección*

ϵ_y = *Deformación nominal a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal*

p_t = *Cuantía de refuerzo longitudinal*

3.4 Análisis de la estabilidad estructural

De acuerdo con Fernández (2019), la falla de puentes por socavación tiene su lugar en sus cimentaciones, debido a que la socavación genera pérdida de longitud de empotramiento, lo que trae consigo un aumento en el periodo fundamental de la estructura y un posible entorno de inestabilidad. Por lo anterior, es conveniente revisar criterios básicos de estabilidad, tales como: volteo, traslación, esfuerzos admisibles en la cimentación e interacción suelo-estructura.

Por consiguiente, el concepto de interacción suelo-estructura se considera pertinente para el análisis de la estabilidad estructural de los puentes por socavación, al considerarse que bajo dicho concepto se logra modelar los diferentes estratos de suelo y la variación de sus propiedades por la socavación, además de que se permite incorporar las características de la cimentación, así como de la estructura misma.

Lo anterior, permite conocer las propiedades dinámicas, desplazamientos y elementos mecánicos que tendrá la estructura como respuesta a la socavación ante las modificaciones de las propiedades del suelo por el efecto de la socavación, de tal manera, que se pueda identificar la inestabilidad de la estructura ante la pérdida de empotramiento de la cimentación.

Ahora bien, el análisis de interacción suelo-estructura para considerar la inestabilidad estructural por la socavación, se deben contemplar los siguientes aspectos:

- Características del suelo.
- Consideración de la rigidez equivalente del suelo.
- Análisis de la respuesta conjunta entre la estructura y las rigideces obtenidas apoyándose de herramientas de computo (software de análisis estructural).

El comportamiento inercial que sigue el análisis de subestructura en las consideraciones citadas puede ser representadas mediante un diagrama de cuerpo libre, donde, puede ser analizado de manera sencilla el comportamiento entre el suelo y la estructura bajo el concepto de base flexible. Este concepto indica que tanto el suelo como los elementos estructurales

sufren deformaciones ante la presencia de una fuerza externa sobre la estructura, tal como se muestra en la figura 3.5.

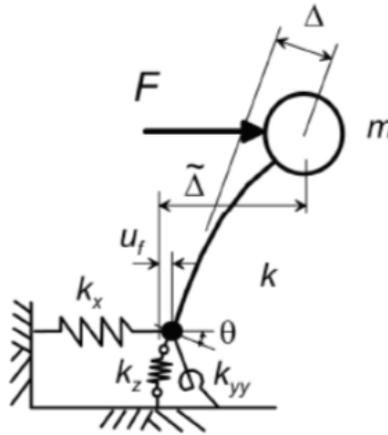


Figura 3.5. Estructura sobre una base flexible (Fernández, 2019)

El diagrama de la figura 3.5 simula un suelo flexible representado con resortes verticales, horizontales y rotacionales. La rigidez del resorte vertical (dirección z) se denomina k_z , el resorte horizontal (dirección x) se denomina k_x y el resorte rotacional se denomina con k_{yy} representando la rotación en el plano x - z (alrededor del eje y - y). Ahora bien, la fuerza F es aplicada en el centroide de la masa m en la dirección x , causando que la estructura tenga una deflexión en la misma dirección de la fuerza provocando a su vez una fuerza cortante causando una deformación horizontal u_f y también por efectos de la fuerza se crea un momento en la base provocando una deformación rotación θ .

Las funciones de impedancia son las rigideces dinámicas de la cimentación rígida sin masa, las cuales se definen como las fuerzas y momentos necesarios para producir desplazamientos y rotaciones armónicos unitarios en la cimentación. De acuerdo con Fernández (2019), la mayor parte de las funciones de impedancia toman como referencia el diagrama de la figura 3.5, dependiendo así de la frecuencia de excitación y modelándose como resortes y amortiguadores equivalentes a las propiedades mecánicas del suelo.

En la actualidad, se dispone de varios métodos que parten de las funciones de impedancia para generar expresiones que a su vez representen la rigidez equivalente del suelo, esto para cimentaciones superficiales (someras) o profundas, de forma circular o rectangular, así como dentro de espacios uniformes, elásticos y viscoelásticos.

De acuerdo con Fernández (2019), algunos de los métodos para calcular la rigidez estática equivalente de cimentaciones superficiales son: Veletsos y Wei (1971), Pais y Kausel (1988), Gazetas (1991), Mylonakis (2006) y el de las NTC-SISMO (2017).

Por otra parte, Fernández (2019) comenta que el factor de empotramiento es un parámetro que afecta a la rigidez estática equivalente del suelo y es función de la profundidad de empotramiento. Al estar involucrada la socavación con la pérdida de empotramiento, es



menester mencionar los criterios que existen para calcular el factor de empotramiento tales como: Elsabee y Morray (1977), Pais y Kausel (1988) y Gazetas (1991).

Por lo tanto, la rigidez equivalente que se utiliza en el sistema estructural con base flexible considerando la pérdida de empotramiento por socavación, queda definida por la siguiente expresión:

$$K_V^0 = \text{Rigidez estática} * \text{Factor de empotramiento} \quad (3.3)$$

A continuación, se describen brevemente los métodos para calcular la rigidez estática equivalente de cimentaciones superficiales, así como para estimar el factor de empotramiento. Para mayor información, se puede consultar el trabajo de Fernández (2019)

El método de Veletsos y Wei (1971) fue desarrollado a principios de los años 70's, considerando 3 modos de vibración. Dicho método es tomado como referencia en las NTC-Sismo (2017), utilizando las mismas expresiones para encontrar la rigidez estática del suelo.

En tanto, el método de Pais y Kausel (1988) es un método de aproximación, es decir, proviene de trabajos experimentales, para estimar la rigidez estática equivalente para cimentaciones superficiales con geometría en planta circular y rectangular.

En lo que se refiere a las expresiones expuestas por Gazetas (1991), cabe comentar que éstas fueron retomadas por Mylonakis (2006), realizando algunas adecuaciones a las expresiones para que fueran sencillas y al igual que el método anterior, éste es un método práctico de aproximación.

En las tablas 3.1, 3.2 y 3.3 se hace un breve resumen de las expresiones derivadas de los métodos anteriormente descritas, tanto para calcular la rigidez estática como su respectivo factor de empotramiento, para las rigideces vertical, horizontal y rotacional, respectivamente.



Tabla 3.1. Funciones para calcular la rigidez equivalente vertical

Rigidez Vertical		
Método	Rigidez estática	Factor de Empotramiento
Veletsos y Wei (1974)	$\frac{4GR_V}{1-\nu}$	$\left(1 + 1.28 \frac{R_V}{H_S}\right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_V}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_V}\right) \frac{\frac{D}{H_S}}{1 - \frac{D}{H_S}}\right]$
Pais y Kausel (1988)	$\frac{GB}{1-\nu} \left[3.10 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.75} + 1.6\right]$	$\left[1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{\frac{L}{B}}\right) \left(\frac{D}{B}\right)^{0.8}\right]$
Gazetas (1991) y Mylonakis (2006)	$\frac{2GL}{1-\nu} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L}\right)^{0.75}\right]$	$K_{z emp} = K_{z sur} \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(1 + 1.3 \frac{B}{L}\right)\right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{4BL}\right)^{2/3}\right]$

Tabla 3.2. Funciones para calcular la rigidez equivalente horizontal

Rigidez Horizontal		
Método	Rigidez estática	Factor de Empotramiento
Veletsos y Wei (1974)	$\frac{8GR_x}{2-\nu}$	$\left(1 + \frac{R_x}{2H_S}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_x}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_S}\right)$
Pais y Kausel (1988)	$\frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 2.4\right]$	$\left[1 + \left(0.3 + \frac{2.34}{1 + \frac{L}{B}}\right) \left(\frac{D}{B}\right)^{0.8}\right]$
Gazetas (1991) y Mylonakis (2006)	$K_x = K_y - \frac{0.2}{0.75 - \nu} GL \left(1 - \frac{B}{L}\right)$	$K_{x emp} = K_{y sur} \left[1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}}\right] \left[1 + 0.52 \left(\frac{Z_w A_w}{B L^2}\right)^{0.4}\right]$

Tabla 3.3. Funciones para calcular la rigidez equivalente rotacional

Rigidez Rotacional		
Método	Rigidez estática	Factor de Empotramiento
Veletsos y Wei (1974)	$\frac{8GR_y^3}{3(1-\nu)}$	$\left(1 + \frac{R_y}{6H_S}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_y}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_S}\right)$
Pais y Kausel (1988)	$\frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B}\right) + 1.6\right]$	$\left[1 + \left(0.3 + \frac{2.34}{1 + \frac{L}{B}}\right) \left(\frac{D}{B}\right)^{0.8}\right]$
Gazetas (1991) y Mylonakis (2006)	$\frac{2GL}{2-\nu} \left[(2 + 2.5 \left(\frac{B}{L}\right)^{0.85}\right]$	$K_{y emp} = K_{x sur} \left[1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}}\right] \left[1 + 0.52 \left(\frac{Z_w A_w}{B L^2}\right)^{0.4}\right]$



Fernández (2019), establece que estos tres métodos para modelar la rigidez estática equivalente del suelo, con su respectivo factor de empotramiento, lleva a resultados casi similares para identificar el entorno de inestabilidad de la estructura del puente, en función de la variación del periodo fundamental de vibración del sistema conforme se incrementa la socavación en su cimentación. Así, para el caso particular del puente que analizó, puente carretero con periodo fundamental de vibración de 0.9 s y con cimentación superficial a base de zapatas, encontró los límites que dan inicio a la inestabilidad estructural del puente y a la falla de este. De esta manera, cuando se tiene una degradación de rigidez equivalente del suelo de 35% con respecto a la inicial, el puente empieza a experimentar el entorno de inestabilidad estructural, con esfuerzos en los elementos estructurales que suponen a la resistencia de los materiales y desplomes cercanos al volteo de la estructura; mientras que la falla del puente se presentó cuando alcanzó un 25% de degradación de rigidez equivalente del suelo y dos veces el periodo fundamental de la estructura, aproximadamente.

En lo que concierne al empuje hidrodinámico sobre las pilas, Fernández (2019) señala que éstas tienden a tener desplazamientos laterales en relación con la base, por lo que se sugiere tomar como distorsión permisible el valor de 0.006; similar a la que recomienda la versión pasada del RCDF (2004).

3.5 Consideraciones para el diseño óptimo de la cimentación

En el trabajo de Vite (2019) se hace una reflexión sobre los aspectos a considerar para el diseño óptimo de la cimentación de los puentes, en el entendido que, para privilegiar la seguridad de la estructura ante el tránsito de avenidas, y, por ende, contra la socavación, se debe procurar el uso de una cimentación profunda, situación que no siempre se presenta en la mayoría de los proyectos de puentes. Por lo anterior, es conveniente analizar la optimización en el diseño de la cimentación a efecto de buscar un equilibrio entre seguridad estructural y costo total.

Para llegar al diseño óptimo de la cimentación de un puente ante una probabilidad de falla por socavación, Vite (2019) describe el proceso que se debe seguir partiendo del concepto de optimización de una función objetivo, como se comenta a continuación.

Primeramente, la optimización parte de la interpretación cuantitativa del índice de daño de la función de vulnerabilidad considerando la fluencia de los pilotes como un estado límite de falla, debido a que la cimentación debe ser la parte más segura de toda estructura.

Vite (2019) obtuvo una curva de vulnerabilidad mostrada en la figura 3.6, construida a partir de los datos que obtuvo para el ejemplo de su investigación; donde se trabajó un puente con cimentación profunda. Mientras que en la tabla 3.4 se muestra una interpretación del índice de daño.

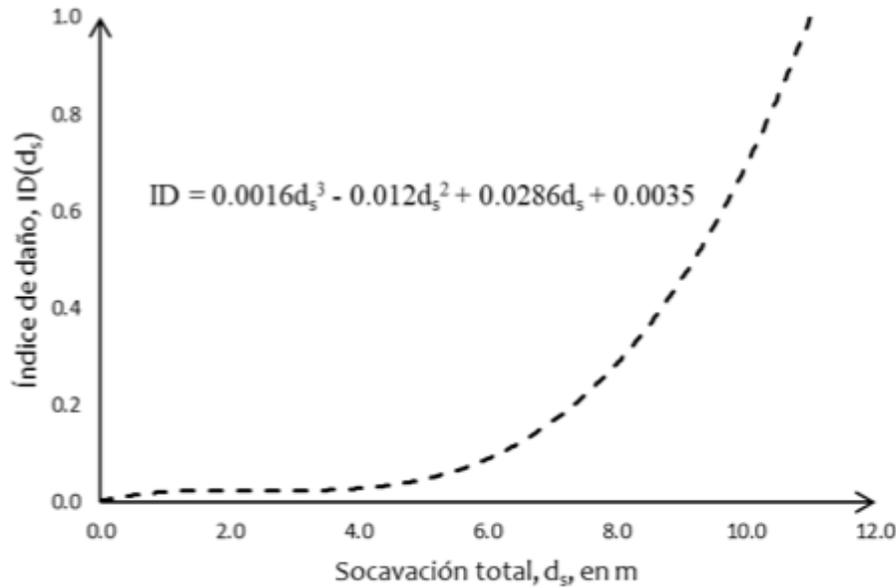


Figura 3.6. Función de vulnerabilidad para puente con cimentación profunda (Vite, 2019)

Tabla 3.4. Interpretación del índice de daño ID, para curva de vulnerabilidad de puente con cimentación profunda (Vite, 2019)

y_s/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

El paso siguiente es expresar la profundidad de socavación (d_s) como función de la profundidad de desplante (S_c), siendo aquí, el inicio del proceso de optimización, tomando en cuenta la profundidad de desplante inicial correspondiente al periodo de retorno mayor y el análisis del costo (C_o) que tendría la construcción del puente, con diferentes profundidades de desplante (S_c). Vite (2019) señala que la relación d_s/S_c , corresponderá a su vez a un cierto índice de daño (ID) y una altura de socavación (d_s), si se toma este último parámetro como la altura a restar al desplante correspondiente al periodo de retorno mayor, con la intención de comenzar a buscar la profundidad de desplante óptima, se obtendrá una profundidad de desplante menor, misma que tendrá un costo (C_o) y un índice de daño (ID).

Al interpretarse el índice de daño (ID) como una probabilidad de falla (P_f), resultaría que quitarle un cierto porcentaje de profundidad al diseño inicial de cimentación, la seguridad estructural podría aumentar su nivel de riesgo. Sin embargo, al tenerse una probabilidad de falla y un costo, puede obtenerse un nuevo parámetro llamado costo por daño en caso de falla

de la cimentación (DP_f), multiplicando el valor del costo (C_o) por su probabilidad de falla o índice de daño ($P_f=ID$), para de esta forma, llegar al costo total de la cimentación (C_T). Dicho costo total, se considera en la función objetivo y depende del valor de la suma de los valores C_o y DP_f . Una vez obtenidos todos los datos, éstos deberán representarse gráficamente, como se ilustra en la figura 3.7.

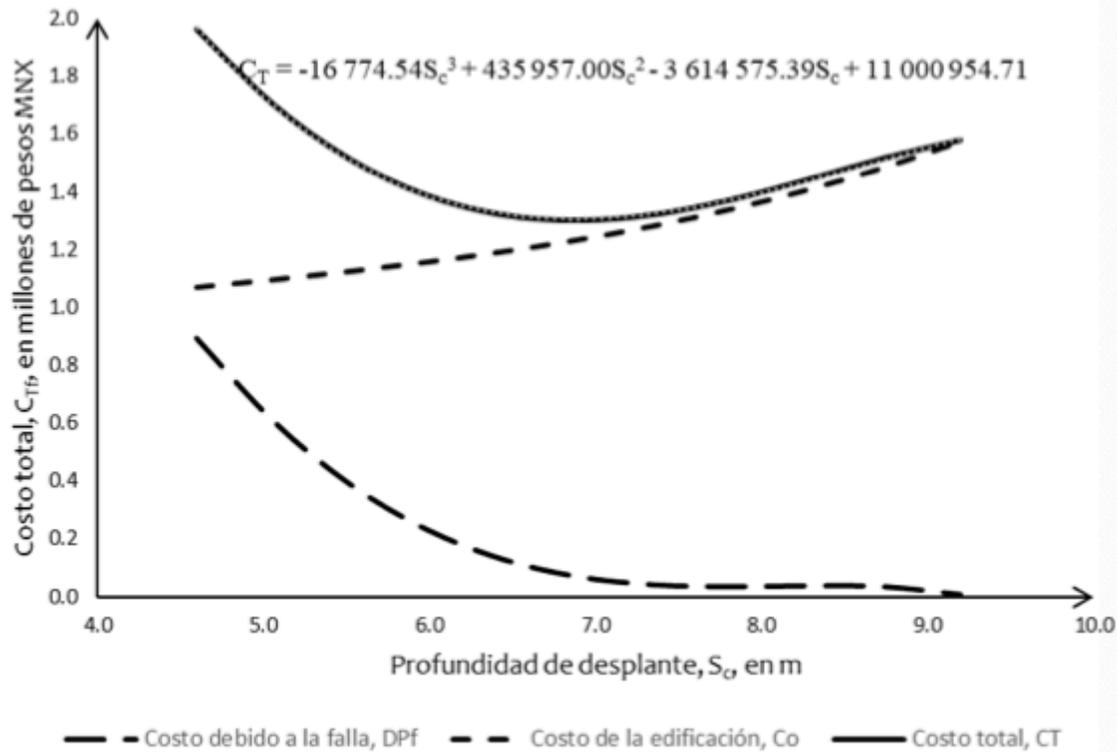


Figura 3.7. Modelo de optimización (Vite, 2019)

Finalmente, se deriva la función objetivo y se deduce el mínimo de la función ($f'(S_c) = 0$) para obtener la profundidad de desplante óptima para el puente por socavación.

Para el estudio particular del puente que analizó Vite (2019), encontró que para un sitio expuesto a constantes inundaciones y en donde los puentes tienen problemas por socavación, para un tránsito de avenidas de 250 años, la profundidad de desplante de la cimentación a base de pilotes se puede considerar un 75% del valor de la socavación total.



CAPÍTULO 4

PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES POR SOCAVACIÓN

4.1 Diseño de puentes por socavación basado en conceptos de desempeño

El diseño basado en desempeño es un enfoque de diseño estructural moderno y eficiente para concebir y evaluar sistemas estructurales complejos, que permite a los diseñadores tener en cuenta de forma sistemática los riesgos tanto naturales como antropogénicos sobre una estructura. Inicialmente formalizado y aplicado dentro de la ingeniería sísmica, la aplicación del diseño basado en desempeño se ha ampliado recientemente para hacer frente a otras situaciones de diseño, tales como escenarios de explosión, incendio y de desastres naturales por viento, tsunamis y huracanes. Dada su versatilidad, el diseño basado en desempeño parece ser una estrategia viable para un diseño más confiable de puentes, debido a que, bajo este enfoque, las estructuras desempeñan un papel fundamental después de los desastres naturales por lo que el nivel de seguridad estructural debe evaluarse rigurosamente. (Petrini y Palmeri, 2012)

Por lo anterior, se está en posibilidad de hacer una propuesta de diseño de puentes por socavación basado en desempeño, dado que la socavación provoca deterioro o daño en la estructura que repercute en los diferentes niveles de operación del puente hasta provocar el colapso de este. En consecuencia, se deben buscar los criterios convenientes para controlar el daño por socavación y garantizar ciertos niveles de desempeño ante diferentes escenarios de tránsito de avenidas.

Por consiguiente, siguiendo un poco el contexto de ingeniería sísmica, el ingeniero estructural debe seleccionar apropiadamente los niveles de desempeño (estados de daño) y cargas sísmicas y que éstas cumplan con los requerimientos para diferentes intensidades de movimiento de terreno, ya que con el conocimiento de las probabilidades de excedencia para diferentes intensidades de movimiento del terreno, el ingeniero puede controlar el riesgo sísmico, es decir, se puede limitar satisfactoriamente la respuesta estructural ante un movimiento específico del terreno, para niveles de desempeño prescritos como se muestra en la figura 4.1.



Nivel de desempeño del sistema

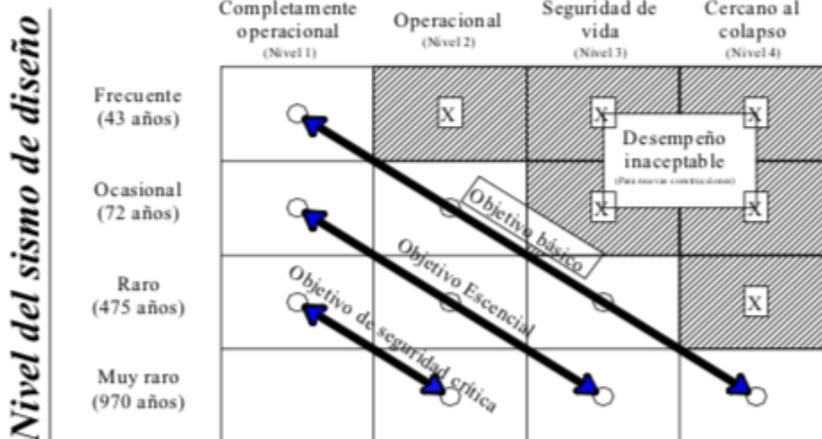


Figura 4.1. Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño (Vision 2000, OES 1995)

La figura 4.1 representa lo que se conoce dentro del enfoque de diseño basado en desempeño como “matriz de desempeño”. Dicha figura fue tomada del documento (Vision 2000, OES 1995) y muestra la relación entre el nivel del sismo de diseño y el nivel de desempeño del sistema para actividad sísmica en California.

Para la propuesta de diseño por socavación se necesita una adecuación de la matriz de desempeño de la figura 4.1. Dado que la ocurrencia de socavación en puentes depende del tránsito de avenida, el parámetro que mejor caracteriza este fenómeno es el gasto. De esta forma se puede establecer que el nivel de ocurrencia esté en función del gasto de diseño asociado a un periodo de retorno. En consecuencia, al aumentar el periodo de retorno, el gasto aumenta y con ello, el tirante y la socavación serán mayores, trayendo consigo el riesgo de daño por socavación en el puente.

Dado que no existe una normativa o manual en nuestro país para establecer un periodo de retorno para fines de diseño por socavación en puentes, es menester revisar trabajos de investigación que recomiendan periodos de retorno para fines de gastos de diseño, uno de esos trabajos es el de Martín (2003), donde se recomienda establecer un periodo de retorno de entre 25 y 50 años para puentes de poca importancia, de 100 años para puentes de media importancia y de 100 a 200 para puentes de alta importancia, Martín (2003) menciona también que periodos de retorno menores a los mencionados deben ser empleados únicamente para el diseño de obras hidráulicas. Otro trabajo donde se recomiendan periodos de retorno para fines de diseño por socavación es el de FHWA (2012) tal como se muestra en la tabla 4.1.



Tabla 4.1. Periodos de retorno mínimos para gastos de diseño (FHWA, 2012)

Periodos de retorno para gastos de diseño		
Diseño de obras hidráulicas	Diseño por socavación	Revisión de diseño por socavación
Q ₁₀	Q ₂₅	Q ₅₀
Q ₂₅	Q ₅₀	Q ₁₀₀
Q ₅₀	Q ₁₀₀	Q ₂₀₀
Q ₁₀₀	Q ₂₀₀	Q ₅₀₀

Por otro lado, se hace necesario llevar a cabo estudios rigurosos sobre los periodos de retorno que propician gastos de avenidas extraordinarias para el diseño de puentes y con ello establecer los niveles de ocurrencia de la matriz de desempeño.

Con el objeto de tener una noción sobre la probabilidad de ocurrencia e intensidades que pueden dar lugar a gastos a tránsitos de avenidas nocivos para diferentes niveles de operación de los puentes, se revisaron algunos estudios que ha desarrollado el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) en torno a fenómenos hidrometeorológicos. Aunque cabe aclarar que se requiere un estudio más profundo que permita caracterizar con modelos probabilísticos gastos de diseño asociados a cada nivel de desempeño a cubrir, lo cual no es objetivo de este trabajo. El CENAPRED ha propuesto mapas de probabilidad de ocurrencia por ciclones tropicales, que pueden ser para establecer la ocurrencia de los fenómenos hidrometeorológicos que propicien gastos con tránsito de avenidas extraordinarias y con ellas, una mayor vulnerabilidad de puentes por socavación. A continuación, se presenta cada uno de éstos, de las figuras 4.2 a 4.8, destacando que se muestra un mapa de acuerdo con las diferentes intensidades de los ciclones tropicales, siendo esta desde depresiones y tormentas tropicales a huracanes de categoría 1 a 5 de acuerdo con la escala Saffir-Simpson.

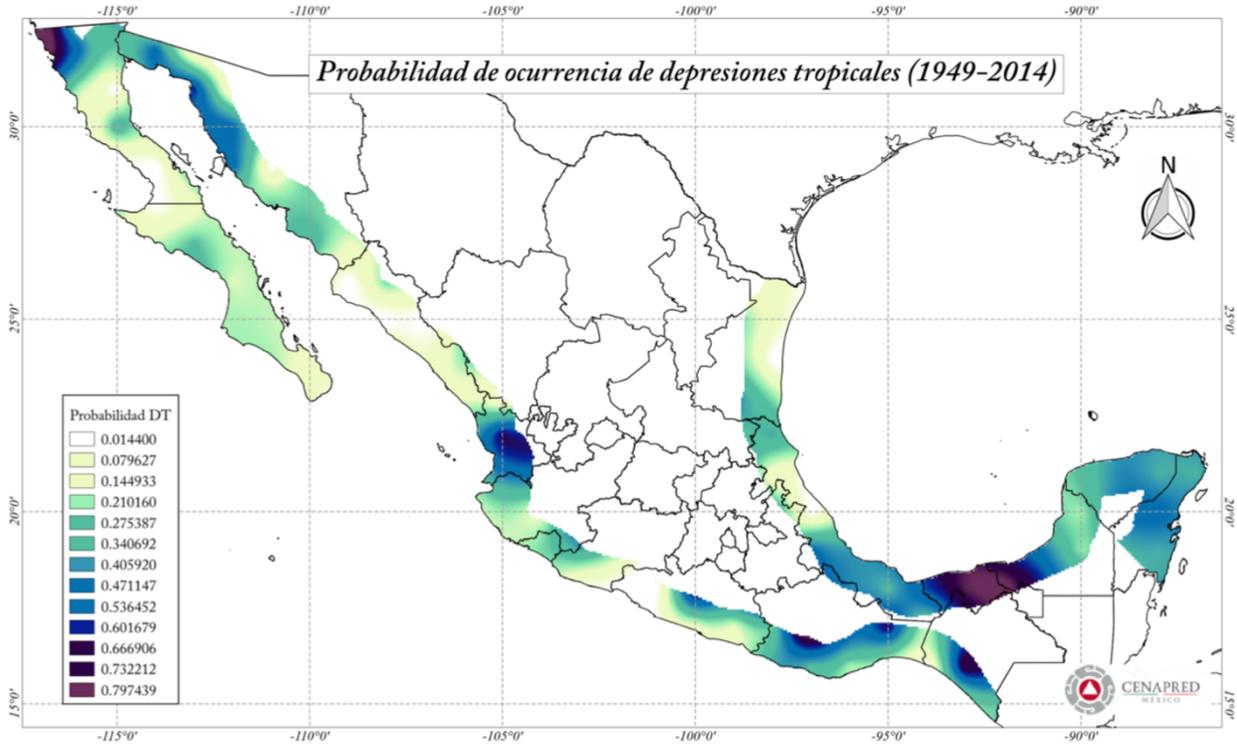


Figura 4.2. Mapa de probabilidad de ocurrencia de depresiones tropicales (CENAPRED, 2016)

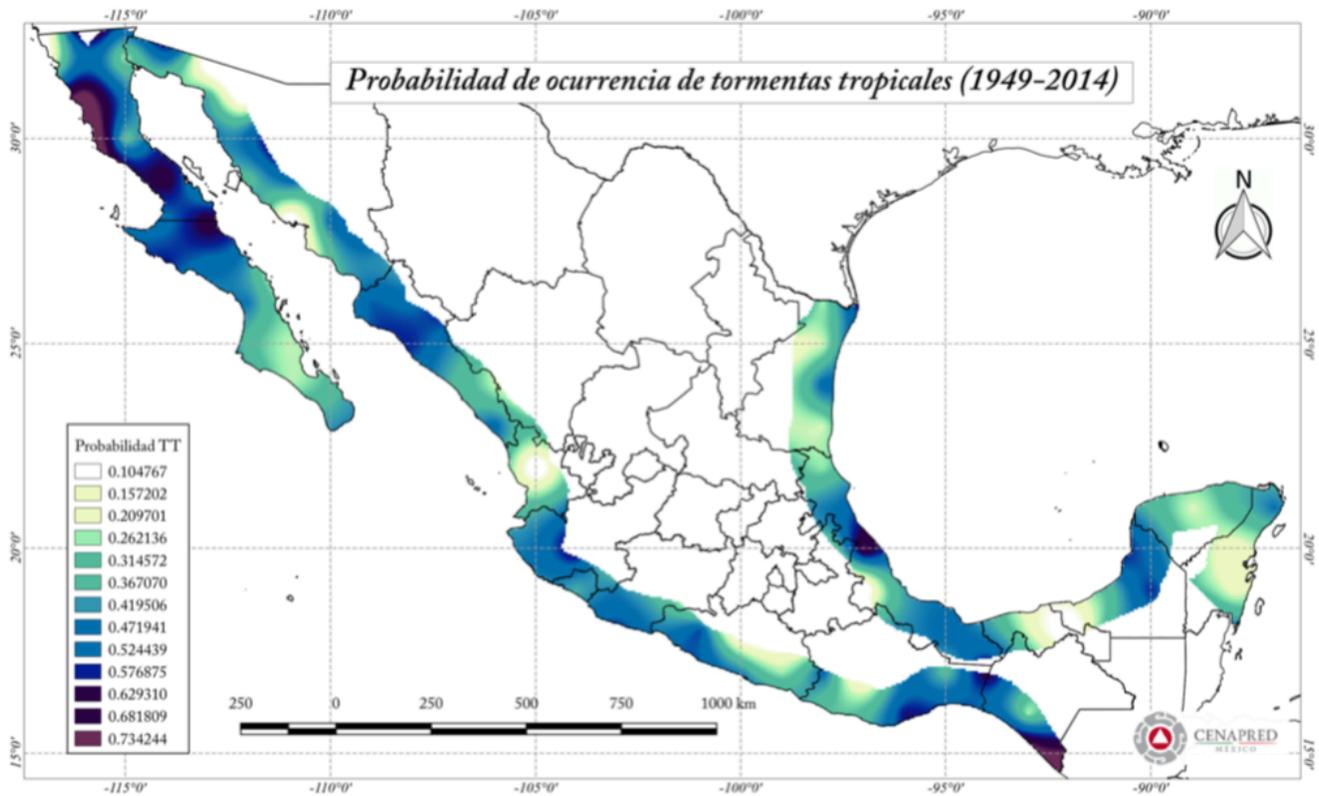


Figura 4.3. Mapa de probabilidad de ocurrencia de tormentas tropicales (CENAPRED, 2016)

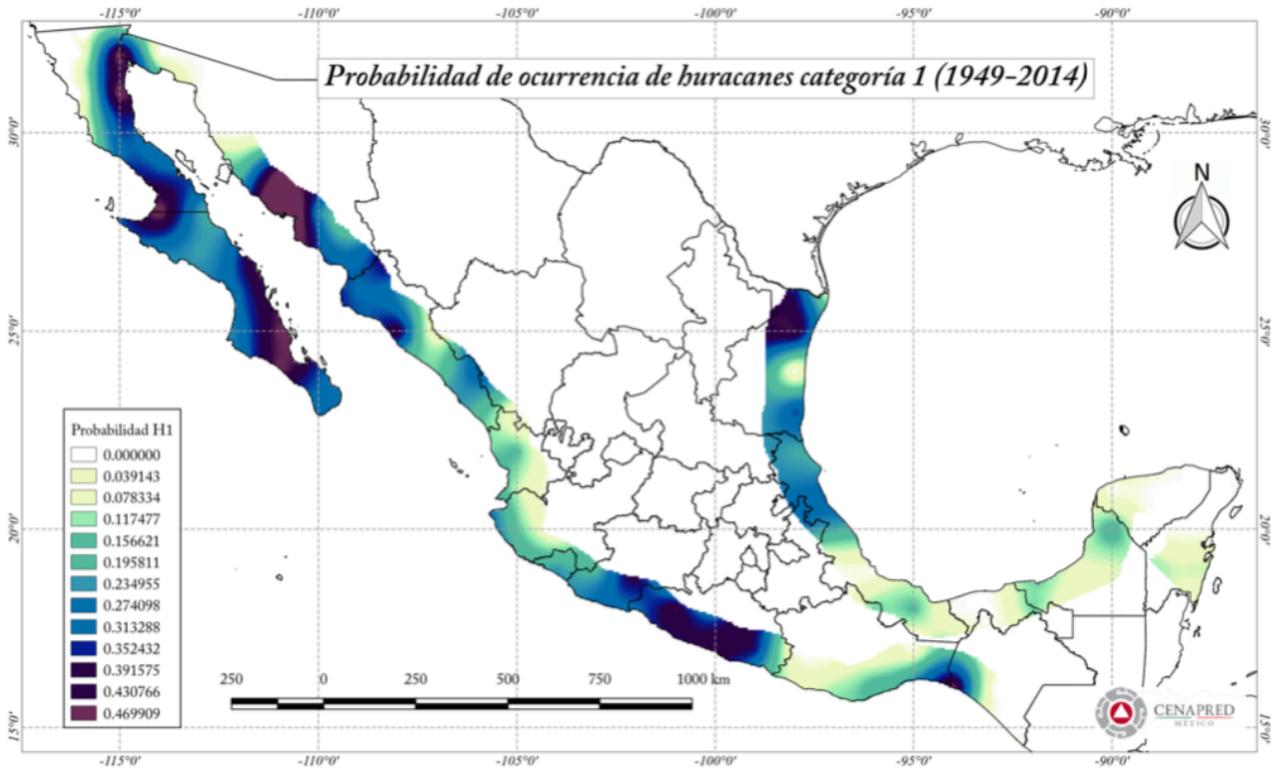


Figura 4.4. Mapa de probabilidad de ocurrencia de huracanes categoría 1 en escala Saffir Simpson (CENAPRED, 2016)

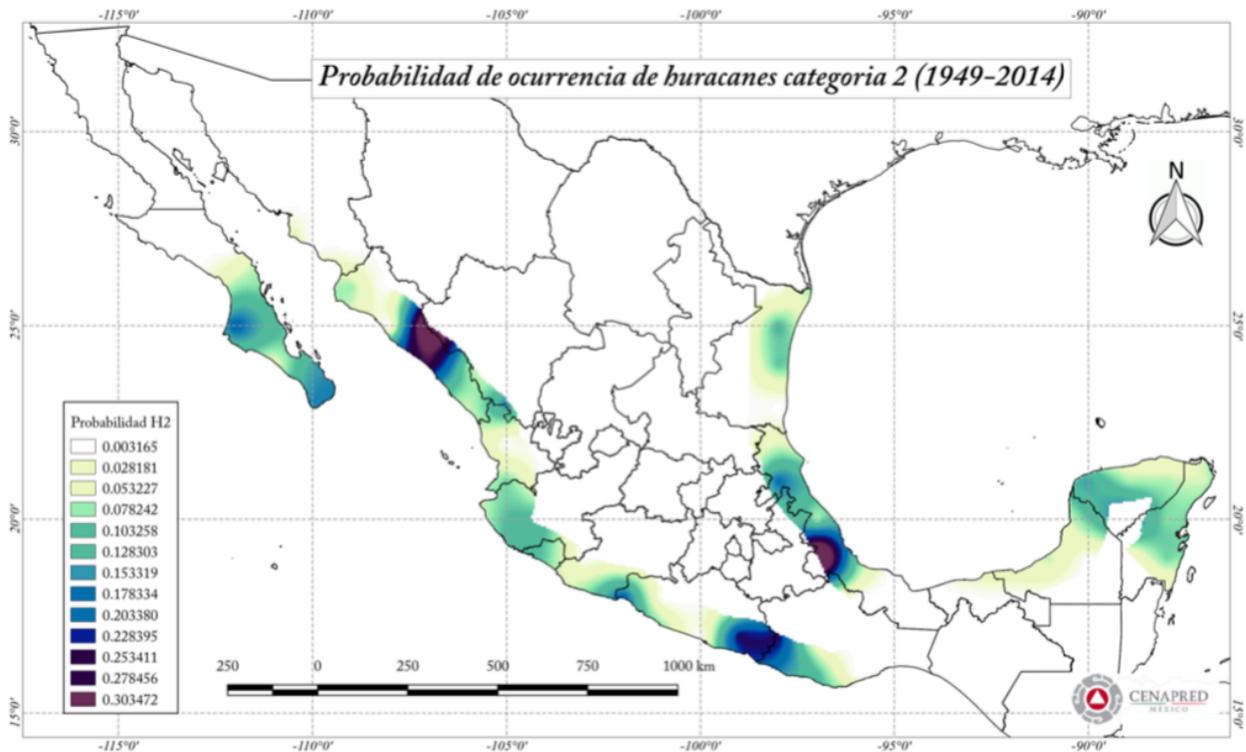


Figura 4.5. Mapa de probabilidad de ocurrencia de huracanes categoría 2 en escala Saffir Simpson (CENAPRED, 2016)

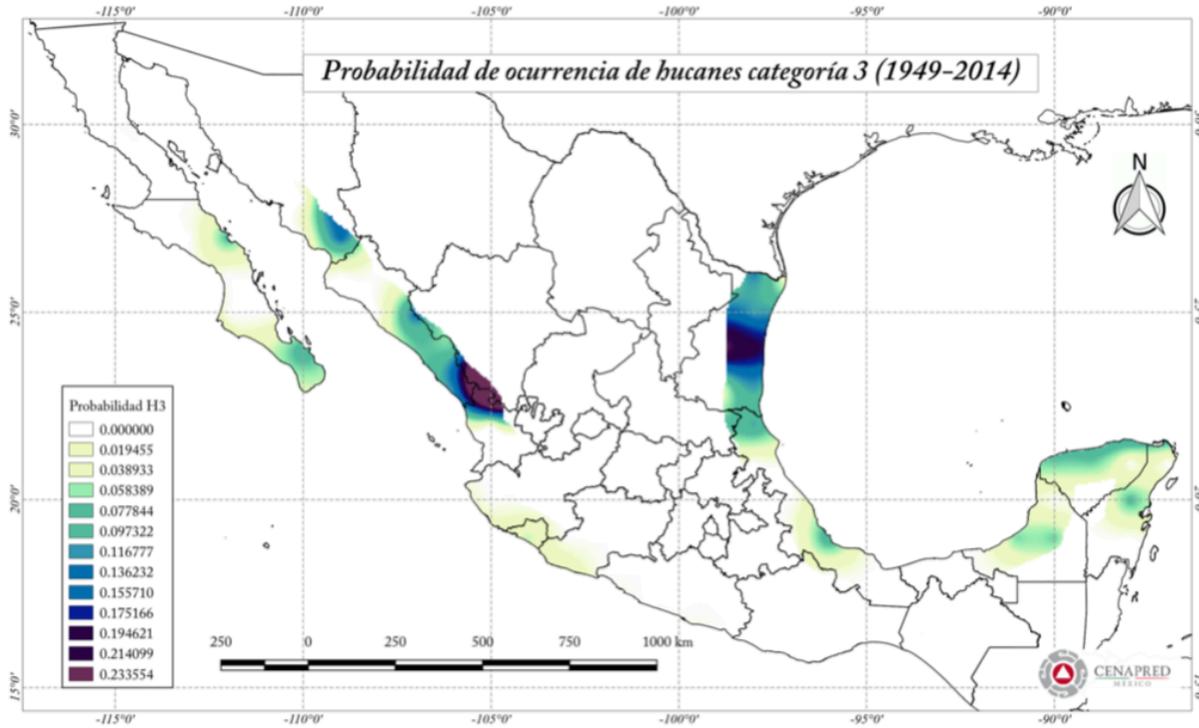


Figura 4.6. Mapa de probabilidad de ocurrencia de huracanes categoría 3 en escala Saffir Simpson (CENAPRED, 2016)

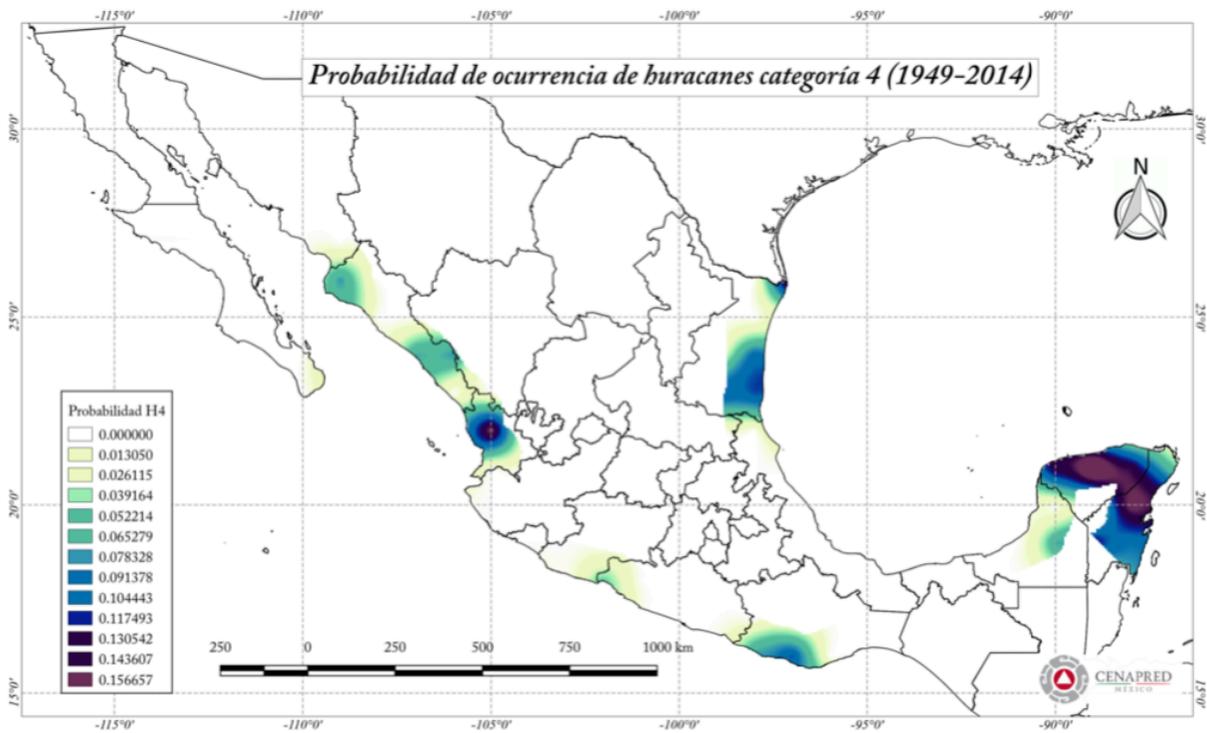


Figura 4.7. Mapa de probabilidad de ocurrencia de huracanes categoría 4 en escala Saffir Simpson (CENAPRED, 2016)

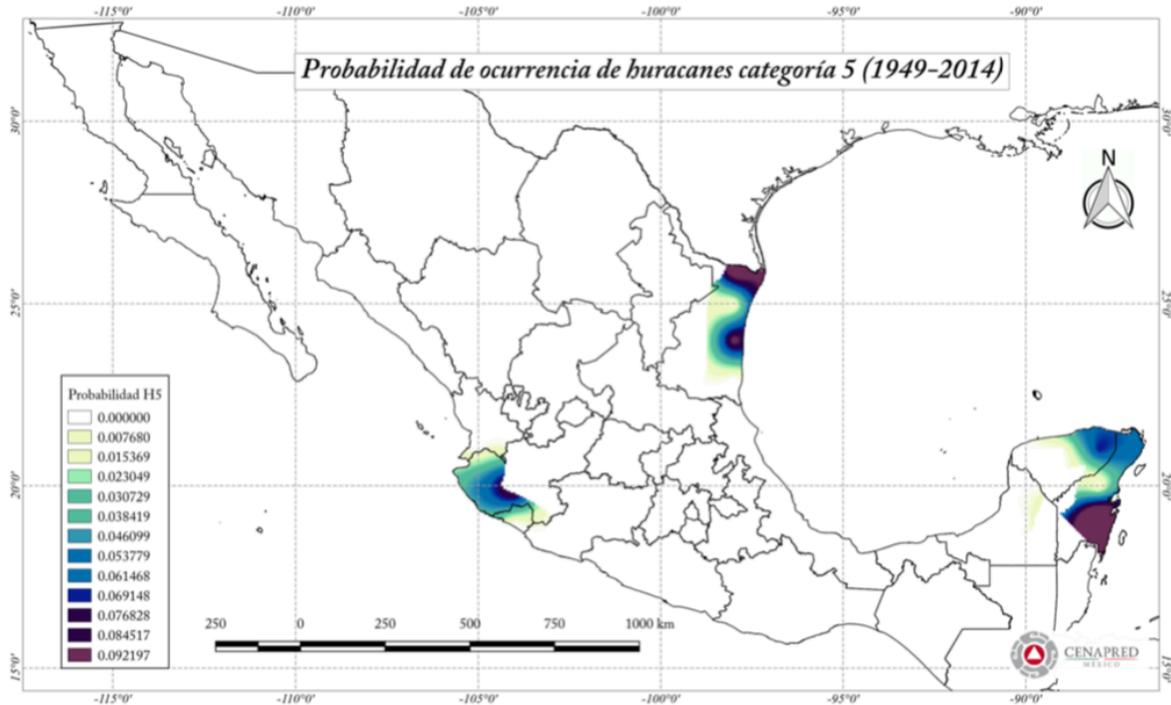


Figura 4.8. Mapa de probabilidad de ocurrencia de huracanes categoría 5 en escala Saffir Simpson (CENAPRED, 2016)

En los mapas de probabilidad de ocurrencia de ciclones tropicales, se aprecia que la probabilidad de ocurrencia disminuye a manera que aumenta la intensidad de estos, pudiéndose apreciar a su vez, que la probabilidad más alta estimada por el informe del CENAPRED (2016) para depresiones tropicales es de 79.74%, mientras que para tormentas tropicales es de 73.42%, 46.99% para huracanes categoría 1, 30.35 % para huracanes categoría 2, 23.36% para huracanes categoría 3, 15.67% para huracanes categoría 4 y de 9.22 % para huracanes categoría 5.

Con base en la información anterior se puede hacer una propuesta de los niveles de ocurrencia de la matriz de desempeño para diseño de puentes por socavación, de tal forma que vaya desde el estado en que la corriente se encuentra en época de estiaje, al estado en que se encontrará después de que acontezcan lluvias de intensidad ligera hasta lluvias generadas por huracanes de categoría 5.

Conforme a que la probabilidad de ocurrencia de depresiones tropicales y huracanes disminuye al aumentarse la intensidad de éstos y dado que la intensidad de lluvia es uno de los parámetros que se utiliza para estimar los gastos de diseño, se concibe que, al tener mayor intensidad de lluvia, la avenida del cauce aumenta y consigo el gasto. Bajo esta consideración, se hizo una propuesta de los niveles de ocurrencia para alimentar a la matriz de desempeño para diseño de puentes por socavación, como se muestra en la tabla 4.2



Tabla 4.2. Niveles de ocurrencia propuestos para la matriz de desempeño para diseño de puentes por socavación.

Nivel de Ocurrencia	Descripción
Frecuente	Corriente convencional durante época de estiaje y por lluvias de intensidad ligera a moderada ($i < 60$ mm/h) (CENAPRED, 2003)
Ocasional	Inundaciones por lluvias de fuerte intensidad, así como lluvias de depresiones, tormentas tropicales y huracanes de categoría 1 ($i > 60$ mm/h) (CENAPRED, 2003)
Raro	Inundaciones por lluvias de huracanes de categoría 2 y 3.
Muy raro	Inundaciones por lluvias de huracanes de categoría 4 y 5.

Para establecer la relación entre los niveles de ocurrencia y los periodos de retorno asociados al gasto de diseño, se tomaron como base los periodos de retorno para revisión de diseño por socavación de la FHWA (2012) citados en la tabla 4.1.

Para el nivel de ocurrencia “frecuente” se propone un periodo de retorno máximo de 50 años ($Q_{Tr < 50}$), ya que en él se consideran corrientes asociadas a las de época de estiaje, mismas que se asocian al diseño de obras hidráulicas, las cuales de acuerdo con Martin (2003) y FHWA (2012), sugieren diseñarse con periodos de retorno menores a dicho valor.

En el nivel “ocasional” y dado que en él se consideran lluvias de alta probabilidad (mayores al 50%), se proponen periodos de retorno de 50 a 100 años ($Q_{Tr=50-100}$).

Para el nivel “raro” y puesto que en él se consideran lluvias de baja probabilidad (menores al 40%), se proponen periodos de retorno de 100 a 200 años ($Q_{Tr=100-200}$).

Finalmente, debido a que en el nivel “muy raro” se consideran lluvias de muy baja probabilidad (menores al 20%), se proponen periodos de retorno mayores a 200 años ($Q_{Tr > 200}$).

Para la clasificación de puentes, se considerarán dos tipos de puentes, los cuales serán catalogados de acuerdo con su importancia. Dicha importancia se hizo con base a lo establecido en el documento N·PRY·CAR·6·01·004/01 de la Norma para la Infraestructura del Transporte correspondiente a Carreteras, elaborada por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y el Instituto Mexicano del Transporte (IMT), adecuando lo establecido en dicha Normatividad con lo establecido en el Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras 2018, en donde, los puentes según su importancia pueden ser clasificados como se señala a continuación:



Tipo A: (Tipo I)

Puentes ubicados sobre carreteras tipo ET, A, y B.

Tipo B: (Tipo II)

Puentes ubicados sobre carreteras tipo C, D y E.

Definiéndose a continuacin cada tipo de carretera:

Carretera tipo ET

Son aquellas carreteras cuyas caractersticas geomtricas y estructurales permiten la operacin de todos los vehculos autorizados con las mximas dimensiones, capacidad y peso, as como de otros que por inters general autorice la SCT, siendo as que su trnsito se confine a este tipo de caminos. (N·PRY·CAR·6·01·004/01)

Carretera tipo A

Son aquellas carreteras que por sus caractersticas geomtricas y estructurales permiten la operacin de todos los vehculos autorizados con las mximas dimensiones, capacidad y peso, excepto aquellos que por sus dimensiones y peso solo se permitan en las carreteras tipo ET. (N·PRY·CAR·6·01·004/01)

Carretera tipo B

Son aquellas carreteras que conforman la red primaria y que atendiendo a sus caractersticas geomtricas y estructurales prestan un servicio de comunicacin interestatal, adem s de vincular el trnsito. (N·PRY·CAR·6·01·004/01)

Carretera tipo C

Red secundaria; son carreteras que atendiendo a sus caractersticas prestan su servicio dentro del mbito estatal con longitudes medias, estableciendo conexiones con la red primaria. (N·PRY·CAR·6·01·004/01)

Carretera tipo D

Red alimentadora, son carreteras que atendiendo a sus caractersticas geomtricas y estructurales principalmente presta servicio dentro del mbito municipal con longitudes relativamente cortas, estableciendo conexiones con la red secundaria. (SCT, 2018)

Carretera tipo E

Son carreteras que conforman la red rural. (SCT, 2018)



Ahora bien, la definición de los niveles de desempeño para cada tipo de puente se presenta en las tablas 4.3 y 4.4.

Tabla 4.3. Definición de los niveles de desempeño, Puentes tipo A

Nivel de desempeño	Daño	Desempeño	Descripción
I	Nulo	Operación completa	Se mantiene en funcionamiento durante y después de la presencia de huracanes con categoría de hasta 2 y 3
II	Ligero	Ocupación inmediata	Se presentan afectaciones mínimas que pueden dar lugar a la suspensión parcial y/o temporal del servicio ante la ocurrencia de huracanes de categoría 4 y 5.

Tabla 4.4. Definición de los niveles de desempeño, Puentes tipo B

Nivel de desempeño	Daño	Desempeño	Descripción
I	Nulo	Operación completa	Se mantiene en funcionamiento durante y después de la ocurrencia de lluvias intensas, depresiones y tormentas tropicales, así como huracanes categoría 1.
II	Ligero	Ocupación inmediata	Se presentan afectaciones mínimas que pueden dar lugar a la suspensión parcial y/o temporal del servicio ante la ocurrencia de huracanes de categoría 2 y 3.
III	Moderado	Seguridad de vida	Se presentan algunas grietas en la superestructura sin poner en riesgo la seguridad de los usuarios, ante la presencia de huracanes de categoría 4 y 5.

Lo presentado en las tablas 4.3 y 4.4 pueden definirse a su vez como los objetivos de diseño por socavación para puentes tipo A y tipo B, respectivamente. Dichos objetivos pueden revisarse mediante el análisis estructural con relación a los desplazamientos y/o las distorsiones de los elementos estructurales, verificando a su vez que no sobrepasen valores permisibles.

Una vez descritos los niveles de ocurrencia y los niveles de desempeño para cada tipo de puente, se presenta una propuesta de matriz de desempeño para diseño de puentes por socavación, tal como se muestra en la figura 4.9.



Nivel de desempeño / Nivel de Ocurrencia	Operación Completa	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso
$Q_{Tr} < 50$ (frecuente)	●	○	○	○
$Q_{Tr}=50-100$ (ocasional)	●	●	○	○
$Q_{Tr}=100-200$ (raro)	●	●	●	○
$Q_{Tr} > 200$ (muy raro)	●	●	●	●

Puentes Tipo A Puentes Tipo B

Figura 4.9. Matriz de desempeño propuesta para diseño de puentes por socavación

4.2 Descripción del procedimiento de diseño

La propuesta de procedimiento de diseño estructural de puentes por socavación puede sintetizarse en un diagrama de flujo, mismo que se muestra en la figura 4.10. En dicho diagrama están integrados los criterios básicos de diseño, comentados en el capítulo tres, como son los estudios preliminares de proyecto, factores que inciden en la evaluación de la vulnerabilidad estructural, análisis de la estabilidad estructural y diseño óptimo de la cimentación. De igual forma se contemplan los conceptos basados en desempeño, armonizado con el resto del procedimiento.

Tomando como referencia el citado diagrama de flujo, en lo que sigue, se hará una descripción de los pasos a seguir en el procedimiento de diseño propuesto.

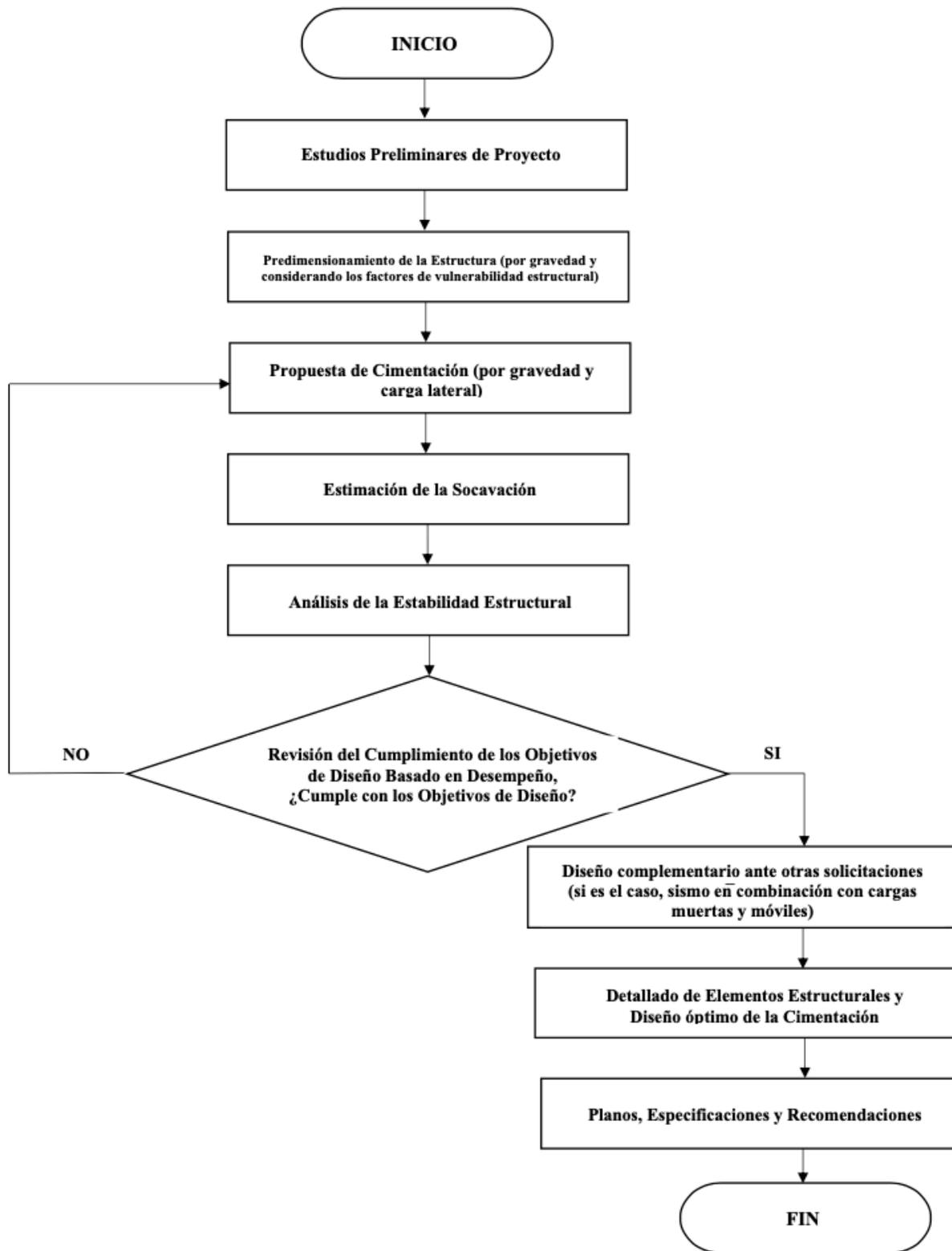


Figura 4.10. Procedimiento de Diseño Estructural de Puentes por Socavación



4.2.1 Estudios Preliminares de Proyecto

Para estimar el grado de socavación que podrá experimentar la cimentación del puente durante su vida útil, se vuelve fundamental el estudio de las condiciones geomorfológicas, hidrológicas e hidráulicas del sitio.

Con los estudios topográficos, se establece el perfil con las elevaciones del terreno y del cauce. Mientras que con los estudios geotécnicos se debe reunir toda la información del sitio donde se localizará el puente, misma que deberá obtenerse mediante sondeos de exploración a diferentes profundidades, con la intención de conocer la estratigrafía. Una vez que se conoce la estratigrafía, deberán determinarse las características y propiedades físico-mecánicas de ésta. Los parámetros que deberán conocerse con base a las características y propiedades para cada uno de los estratos son las siguientes:

- Clasificación y descripción del depósito o tipo de suelo del que esté formado
- Peso volumétrico (γ)
- Cohesión (c)
- Angulo de fricción (ϕ)
- Módulo de elasticidad (E)
- Relación de Poisson (ν)
- Resistencia a la penetración estándar, expresado en número de golpes (N)

Dentro del estudio hidrológico debe de hacerse énfasis en la estimación del gasto de diseño (Q) asociado a diferentes periodos de retorno para poder relacionar la matriz de desempeño propuesta en la figura 4.9.

Una vez estimado el gasto de diseño, se deberán llevar a cabo los estudios hidráulicos, mismos que tendrán el objetivo de conocer los siguientes parámetros:

- Tirante (y)
- Área hidráulica (A_h)
- Empuje hidrodinámico (E_h)

4.2.2 Predimensionamiento de la Estructura

El predimensionamiento de la estructura para la sollicitación por socavación puede hacerse por carga gravitacional de los elementos estructurales y por carga móvil de los vehículos que transitarán por el puente. De igual forma, tomando en cuenta los factores que inciden en la vulnerabilidad estructural por socavación deberá definirse la altura y largo del puente con base en los estudios preliminares descritos en el paso anterior, cuidando que el largo del puente salve el claro del cauce y que la altura sea mayor al tirante (y).



4.2.3 Propuesta de Cimentación

La propuesta de cimentación se hace con base a la magnitud de la carga gravitacional que vaya a recibir, así como por la carga lateral, pudiendo definir de manera preliminar la profundidad de cimentación. En la propuesta de cimentación deben definirse las características geométricas y la profundidad de desplante, ya que son parámetros fundamentales para definir los resortes equivalentes del suelo que se aplicarán al modelo del puente para el análisis de estabilidad estructural.

4.2.4 Estimación de la Socavación

De acuerdo con el trabajo de Rivera y Núñez (2016), existen diversas metodologías para la estimación tanto de la socavación general como de la socavación local tomando en cuenta la información hidrológica, hidráulica y geotécnica.

Estimación de la Socavación General

Maza y García (1987) realizaron un trabajo que simplifica el método de Lischtvan-Levediev, considerando que la velocidad de corriente (V_r) se puede obtener con la siguiente expresión:

$$V_r = \frac{\alpha H^{1.66}}{H_s} \quad (4.1)$$

donde:

$$\alpha = \frac{Q_T}{H_m^{5/3} B_e \mu} \quad (4.2)$$

$$\mu = 1 - 0.387 \frac{V_m}{L} \quad (4.3)$$

En las expresiones anteriores H es la altura original de tirante, H_s representa la altura de tirante con una profundidad máxima de socavación, H_m es el tirante promedio, B_e se refiere al ancho efectivo del cauce en la sección transversal y μ es un coeficiente de contracción que se evalúa en función de la velocidad media en la sección, V_m (m/s), y la longitud libre entre pilas, L (m). Una vez empleadas las expresiones anteriores se procede a estimar la socavación general (H_s) con la siguiente expresión:



$$H_s = \left[\frac{5780 H^{1.66}}{\beta \gamma_d^{1.18}} \right] \left(\frac{\gamma_d^{0.75}}{66.28 + \gamma_d^{0.75}} \right) \quad (4.4)$$

donde:

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 L_n(T_r) \quad (4.5)$$

siendo, γ_d peso volumétrico seco del suelo y β representa la probabilidad anual de que se presente el gasto de diseño por lo que está en función del periodo de retorno, T_r (años).

Estimación de la Socavación Local

Maza y Sánchez (1968) desarrollaron criterios de evaluación tomando como referencia las condiciones hidrológicas que predominan en el país, mejorando el cálculo de la socavación local con respecto a las ecuaciones desarrolladas en otros métodos, siendo esta la razón por la que se opta por este método para la estimación de la socavación local. El método de Maza y Sánchez establece una diferencia entre la socavación de las pilas que están alineadas a la corriente del río y de las pilas que generan un ángulo con respecto a la corriente.

Para la estimación de la socavación local se desarrollaron gráficas relacionadas con la geometría de las pilas; rectangulares, redondeadas y circulares. En el eje de las abscisas se tiene el número de Froude modificado por esviamiento, y en las ordenadas se tiene la relación de forma que existe entre el tirante total contra el ancho de la pila, por lo que se presentan curvas para distintos valores de tirante inicial contra proyección de la pila, en dirección normal a la corriente; al restar el tirante total menos el tirante inicial, es posible conocer la profundidad de la socavación local (d_s).

En las figuras 4.11, 4.12 y 4.13 se muestran las gráficas empleadas para la estimación de la socavación local por este método para cada tipo de geometría de pila.

Por lo tanto, el nivel de socavación total se obtiene sumando lo obtenido de la socavación general y en la socavación local.

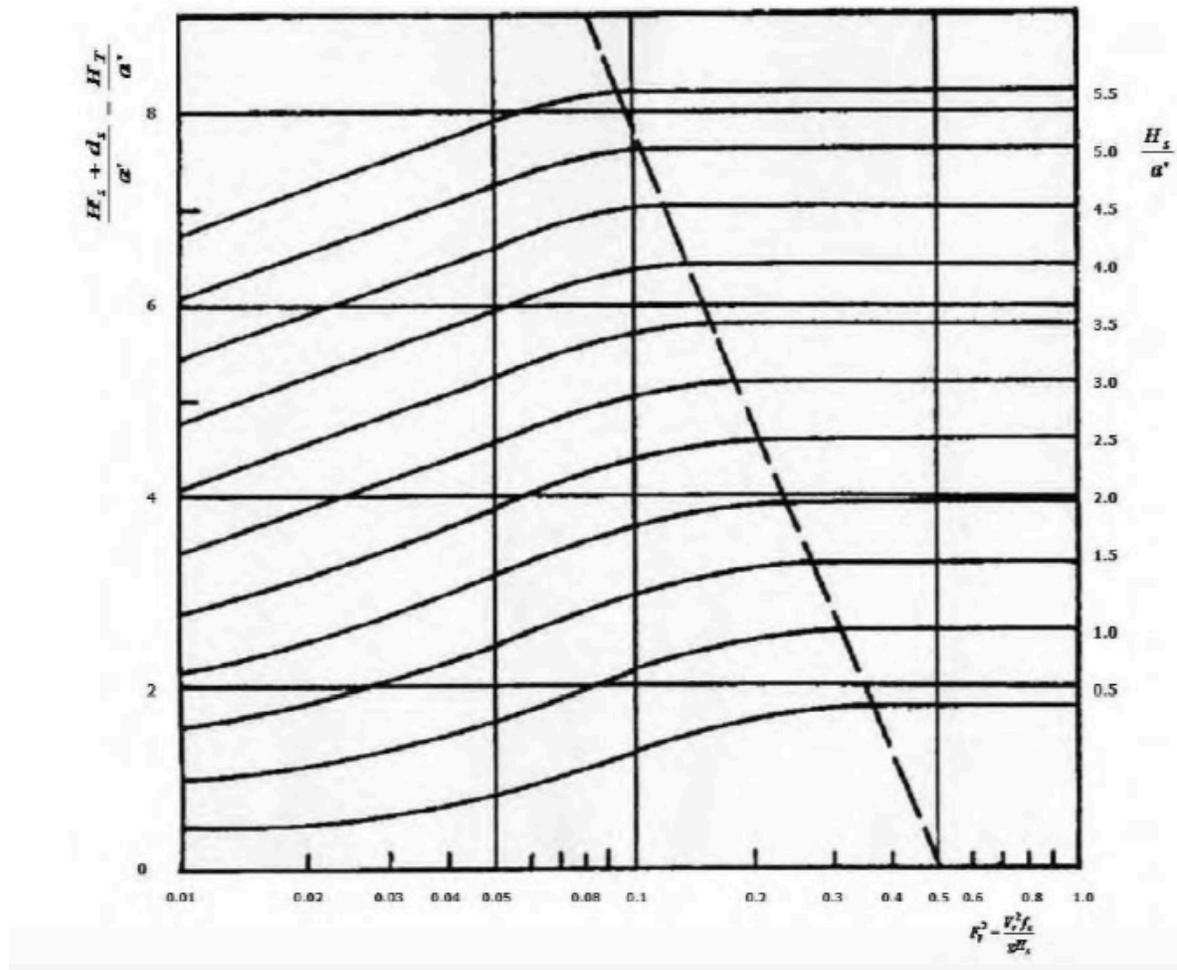
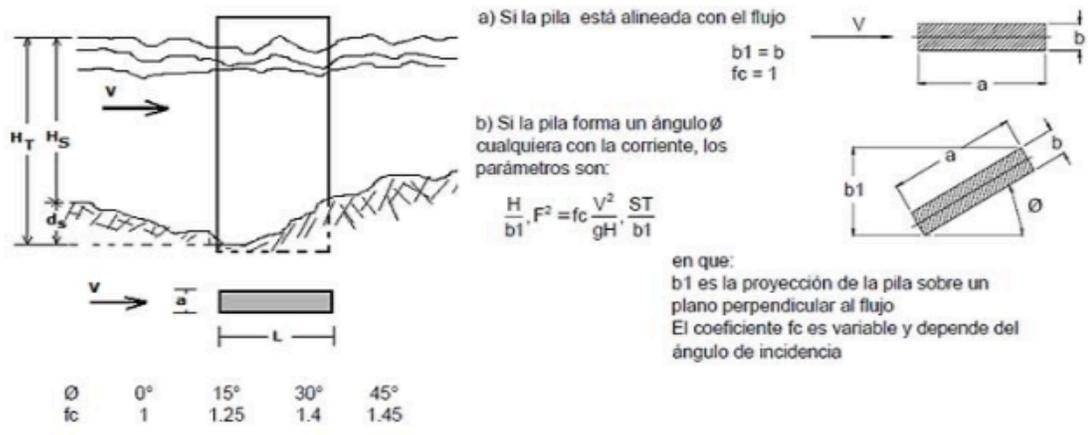


Figura 4.11. Método de Maza y Sánchez (1968). Evaluación de socavación local en pilas rectangulares.

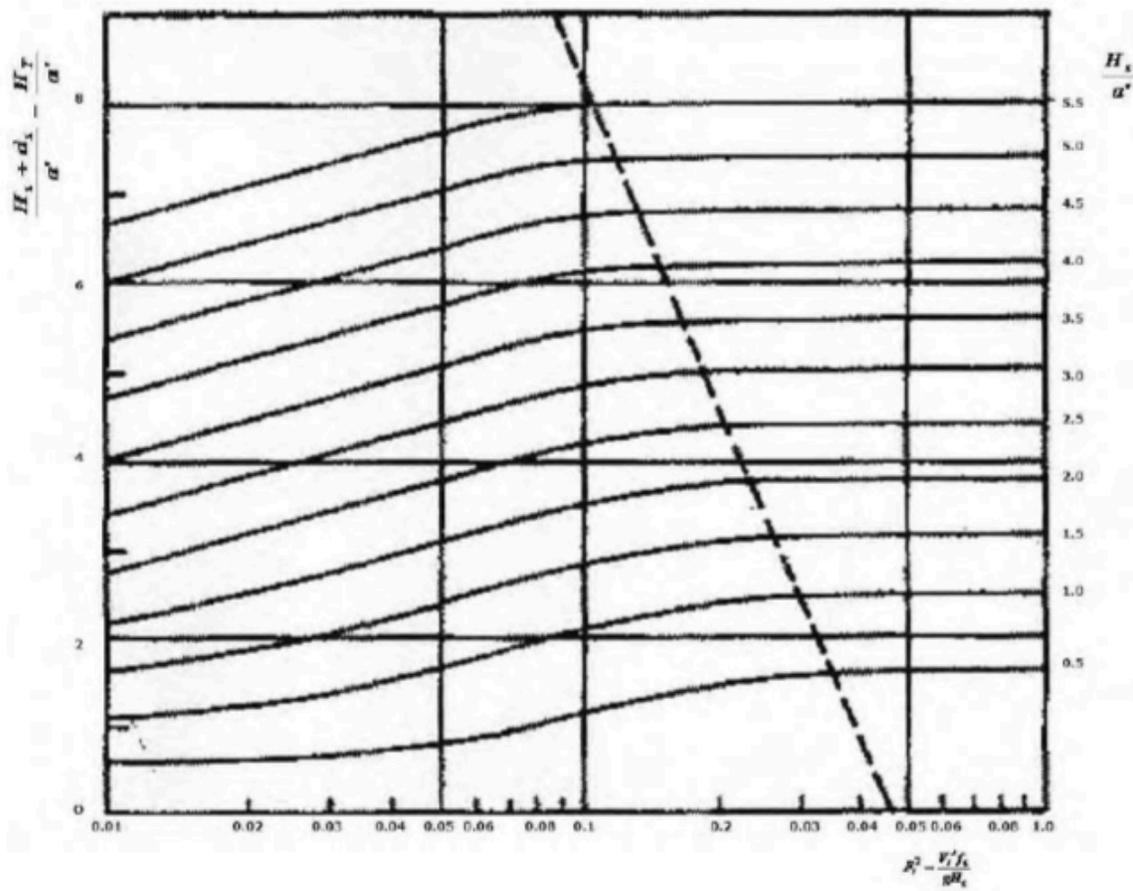
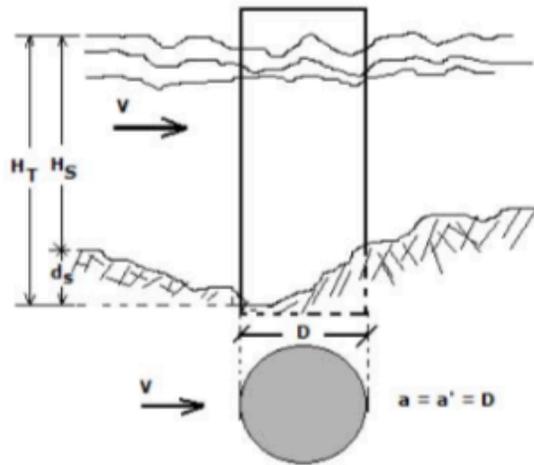


Figura 4.12. Método de Maza y Sánchez (1968). Evaluación de socavación local en pilas circulares.

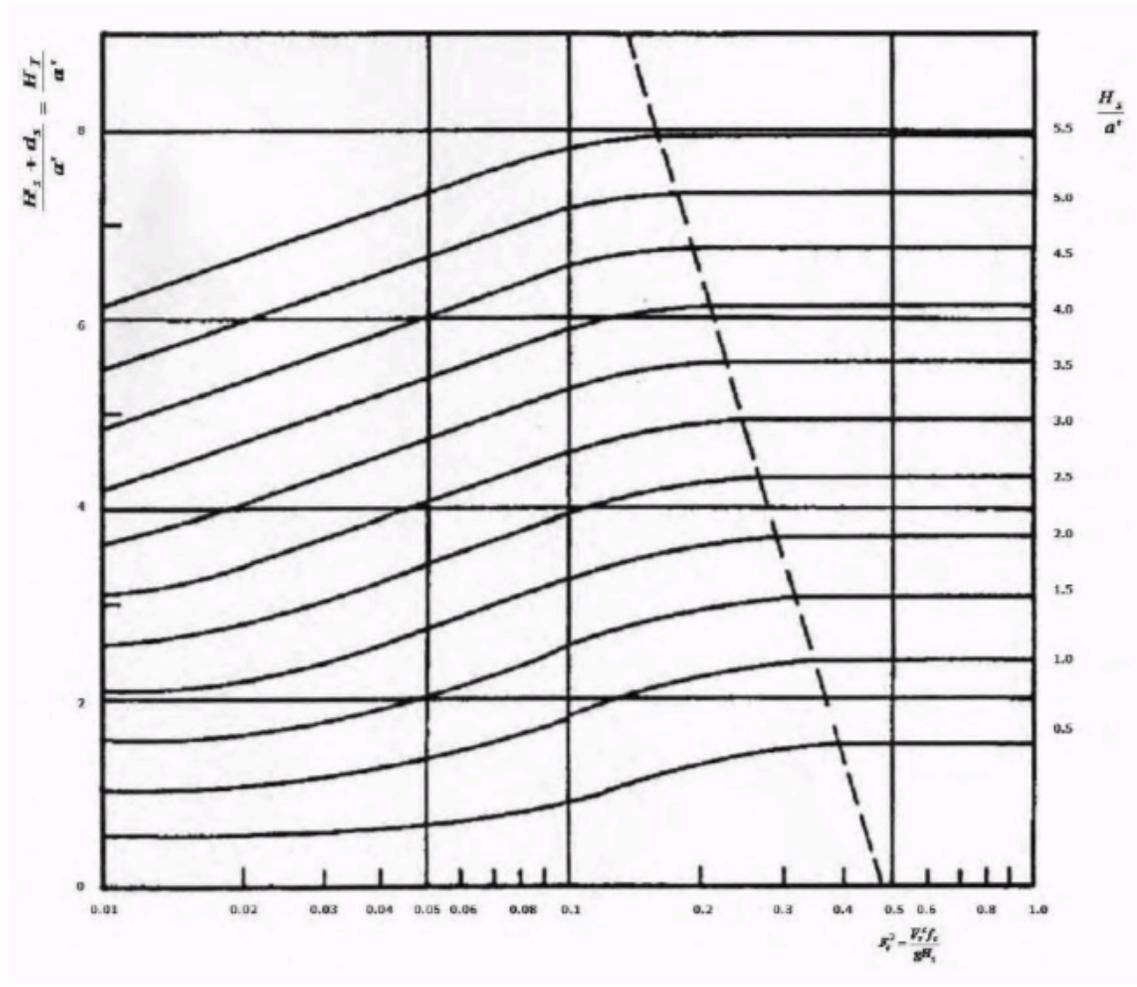
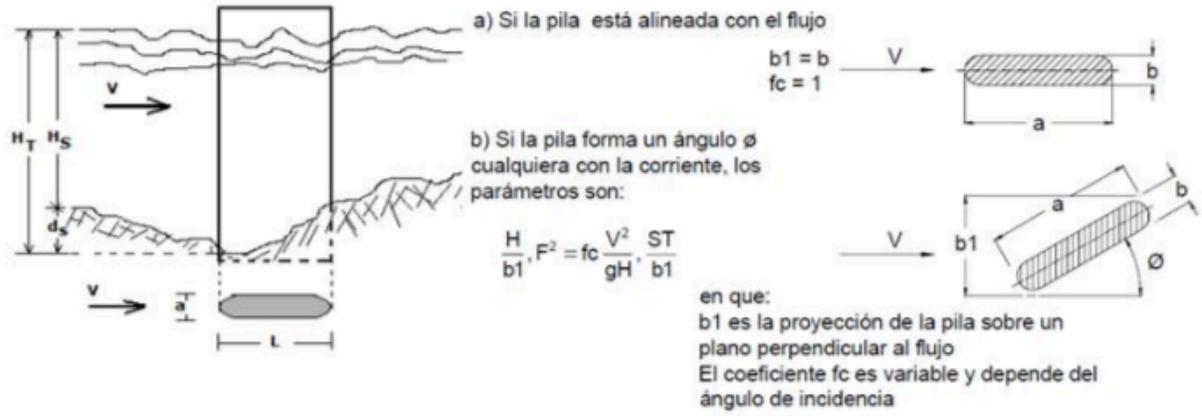


Figura 4.13. Método de Maza y Sánchez (1968). Evaluación de socavación local en pilas con extremos redondeados



4.2.5 Análisis de la Estabilidad Estructural

Para analizar la estabilidad de la estructura de puentes ante el tránsito de avenidas y de manera particular por el efecto de socavación, se realizará un modelo de la estructura considerando base flexible para que con los conceptos de interacción suelo-estructura se analice el entorno de estabilidad, tal como se comenta en el trabajo de Fernández (2019).

Como se comentó en el capítulo 3, un factor importante es la estimación de la rigidez estática equivalente del suelo con alguno de los métodos citados. Así mismo, es fundamental obtener los valores del factor de empotramiento, a fin de afectar a la rigidez en función de la longitud de empotramiento de la cimentación, debiendo estimarse dicho factor para el nivel de profundidad de socavación.

Conforme se va degradando la rigidez equivalente del suelo por el incremento de la socavación, el periodo fundamental del sistema flexible se va alargando, de tal forma que va dando lugar a concentraciones de esfuerzos superiores a la resistencia de los materiales y desplomes de la estructura que propicia la inestabilidad de estructura y en consecuencia el colapso.

De igual manera, mediante el modelo podrán comprobarse los desplazamientos que se presenten bajo la condición de socavación, verificando que estos sean permisibles y con ello, revisar si se cumplen los objetivos de diseño planteados en la matriz de desempeño.

4.2.6 Revisión de los Objetivos de Diseño basado en desempeño

En este paso del procedimiento de diseño se revisa con base a la importancia del puente (Tipo A o B), si la estructura satisface los niveles de desempeño, bajo la profundidad de socavación que experimenta su cimentación acorde al nivel de ocurrencia (Periodo de retorno) del gasto de diseño. En este sentido, el paso previo correspondiente a la modelación y análisis de la estabilidad de la estructura es crucial para hacer dicha revisión.

De encontrar problemas de estabilidad estructural en el puente, ante el gasto de diseño correspondiente al nivel de desempeño que se esté revisando, implicará cambiar la propuesta de cimentación y/o modificar sus características geométricas. De igual forma se puede pensar en alguna obra de protección para reducir el problema de socavación, en el caso de que sea extremo.

Se pone énfasis al cambio de esta parte de la estructura, al encontrar que en la mayoría de las veces los puentes fallan por socavación por disponer de una mala concepción de la cimentación, aunado a una profundidad de desplante.



4.2.7 Diseño Complementario ante Otras Solicitaciones

Una vez que se haya verificado que se cumplan los objetivos de diseño para el caso de socavación, deberá hacerse la revisión de otras solicitaciones tales como diseño por sismo y/o por viento, mismas que dependerán de la ubicación geográfica.

4.2.8 Detallado de los Elementos Estructurales y diseño óptimo de la cimentación

Una vez realizada la revisión de diseño para otras solicitaciones, se podrá realizar el detallado de los elementos estructurales para la solicitación que rijas el diseño del puente. En caso de que la socavación sea la solicitación que rijas el procedimiento de diseño, deberá hacerse énfasis en el empuje hidrodinámico que se presente por efecto de la socavación sobre los elementos estructurales.

De igual forma, se podrá explorar el optimizar la profundidad del desplante de la cimentación, en el caso de quedar resuelta con pilotes o pilas, aplicando el procedimiento de Vite (2019).

4.2.9 Planos, Especificaciones y Recomendaciones

En los planos estructurales del puente, se deberá especificar el tipo de material del que esté compuesto, así como las propiedades mecánicas del mismo, el tipo o geometría del que se componga la superestructura y subestructura. De igual forma, deberá hacerse la especificación del tipo de cimentación que vaya a componer el puente, especificando la profundidad de desplante.

Por otra parte, se está en posibilidad de determinar especificaciones para el plan de mantenimiento durante el periodo de su vida útil. Una recomendación para un adecuado mantenimiento del puente es el uso de instrumentación para su monitoreo, ya que el monitoreo puede ayudar a prevenir daños y colapsos.

Por otra parte, una forma de contrarrestar la socavación en las cimentaciones de los puentes es mediante la colocación de obras de protección, como el enrocamiento (Figura 4.14). La colocación de enrocamiento natural o de gaviones es una medida que consiste en la colocación de rocas de grandes dimensiones junto a las pilas, reduciendo de esta manera los efectos de arrastre causados por la acción conjunta del flujo descendente y el vórtice en el material del fondo (Dos Santos, 2008).



Figura 4.14. Pilas de puente protegidas con enrocamiento (Dos Santos, 2008)

4.3 Implicaciones para la práctica de diseño en puentes

Para el diseño estructural de puentes por socavación se requieren conocer primero los aspectos geotécnicos, hidrológicos, hidráulicos y de socavación del sitio donde se ubique, ya que todos estos aspectos son relevantes.

En México no se dispone de un reglamento para el análisis y diseño de puentes que permita recomendar criterios claros para evaluar el margen de seguridad estructural que ofrecen los puentes por socavación. A pesar de ello, se han tomado ciertas consideraciones y parámetros con base a reglamentos y normativas locales tales como las Normas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y del Instituto Mexicano del Transporte (IMT), de igual forma se han tomado recomendaciones de reglamentos y normativas de otros países tales como la AASHTO (2017) y FHWA (2012).

Ante esta carencia de reglamentación de puentes en México, en este trabajo se consideró viable recomendar que el diseño estructural de puentes por socavación lleve el enfoque de los conceptos basados en desempeño, aunque se tendrá que trabajar en un futuro en la definición de los periodos de retorno de los gastos de diseño que sean más acordes con la revisión del desempeño de los puentes ante el tránsito de avenidas.

Así mismo se considera fundamental la modelación y el análisis del entorno de estabilidad de la estructura del puente ante el fenómeno de socavación, para poder hacer una mejor evaluación del desempeño de la estructura y hacer las consideraciones necesarias en el diseño. De momento se ha visto viable el emplear los conceptos de interacción suelo-estructura para este efecto.

CAPÍTULO 5

EJEMPLO DE APLICACIÓN

5.1 Descripción de la estructura

Para ilustrar la aplicación del procedimiento de diseño descrito en el capítulo anterior, se diseñará un puente ficticio al que se le conocerá como puente Francisco I. La estructura de dicho puente será de concreto presforzado en la superestructura, mientras que la subestructura se concebirá de concreto reforzado

El puente Francisco I, se localizará al suroeste de la República Mexicana, en el estado de Chiapas, formará parte de la carretera Tapachula - Arriaga y salvará el río Pijijiapan. En la figura 5.1 se muestra un mapa del municipio de Pijijiapan con la presunta ubicación del puente Francisco I.

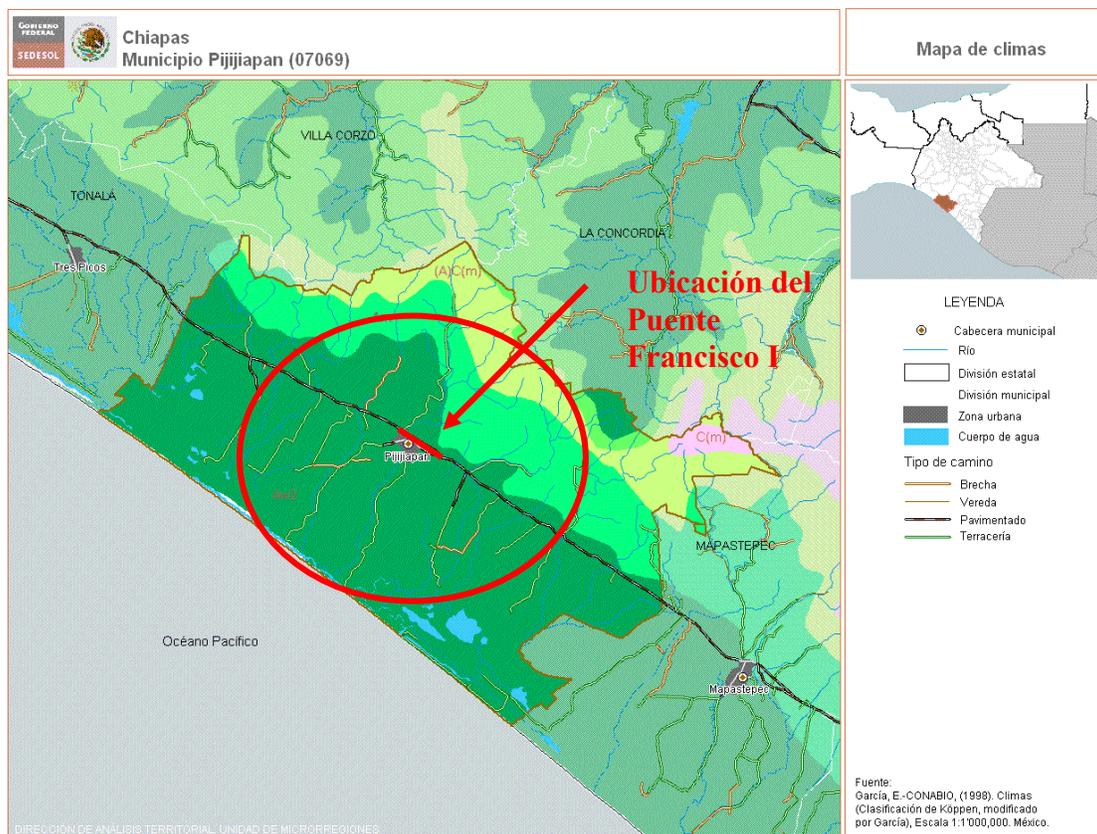


Figura 5.1. Localización del municipio Pijijiapan (www.microrregiones.gob.mx)



Con base a que la carretera Tapachula-Arriaga es considerada como carretera tipo B al tratarse de una carretera interestatal, la importancia del puente Francisco se considerará como tipo A según lo propuesto en el capítulo anterior.

5.2 Estudios Preliminares de Proyecto

Estudios geomorfológicos

Con base en un levantamiento topográfico se trazó el perfil con las elevaciones del terreno, así como las del cauce que cruzará el puente, tal como se aprecia en la figura 5.2. Con dicho perfil, se pudo obtener el área hidráulica disponible (A_d), resultando ser de 619 m^2 .

Elevación (m)

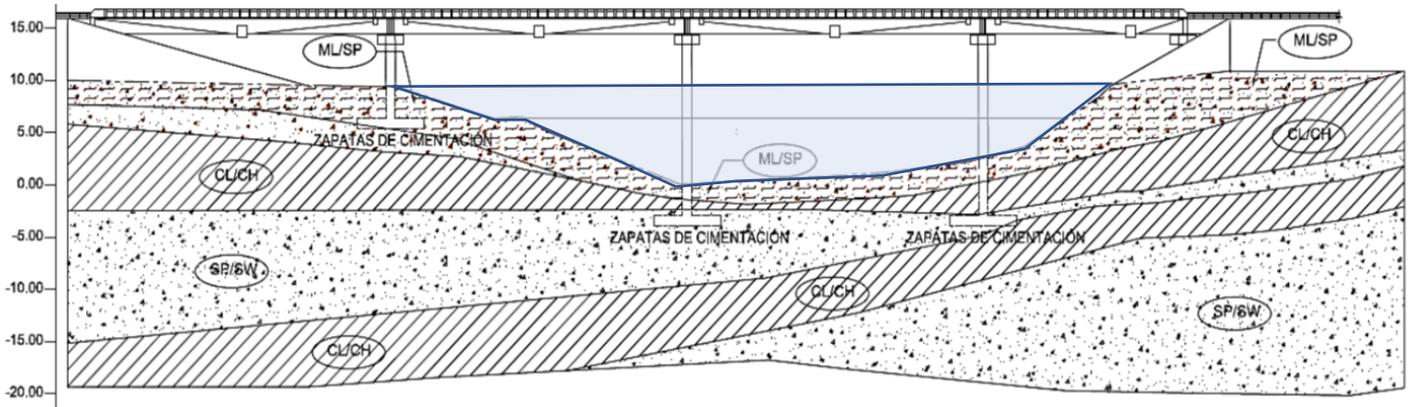


Figura 5.2. Perfil topográfico y estratigráfico del terreno del Puente Francisco I

En la misma figura 5.2 se ilustra parte de los estudios geotécnicos, al mostrar la estratigrafía derivada de los trabajos de exploración, mientras que en la tabla 5.1 se presentan las propiedades físicas y mecánicas del sitio.



Tabla 5.1. Propiedades físicas y mecánicas de la estratigrafía del terreno

SUCS	Descripción del depósito	γ , t/m ³	c , t/m ²	ϕ	E , kg/ cm ²	ν	N	e_0	D ₆₀	D ₁₀	Espesor
ML/ SP	1. Depósito superficial conformado por intercalaciones de limo de baja plasticidad (ML) y consistencia blanda color café claro y café oscuro, con depósitos de arena SW y SP con grava en estado muy compacto. Material detectado hasta una profundidad de 5.00 m máximo.	1.33	2.11	23°	35.75	0.38	4	1.652	-	-	Variable
CL/ CH	2. Depósito conformado por intercalaciones de arcilla de baja plasticidad (CL) y arcilla de alta plasticidad (CH) y consistencia muy blanda color gris en tonalidad café. Material detectado hasta una prof. de 11.00 m máximo.	1.42	1.52	20°	17.79	0.45	5	2.664	-	-	Variable
SP/ SW	3. Arena en estado semicompacto color gris a gris oscuro, con vetas de arcilla color gris claro de consistencia muy blanda a blanda.	1.63	1.09	25°	24.16	0.34	3	0.859	0.21	0.01	Variable
CL/ CH	4. Depósito conformado por intercalaciones de arcilla de baja plasticidad (CL) y arcilla de alta plasticidad (CH) y consistencia muy blanda color gris en tonalidad café. Material detectado hasta una prof. de 11.00 m máximo.	1.42	1.52	20°	17.79	0.45	5	2.664	-	-	Variable



Estudios hidrológicos

Primeramente, se trazó la cuenca hidrográfica del río, tal como se aprecia en la figura 5.3, a fin de obtener los gastos de diseño. En la tabla 5.2 se resumen los parámetros hidrológicos obtenidos.



Figura 5.3. Trazo de la cuenca hidrográfica del río Pijijiapan (INEGI)

Tabla 5.2. Parámetros de la cuenca hidrográfica del río Pijijiapan

Parámetro	Unidad	Valor
Área de cuenca	Km ²	217.10
Perímetro del parteaguas	Km	76.39
Elevación media de la cuenca	m	662.56
Pendiente media de la cuenca	%	45.22
Longitud de la corriente principal (L)	Km	35.23
Pendiente media del cauce principal	%	1.86
Tiempo de Concentración (Tc)	min	286.37



Se procedió a estimar los gastos de diseño por el método directo (transporte de información hidrométrica) ya que este tipo de método arroja resultados óptimos en comparación con los métodos indirectos. Los métodos directos toman en consideración las mediciones realizadas en el río o cauce en cuestión (información hidrométrica). Cabe hacer mención que en caso de que no se cuente con información hidrométrica, deberá hacerse uso de algún método indirecto, como es el caso del método racional americano.

Se obtuvieron los gastos de diseño para los siguientes periodos de retorno (Tr): 50, 100, 200, 300, 350, 400, 450 y 500 años, con el objetivo de estimar el incremento de la socavación debido al crecimiento del gasto y con ello estudiar el comportamiento estructural del puente.

Para la aplicación del método de transporte de información hidrométrica, se hizo uso de la información del Banco Nacional de Datos de Aguas (BANDAS), Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) con respecto al área drenada de la cuenca del Pijijiapan. Cabe comentar que se debe obtener un factor de reducción, que se multiplica por el gasto obtenido mediante el ajuste estadístico de los datos de las lluvias máximas (Qo) para obtener el gasto de diseño para cada periodo de retorno (Qx) como se muestra en la tabla 5.3

Tabla 5.3. Gastos de diseño para cada periodo de retorno

Tr	Qo (m³/s)	Qx (m³/s)
50	420.59	369.75
100	524.22	460.85
200	644.95	566.99
300	723.96	636.45
350	757.22	665.69
400	785.54	690.59
450	810.93	712.91
500	834.40	733.54

x = Factor de reducción
 $x = \frac{\text{Área drenada por el río}}{\text{Área de la cuenca}} = 0.88$
 Qo = gasto de lluvia máxima (m³/s)
 Qd= gasto de diseño (m³/s)
 Área drenada por el río = 186 km²
 Área de la cuenca = 217.10 km²

Estudios hidráulicos

Se estima la velocidad de la corriente (v) de acuerdo con la ecuación 5.1. Una vez que se obtiene la velocidad de la corriente, se obtiene el tirante (y) y el área hidráulica que demanda cada uno de los gastos de diseño con el objetivo de revisar si son menores al área hidráulica disponible (Ad). Los resultados del área hidráulica demandada (Ah) por cada gasto se muestran en la tabla 5.4 y se muestran gráficamente en la figura 5.4.

$$v = \frac{L}{60 Tc} \tag{5.1}$$



Tabla 5.4. Área hidráulica para cada periodo de retorno

Tr	Qd (m ³ /s)	v (m/s)	Ah (m ²)	Ad (m ²)	Ah < Ad
50	369.75	2.05	180.37	619.00	CUMPLE
100	460.85	2.05	224.80	619.00	CUMPLE
200	566.99	2.05	276.58	619.00	CUMPLE
300	636.45	2.05	310.46	619.00	CUMPLE
350	665.69	2.05	324.73	619.00	CUMPLE
400	690.59	2.05	336.87	619.00	CUMPLE
450	712.91	2.05	347.76	619.00	CUMPLE
500	733.54	2.05	357.82	619.00	CUMPLE

Ah = área hidráulica demandada; Ad = área hidráulica disponible

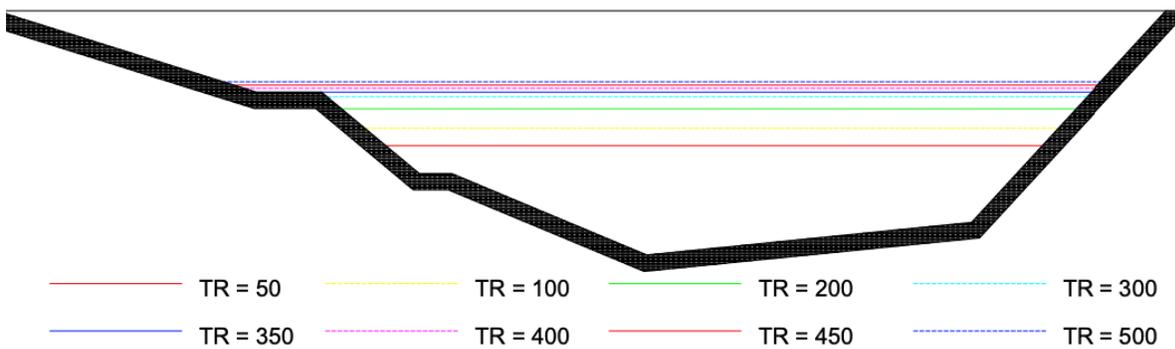


Figura 5.4. Área hidráulica gráfica para cada periodo de retorno

Con los resultados obtenidos en la tabla 5.4 se puede estimar el presunto tirante que se presenta para cada gasto de diseño. En la tabla 5.5 se muestran los tirantes calculados.

Tabla 5.5. Tirante máximo para cada periodo de retorno

Tr (años)	Qd (m ³ /s)	Ah (m ²)	y máx (m)
50	369.75	180.37	6.72
100	460.85	224.80	7.79
200	566.99	276.58	8.99
300	636.45	310.46	9.73
350	665.69	324.73	10.00
400	690.59	336.87	10.24
450	712.91	347.76	10.44
500	733.54	357.82	10.64



5.3 Predimensionamiento de la estructura

Con base al perfil topográfico de la figura 5.2 pueden definirse de manera preliminar las dimensiones fundamentales del puente como son el claro y la altura. Así, se estableció una longitud de 72.00 m para salvar completamente el cauce del río. De igual forma, la altura máxima del puente con respecto a la profundidad máxima se puede definir de 15.00 m, con lo cual se garantiza que queda cubierto con un margen razonable los diferentes tirantes que se pueden presentar

Por lo tanto, el puente Francisco I de manera preliminar, tendrá una longitud de 72.00 m y un ancho de calzada de 12.00 m, albergando 4 carriles vehiculares y tendrá una altura máxima de 15.00 m con respecto a la profundidad máxima del cauce.

Se propone que la superestructura del puente esté constituida a base de vigas AASHTO tipo III (figura 5.5) y una capa de rodadura a base de concreto armado de 15 cm de espesor.

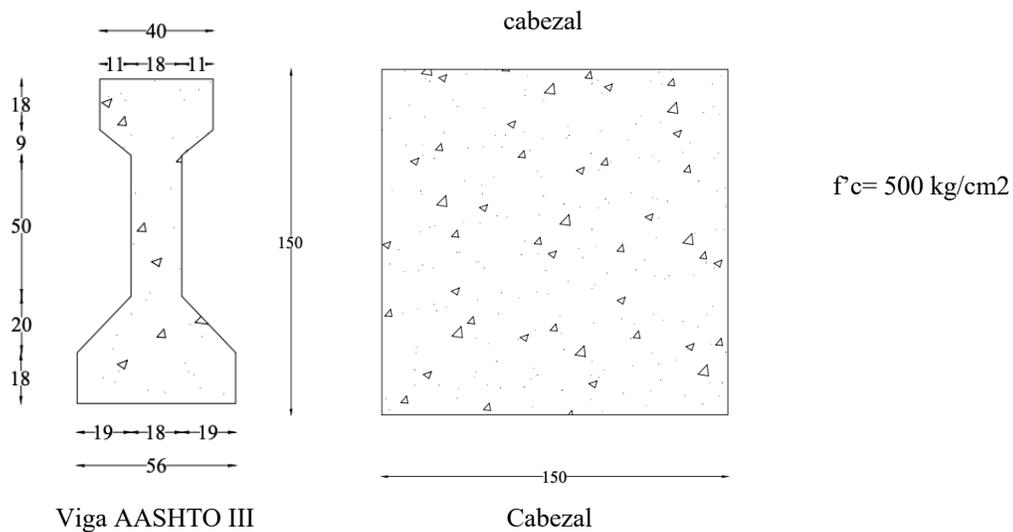


Figura 5.5 Sección de las vigas y de los cabezales que conforman al Puente Francisco I

Contará con cuatro claros de cuatro vigas con las características de la figura 5.5 y una longitud de 20.00 m en sus tres primeros tramos y 12.00 m en su último tramo. La elección de la viga AASHTO tipo III se debe a que es la recomendable para la longitud de los tramos mencionados. Por su parte, cada viga descansará sobre un cabezal de longitud igual a 12.00 m y un espesor y alto de 1.50 m, como se muestra de igual forma en la figura 5.5.

La subestructura estará constituida por un sistema de 4 pilas circulares de 1.20 m de diámetro y de alturas variables debido a la configuración del terreno. El diámetro de las pilas se debe al ancho del cabezal que soportan, así como al ajuste de ésta con la distribución a lo largo de los cabezales. Con base al perfil topográfico de la figura 5.2 y la configuración de los tramos que compondrán al puente, puede definirse que la altura de las pilas será de 5.00 m en el primer tramo, 15.00 m en el segundo tramo y de 13.00 m en el último tramo. En la figura 5.6 se presenta la configuración estructural preliminar del puente tanto en planta como en alzado.

Criterios básicos de diseño de puentes por socavación
Tesis de Licenciatura

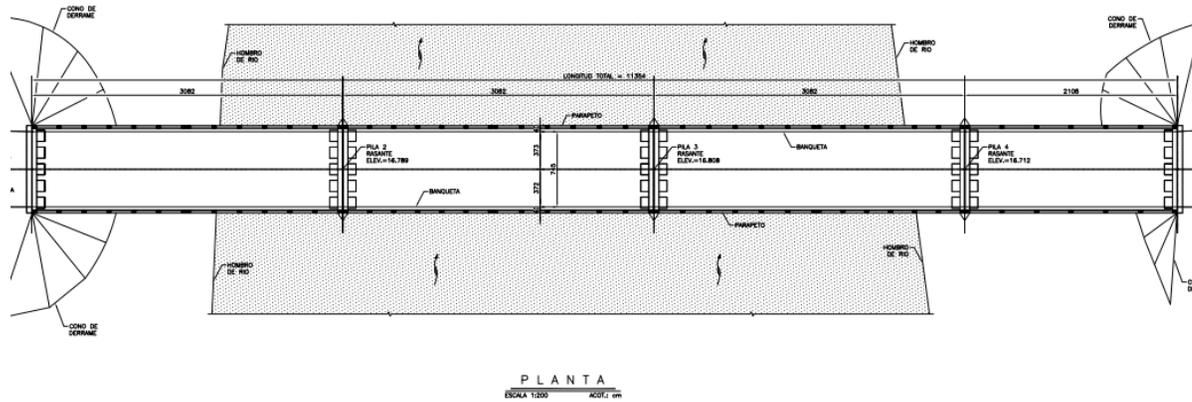
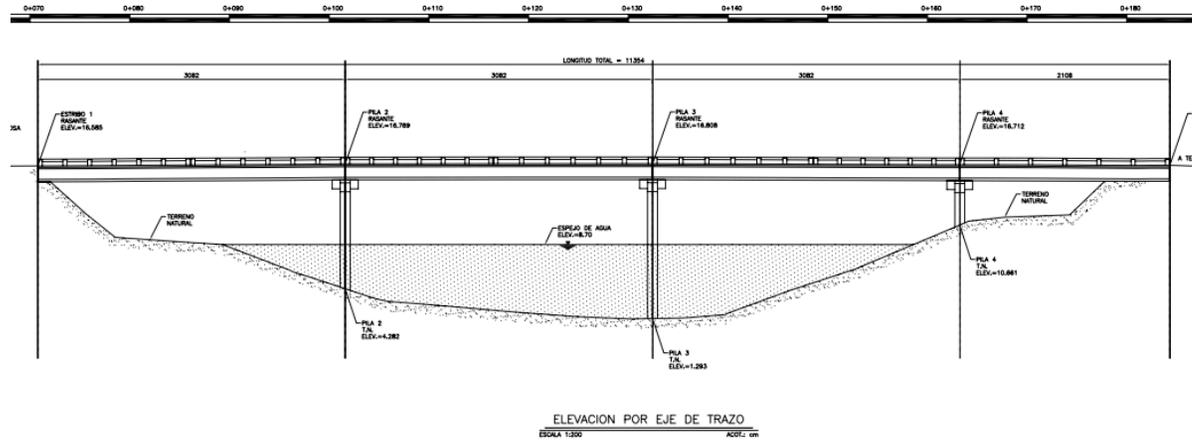


Figura 5.6 Vista en elevación y en planta del puente



5.4 Propuesta de cimentación

Para estudiar el efecto de la socavación sobre las cimentaciones superficiales (zapatas), se optará este tipo de cimentación para este caso de estudio. Para su diseño, se tomó en consideración una descarga última, P_u , de 490 t en cada zapata. Lo anterior, con base a un análisis de cargas mediante el programa SAP2000. Así mismo, con base a la información geotécnica y estratigráfica, se consideró una capacidad de carga última, q_u , de 16 t/m². Con ello, se hace una propuesta de profundidad de desplante de 2.00 m, longitud de 12 m y espesor de 4.00 m en cada sistema de pilas. Para dicha propuesta, se hará una revisión por presión del suelo, flexión, cortante y punzonamiento o penetración conforme a las siguientes expresiones:

Presión del suelo (P_s)

$$P_s = \frac{(P_u + W_{zapata})}{(L_{zapata} - 2e_x)(B_{zapata})} \quad (5.2)$$

Revisión por flexión

$$M_R = F_R b d^2 f' c q (1 - 0.5q) \quad (5.3)$$

$$q = \frac{p f y}{f' c} \quad (5.4)$$

$$p = \frac{A s}{b d} \quad (5.5)$$

Revisión por cortante (V_{CR})

$$V_{CR} \leq F_R 1.5 \sqrt{f' c} b d \quad (5.6)$$

Si $p < 0.015$ $V_{CR} = F_R (0.2 + 20p) \sqrt{f' c} b d$ (5.7)

Si $p > 0.015$ $V_{CR} = F_R 0.5 \sqrt{f' c} b d$ (5.8)

Revisión por punzonamiento

El esfuerzo cortante quedará definido por la ecuación 5.9; siempre que no haya transmisión de momento, o M_u sea menor o igual que $0.2V_u$.

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad (5.9)$$

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

$$F_R \sqrt{f' c} \quad (5.10)$$



$$F_R(0.5 + \gamma) \sqrt{f'c} \tag{5.11}$$

Fuerza cortante de diseño máxima

En ninguna circunstancia se permitirá una fuerza cortante de diseño, V_u mayor que la obtenida por la ecuación 5.12

$$V_u \leq F_R 2.5 \sqrt{f'c} bd \tag{5.12}$$

Tabla 5.6. Parámetros para revisión de zapatas

Parámetro	Valor	Unidad
B	4.00	m
L	12.00	m
h	2.00	m
f_y	4200	kg/cm ²
$f'c$	500.00	kg/cm ²
$f'c$	425.00	kg/cm ²
$\gamma_{concreto}$	2.40	t/m ³
q_u	16.00	t/m ²
W_{zapata}	230.40	t
P_s	15.01	t/m ²
As	294.42	cm ²
p	0.0037	
q	0.0369	
M_R	216.15 x 10 ⁶	kg-cm
$V_{CR\ LIMITE}$	1987.31	t
V_{CR}	363.01	t
V_u	637	t
v_u	16.21	t/m ²
$F_R(0.5 + \gamma) \sqrt{f'c}$	110.69	t/m ²
$F_R \sqrt{f'c}$	167.71	t/m ²

Revisión	Cumple
$P_s < q_u$	SI
$V_{CR} < V_{CR\ LIMITE}$	SI
$V_u < V_{u\ LIMITE}$	SI
$v_u < F_R(0.5 + \gamma) \sqrt{f'c}$	SI
$v_u < F_R \sqrt{f'c}$	SI

5.5 Estimación de la socavación

Una vez definido el largo y la altura del puente, así como su estructuración y la cimentación, se procederá a estimar la socavación general, local y total que se generarán para cada periodo de retorno, realizando dicha estimación para cada tramo comprendido por la subestructura y su cimentación propuesta; dado que la altura de cada sistema de pilas es variable debido a la configuración del terreno y del cauce, el tirante en cada tramo será diferente, originando que exista una diferencia en los niveles estimados de socavación en cada uno de los tramos, por lo que se hará la estimación de la socavación en cada tramo comprendido por pilas. En la



tabla 5.7 se muestra el tirante que alcanza el cauce en cada uno de los tramos comprendido por pilas del puente.

Tabla 5.7. Tirante alcanzado en cada tramo de pilas

Tr	Qd (m³/s)	y₁ (m)	y₂ (m)	y₃ (m)
50	369.75	0.00	6.72	4.72
100	460.85	0.00	7.79	5.79
200	566.99	0.00	8.99	6.99
300	636.45	0.00	9.73	7.73
350	665.69	0.00	10.00	8.00
400	690.59	0.24	10.24	8.24
450	712.91	0.44	10.44	8.44
500	733.54	0.64	10.64	8.64

Una vez que se conoce el tirante en cada una de las pilas, puede estimarse el empuje hidrodinámico (P) sobre ellas con la expresión 5.13, correspondiente a lo indicado por el reglamento AASHTO de 2017 (Fernández, 2019).

$$P = 5.14 \times 10^{-4} C_d v^2 \tag{5.13}$$

donde,

C_d = Coeficiente de arrastre por efecto del tipo de geometría de la pila (Tabla 5.8)

v = Velocidad de la corriente (m/s)

P = Empuje hidrodinámico (MPa)

Tabla 5.8. Coeficiente de arrastre (C_d) por efecto del tipo de geometría para el cálculo del empuje hidrodinámico (AASHTO, 2017)

Tipo	C_d
<i>Pila con borde de ataque semicircular</i>	0.7
<i>Pila de extremo cuadrado</i>	1.4
<i>Pila con flujo desviado</i>	1.4
<i>Pila con cuña con de 90° o menos</i>	1.8

El empuje hidrodinámico calculado con la expresión 5.13 es de 0.0148 kg/cm². En la tabla 5.9 se resume el empuje en término de fuerza para cada pila.



Tabla 5.9 Empuje hidrodinámico sobre cada pila para cada periodo de retorno

Tr (años)	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	A ₃ (cm ²)	Eh ₁ (t)	Eh ₂ (t)	Eh ₃ (t)
50	0.00	134400	94400	0.00	1.99	1.40
100	0.00	155800	115800	0.00	2.31	1.72
200	0.00	179800	139800	0.00	2.67	2.07
300	0.00	194600	154600	0.00	2.89	2.29
350	0.00	200000	160000	0.00	2.97	2.37
400	4800	204800	164800	0.07	3.04	2.44
450	8800	208800	168800	0.13	3.10	2.50
500	12800	212800	172800	0.19	3.16	2.56

Una vez que se ha estimado el valor del empuje hidrodinámico sobre las pilas, se procede a estimar los niveles de socavación. Primeramente, se hace la estimación de la socavación general a través del método de Maza y García (1987) con uso de las expresiones 4.2, 4.3, 4.4, y 4.5.

En la tabla 5.10 se muestran los parámetros para estimar la socavación general para cada periodo de retorno, mientras que en la tabla 5.11 se resumen los valores de socavación general por pila.

Tabla 5.10. Parámetros para estimar de la socavación general para cada periodo de retorno

Tr (años)	Q _x (m ³ /s)	γ _d (t/m ³)	H ₁ (m)	H ₂ (m)	H ₃ (m)	H _m (m)	B _e (m)	v (m/s)	L (m)	μ	α	β
50	369.75	1.33	0.00	6.72	4.72	3.81	72.00	2.05	20.00	0.9603	0.5720	0.9684
100	460.85	1.33	0.00	7.79	5.79	4.53	72.00	2.05	20.00	0.9603	0.5354	0.9909
200	566.99	1.33	0.00	8.99	6.99	5.33	72.00	2.05	20.00	0.9603	0.5019	1.0134
300	636.45	1.33	0.00	9.73	7.73	5.82	72.00	2.05	20.00	0.9603	0.4859	1.0265
350	665.69	1.33	0.00	10.00	8.00	6.00	72.00	2.05	20.00	0.9603	0.4831	1.0315
400	690.59	1.33	0.24	10.24	8.24	6.24	72.00	2.05	20.00	0.9603	0.4694	1.0358
450	712.91	1.33	0.44	10.44	8.44	6.44	72.00	2.05	20.00	0.9603	0.4597	1.0397
500	733.54	1.33	0.64	10.64	8.64	6.64	72.00	2.05	20.00	0.9603	0.4494	1.0431



Tabla 5.11. Valores de socavación general de cada pila

Tr (años)	Hs₁ (m)	Hs₂ (m)	Hs₃ (m)
50	0.00	1.24	1.22
100	0.00	1.24	1.23
200	0.00	1.25	1.24
300	0.00	1.25	1.24
350	0.00	1.25	1.24
400	1.12	1.25	1.24
450	1.14	1.25	1.24
500	1.15	1.25	1.24

Para la estimación de la socavación local se usan las gráficas de las figuras 4.11 a la 4.13 donde se considera la influencia de parámetros tales como el tirante (H), la velocidad de la corriente (v), el ancho de la pila (a') y el número de Froude (F²) corregido por un coeficiente (f_c) debido al ángulo de incidencia de la corriente (Tabla 5.12). Por su parte, la estimación del número de Froude (F²) se hace mediante la expresión 5.14.

$$F^2 = \frac{v^2 f_c}{g H} \quad (5.14)$$

Tabla 5.12. Factor de corrección f_c, Método de Maza-Sánchez (1968) para estimación de socavación local

Ángulo de ataque del flujo (φ)	0°	15°	30°	45°
f_c	1.00	1.25	1.40	1.45

Se emplea la gráfica de la figura 4.12 debido a que la geometría de la pila es circular. En la tabla 5.13 se muestran los parámetros a ocupar en la estimación de la socavación local para cada periodo de retorno y para cada pila. Cabe comentar que con el número de Froude (F) se entra en las abscisas de la respectiva gráfica hasta interpolar la curva H/a' y se lee en las ordenadas el valor de H_T/a', del cual se despeja el valor de ds (socavación local). En la tabla 5.14 se muestran los resultados obtenidos con el uso de la gráfica.



Tabla 5.13. Parámetros para la estimación de la socavación local para cada pila y periodo de retorno

Tr (años)	Qd (m³/s)	v (m/s)	H₁ (m)	H₂ (m)	H₃ (m)	F₁²	F₂²	F₃²	a' (m)	H/a'₁	H/a'₂	H/a'₃
50	369.75	2.05	0.00	6.72	4.72	-	0.06	0.09	2.00	0.0	3.4	2.4
100	460.85	2.05	0.00	7.79	5.79	-	0.05	0.07	2.00	0.0	3.9	2.9
200	566.99	2.05	0.00	8.99	6.99	-	0.05	0.06	2.00	0.0	4.5	3.5
300	636.45	2.05	0.00	9.73	7.73	-	0.04	0.06	2.00	0.0	4.9	3.9
350	665.69	2.05	0.00	10.00	8.00	-	0.04	0.05	2.00	0.0	5.0	4.0
400	690.59	2.05	0.24	10.24	8.24	1.78	0.04	0.05	2.00	0.1	5.1	4.1
450	712.91	2.05	0.44	10.44	8.44	0.97	0.04	0.05	2.00	0.2	5.2	4.2
500	733.54	2.05	0.64	10.64	8.64	0.67	0.04	0.05	2.00	0.3	5.3	4.3

Tabla 5.14. Estimación de la socavación local por el método de Maza y Sánchez para cada pila y periodo de retorno

Tr (años)	H_T/a'₁	H_T/a'₂	H_T/a'₃	ds₁ (m)	ds₂ (m)	ds₃ (m)
50	-	5.26	4.23	0.00	3.79	3.74
100	-	5.83	4.80	0.00	3.87	3.81
200	-	6.51	5.43	0.00	4.04	3.87
300	-	6.91	5.83	0.00	4.10	3.93
350	-	7.09	6.00	0.00	4.17	4.00
400	0.16	7.26	6.17	0.08	4.27	4.10
450	0.32	7.37	6.29	0.20	4.30	4.13
500	0.48	7.49	6.40	0.32	4.33	4.16

En las tablas 5.15, 5.16 y 5.17 se presentan los resultados de la socavación total por cada una de las pilas y cada periodo de retorno.

Tabla 5.15. Estimación de la socavación total de la pila 1 para cada periodo de retorno

Tr (años)	Hs₁ (m)	ds₁ (m)	Ht₁ (m)
50	0.00	0.00	0.00
100	0.00	0.00	0.00
200	0.00	0.00	0.00
300	0.00	0.00	0.00
350	0.00	0.00	0.00
400	1.12	0.08	1.20
450	1.14	0.20	1.34
500	1.15	0.32	1.47



Tabla 5.16. Estimación de la socavación total de la pila 2 para cada periodo de retorno

Tr (años)	Hs₂ (m)	ds₂ (m)	Ht₂ (m)
50	1.24	3.79	5.03
100	1.24	3.87	5.11
200	1.25	4.04	5.29
300	1.25	4.10	5.35
350	1.25	4.17	5.42
400	1.25	4.27	5.52
450	1.25	4.30	5.55
500	1.25	4.33	5.58

Tabla 5.17. Estimación de la socavación total de la pila 3 para cada periodo de retorno

Tr (años)	Hs₃ (m)	ds₃ (m)	Ht₃ (m)
50	1.22	3.74	4.96
100	1.23	3.81	5.04
200	1.24	3.87	5.11
300	1.24	3.93	5.17
350	1.24	4.00	5.24
400	1.24	4.10	5.34
450	1.24	4.13	5.37
500	1.24	4.16	5.40

Una vez que se estimaron los niveles de socavación total, se debe hacer el cálculo del empuje hidrodinámico sobre la zapata por la acción de la socavación de manera similar a lo realizado en la tabla 5.9, mostrando los resultados para la acción de la socavación en las tablas 5.18 y 5.19.



Tabla 5.18. Empuje hidrodinámico sobre la cimentación para cada periodo de retorno considerando el efecto de la socavación

Tr	Ht ₁ (m)	Ht ₂ (m)	Ht ₃ (m)	Cd	v (m/s ²)	P (MPa)	P (kg/cm ²)
50	0.00	5.03	4.96	1.4	2.05	0.00302	0.0297
100	0.00	5.11	5.04	1.4	2.05	0.00302	0.0297
200	0.00	5.29	5.11	1.4	2.05	0.00302	0.0297
300	0.00	5.35	5.17	1.4	2.05	0.00302	0.0297
350	0.00	5.42	5.24	1.4	2.05	0.00302	0.0297
400	1.20	5.52	5.34	1.4	2.05	0.00302	0.0297
450	1.34	5.55	5.37	1.4	2.05	0.00302	0.0297
500	1.47	5.58	5.40	1.4	2.05	0.00302	0.0297

Tabla 5.19. Empuje hidrodinámico sobre la cimentación para cada periodo de retorno considerando el efecto de la socavación

Tr	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	A ₃ (cm ²)	Eh ₁ (ton)	Eh ₂ (ton)	Eh ₃ (ton)
50	0.00	100600	99200	0.00	2.98	2.94
100	0.00	102200	100800	0.00	3.03	2.99
200	0.00	105800	102200	0.00	3.14	3.03
300	0.00	107000	103400	0.00	3.17	3.07
350	0.00	108400	104800	0.00	3.22	3.11
400	24000	110400	106800	0.71	3.28	3.17
450	26800	111000	107400	0.80	3.29	3.19
500	29400	111600	108000	0.87	3.31	3.20

5.6 Análisis de la estabilidad estructural

Se realizó el modelo de la estructura del puente con apoyo del programa de análisis estructural SAP2000, mismo que se presenta en la figura 5.6. Como se podrá apreciar se emplearon elementos barra para el caso de las pilas, las traveses y cabezales, en tanto que la losa se discretizó con elementos placas.

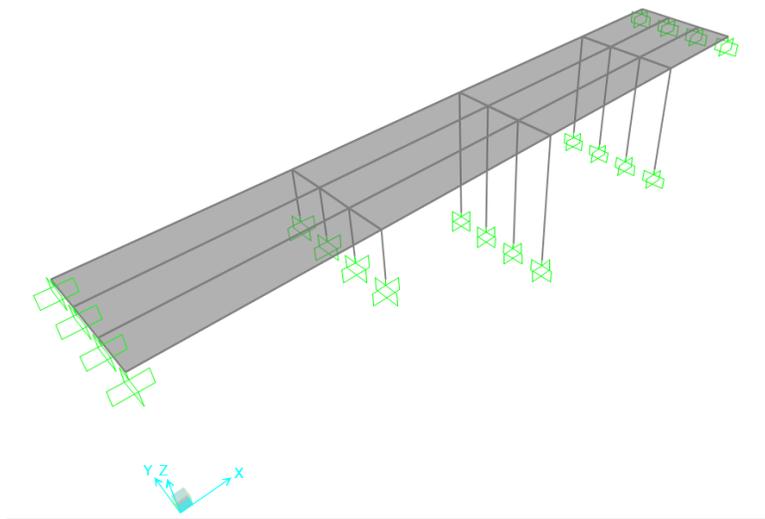


Figura 5.7. Modelo del puente Francisco I con el programa SAP2000

Para el análisis se consideró el peso propio de la estructura. Para modelar la acción del fenómeno de socavación en el puente, se incorpora al modelo resortes en las direcciones vertical y horizontal, que representen la rigidez estática equivalente del sistema de interacción suelo-estructura. Además de estimar el valor de la rigidez de cada resorte, se debe estimar el factor de empotramiento correspondiente para con ello analizar el efecto de la socavación en la cimentación.

Con base a los datos geotécnicos y geométricos tanto del suelo como de la cimentación, se realizó el cálculo de las rigideces equivalentes del suelo, mediante las ecuaciones propuestas por Veletsos y Wei (1974).

Cabe recordar que los valores de estos resortes son diferentes para cada zapata debido a la elevación del terreno en la que se encuentra cada una y el espesor variable de los estratos a lo largo de los diferentes puntos del terreno, como se aprecia en el perfil de la figura 5.2.

Por su parte, la modelación de dichas zapatas se hará mediante elementos sólidos, cuya discretización será de 15 nodos en el sentido horizontal corto y de 25 para el largo, mientras que para el sentido vertical será de 15.

Para el caso de la zapata I, ésta se asienta únicamente sobre el estrato 1, compuesto por arena, cuyo espesor (H_s) en ese punto es de 7.00 m y dado que el nivel de desplante (D) de la zapata es de 2.00 m se procede a estimar las rigideces en dirección horizontal (lado corto, R_x y lado largo, R_y) y vertical (R_z), así como sus respectivos factores de empotramiento (F_x , F_y y F_z) únicamente en este estrato, para de esta forma encontrar las rigideces equivalentes a introducir en el modelo (K_x , K_y y K_z).

Para el caso de la zapata II, pasa por los estratos 1 y 2 dado que sus espesores en este punto son de 1.00 m, quedando de esta forma asentada sobre el estrato 3, por lo que la rigidez vertical equivalente (K_z) para esta zapata se estimará para este último estrato, mientras que



los valores de las rigideces horizontales equivalentes (K_x y K_y) se estimarán para los dos primeros estratos. Debido a esta configuración estratigráfica la discretización para esta zapata se dividirá para el sentido largo en 10 para el primer estrato y en 15 para el segundo, mientras que, para el sentido corto, se dividirá en 6 para el primero y en 9 para el segundo.

Finalmente, para el caso de la zapata III, ésta quedará asentada de igual forma sobre los estratos 1 y 2, ya que sus espesores en este punto son de 1.00 m y 2.00 m respectivamente, quedando de esta forma asentada sobre el estrato 2, por lo que de igual forma que en la zapata II, los valores las rigideces horizontales equivalente (K_x y K_y) se estimarán para dichos estratos, mientras que la rigidez vertical equivalente (K_z) para esta zapata se estimará para el estrato 2. Debido a esta configuración estratigráfica la discretización para esta zapata se dividirá para el sentido largo en 10 para el primer estrato y en 15 para el segundo, mientras que, para el sentido corto, se dividirá en 6 para el primero y en 9 para el segundo.

En la tabla 5.20 se muestra la información requerida para la estimación de la rigidez equivalente del suelo, así como para los factores de empotramiento.

En tanto, en las tablas 5.21, 5.22 y 5.23 se resume el cálculo de las rigideces equivalente del suelo y su respectivo factor de empotramiento, para las tres direcciones ortogonales.

Tabla 5.20. Datos para estimar la rigidez del suelo y su factor de empotramiento

Zapata	Estrato	Suelo	γ , (t/m^3)	ν	N	Hs, (m)	Vs, (m/s)	G, (ts^2/m^4)	G, (t/m^2)	Rx, (m)	Ry, (m)	Rz, (m)	D, (m)
I	1	Arena	1.33	0.38	4	7.00	173.88	0.14	4099.08	2.76	1.60	3.91	2.00
II	1	Arena	1.33	0.38	4	1.00	121.51	0.14	2001.82	2.76	1.60	3.91	1.00
II	2	Arcilla	1.42	0.45	5	1.00	88.40	0.14	1131.13	2.76	1.60	3.91	1.00
III	1	Arena	1.33	0.38	4	1.00	121.51	0.14	2001.82	2.76	1.60	3.91	1.00
III	2	Arcilla	1.42	0.45	5	2.00	103.68	0.14	1555.91	2.76	1.60	3.91	1.00

Tabla 5.21. Rigidez y factor de empotramiento horizontal (lado largo)

Zapata	Estrato	Suelo	$8GRh / 2-\nu$, (t/m)	$1 + Rh / 2Hs$	$1 + 2D/3Rh$	$1 + 5D/4Hs$	FEH	KHx, (t/m)
1	1	Arena	59507	1.20	1.48	1.36	2.41	143354
2	1	Arena	27323	2.38	1.24	2.25	6.65	181758
2	2	Arcilla	16136	2.38	1.24	2.25	6.65	107340
3	1	Arena	27323	2.38	1.24	2.25	6.65	181758
3	2	Arcilla	22196	1.69	1.24	1.63	3.41	75702



Tabla 5.22. Rigidez y factor de empotramiento horizontal (lado corto)

Zapata	Estrato	Suelo	$8GR_h / 2\text{-}\nu$, (t/m)	$1 + R_h / 2H_s$	$1 + 2D/3R_h$	$1 + 5D/4H_s$	FEH	KH_y , (t/m)
1	1	Arena	34357	1.11	1.84	1.36	2.78	95341
2	1	Arena	15775	1.80	1.42	2.25	5.74	90473
2	2	Arcilla	9316	1.80	1.42	2.25	5.74	53431
3	1	Arena	15775	1.80	1.42	2.25	5.74	90473
3	2	Arcilla	12815	1.40	1.42	1.63	3.22	41302

Tabla 5.23. Rigidez y factor de empotramiento vertical

Zapata	Estrato	Suelo	$4GR_v / 1\text{-}\nu$, (t/m)	$1 + R_r / 6H_s$	$1+2D/R_r$	$1+0.71D/H_s$	FEV	KV_z , (t/m)
1	1	Arena	109946	1.71	1.26	1.28	2.76	303693
2	3	Arena	107921	1.83	1.00	1.00	1.83	197914
3	3	Arena	44231	3.50	1.13	1.78	7.02	310669

Con base a la información de las profundidades de socavación total de las tablas 5.15, 5.16 y 5.17, se procede a hacer la corrección del nivel de desplante para cada periodo de retorno y con ello obtener los factores de empotramiento y rigideces equivalentes, tal como se muestra en las tablas 5.24, 5.25 y 5.26, para las tres direcciones ortogonales.



Tabla 5.24. Rigidez y factor de empotramiento horizontal (lado largo) considerando la profundidad de socavacin para cada periodo de retorno

Zapata	Estrato	Tr	Hs (m)	D (m)	Ht (m)	Dc (m)	8GRh / 2-v, (t/m)	1 + Rh/ 2Hs	1 + 2Dc/3Rh	1 + 5Dc/4Hs	FEHx	KHx, (t/m)
I	1	50	7.00	2.00	0.00	2.00	34357	1.20	1.48	1.36	2.41	82785
		100	7.00	2.00	0.00	2.00	34357	1.20	1.48	1.36	2.41	82785
		200	7.00	2.00	0.00	2.00	34357	1.20	1.48	1.36	2.41	82785
		300	7.00	2.00	0.00	2.00	34357	1.20	1.48	1.36	2.41	82785
		350	7.00	2.00	0.00	2.00	34357	1.20	1.48	1.36	2.41	82785
		400	7.00	2.00	1.20	0.80	34357	1.20	1.19	1.14	1.63	56089
		450	7.00	2.00	1.34	0.66	34357	1.20	1.16	1.12	1.55	53307
		500	7.00	2.00	1.47	0.53	34357	1.20	1.13	1.09	1.48	50786
II	1	50	1.00	1.00	5.03	0.00	15775	2.38	1.00	1.00	2.38	37545
		100	1.00	1.00	5.11	0.00	15775	2.38	1.00	1.00	2.38	37545
		200	1.00	1.00	5.29	0.00	15775	2.38	1.00	1.00	2.38	37545
		300	1.00	1.00	5.35	0.00	15775	2.38	1.00	1.00	2.38	37545
		350	1.00	1.00	5.42	0.00	15775	2.38	1.00	1.00	2.38	37545
		400	1.00	1.00	5.52	0.00	15775	2.38	1.00	1.00	2.38	37545
		450	1.00	1.00	5.55	0.00	15775	2.38	1.00	1.00	2.38	37545
		500	1.00	1.00	5.58	0.00	15775	2.38	1.00	1.00	2.38	37545
	2	50	1.00	1.00	4.03	0.00	9316	2.38	1.00	1.00	2.38	22173
		100	1.00	1.00	4.11	0.00	9316	2.38	1.00	1.00	2.38	22173
		200	1.00	1.00	4.29	0.00	9316	2.38	1.00	1.00	2.38	22173
		300	1.00	1.00	4.35	0.00	9316	2.38	1.00	1.00	2.38	22173
		350	1.00	1.00	4.42	0.00	9316	2.38	1.00	1.00	2.38	22173
		400	1.00	1.00	4.52	0.00	9316	2.38	1.00	1.00	2.38	22173
		450	1.00	1.00	4.55	0.00	9316	2.38	1.00	1.00	2.38	22173
		500	1.00	1.00	4.58	0.00	9316	2.38	1.00	1.00	2.38	22173
III	1	50	1.00	1.00	4.96	0.00	15775	2.38	1.00	1.00	2.38	37545
		100	1.00	1.00	5.04	0.00	15775	2.38	1.00	1.00	2.38	37545
		200	1.00	1.00	5.11	0.00	15775	2.38	1.00	1.00	2.38	37545
		300	1.00	1.00	5.17	0.00	15775	2.38	1.00	1.00	2.38	37545
		350	1.00	1.00	5.24	0.00	15775	2.38	1.00	1.00	2.38	37545
		400	1.00	1.00	5.34	0.00	15775	2.38	1.00	1.00	2.38	37545
		450	1.00	1.00	5.37	0.00	15775	2.38	1.00	1.00	2.38	37545
		500	1.00	1.00	5.40	0.00	15775	2.38	1.00	1.00	2.38	37545
	2	50	2.00	1.00	3.96	0.00	12815	1.69	1.00	1.00	1.69	21657
		100	2.00	1.00	4.04	0.00	12815	1.69	1.00	1.00	1.69	21657
		200	2.00	1.00	4.11	0.00	12815	1.69	1.00	1.00	1.69	21657
		300	2.00	1.00	4.17	0.00	12815	1.69	1.00	1.00	1.69	21657
		350	2.00	1.00	4.24	0.00	12815	1.69	1.00	1.00	1.69	21657
		400	2.00	1.00	4.34	0.00	12815	1.69	1.00	1.00	1.69	21657
		450	2.00	1.00	4.37	0.00	12815	1.69	1.00	1.00	1.69	21657
		500	2.00	1.00	4.40	0.00	12815	1.69	1.00	1.00	1.69	21657



Tabla 5.25. Rigidez y factor de empotramiento horizontal (lado corto) considerando la profundidad de socavación para cada periodo de retorno

Zapata	Estrato	Tr	Hs (m)	D (m)	Ht (m)	Dc (m)	8GRh / 2-υ, (t/m)	1 + Rh/ 2Hs	1 + 2Dc/3Rh	1 + 5Dc/4Hs	FEHx	KHy, (t/m)
I	1	50	7.00	2.00	0.00	2.00	59507	1.11	1.83	1.36	2.77	164981
		100	7.00	2.00	0.00	2.00	59507	1.11	1.83	1.36	2.77	164981
		200	7.00	2.00	0.00	2.00	59507	1.11	1.83	1.36	2.77	164981
		300	7.00	2.00	0.00	2.00	59507	1.11	1.83	1.36	2.77	164981
		350	7.00	2.00	0.00	2.00	59507	1.11	1.83	1.36	2.77	164981
		400	7.00	2.00	1.20	0.80	59507	1.11	1.33	1.14	1.70	101041
		450	7.00	2.00	1.34	0.66	59507	1.11	1.28	1.12	1.59	94507
		500	7.00	2.00	1.47	0.53	59507	1.11	1.22	1.09	1.49	88613
II	1	50	1.00	1.00	5.03	0.00	27323	1.80	1.00	1.00	1.80	49182
		100	1.00	1.00	5.11	0.00	27323	1.80	1.00	1.00	1.80	49182
		200	1.00	1.00	5.29	0.00	27323	1.80	1.00	1.00	1.80	49182
		300	1.00	1.00	5.35	0.00	27323	1.80	1.00	1.00	1.80	49182
		350	1.00	1.00	5.42	0.00	27323	1.80	1.00	1.00	1.80	49182
		400	1.00	1.00	5.52	0.00	27323	1.80	1.00	1.00	1.80	49182
		450	1.00	1.00	5.55	0.00	27323	1.80	1.00	1.00	1.80	49182
		500	1.00	1.00	5.58	0.00	27323	1.80	1.00	1.00	1.80	49182
	2	50	1.00	1.00	4.03	0.00	16136	1.80	1.00	1.00	1.80	29045
		100	1.00	1.00	4.11	0.00	16136	1.80	1.00	1.00	1.80	29045
		200	1.00	1.00	4.29	0.00	16136	1.80	1.00	1.00	1.80	29045
		300	1.00	1.00	4.35	0.00	16136	1.80	1.00	1.00	1.80	29045
		350	1.00	1.00	4.42	0.00	16136	1.80	1.00	1.00	1.80	29045
		400	1.00	1.00	4.52	0.00	16136	1.80	1.00	1.00	1.80	29045
		450	1.00	1.00	4.55	0.00	16136	1.80	1.00	1.00	1.80	29045
		500	1.00	1.00	4.58	0.00	16136	1.80	1.00	1.00	1.80	29045
III	1	50	1.00	1.00	4.96	0.00	27323	1.80	1.00	1.00	1.80	49182
		100	1.00	1.00	5.04	0.00	27323	1.80	1.00	1.00	1.80	49182
		200	1.00	1.00	5.11	0.00	27323	1.80	1.00	1.00	1.80	49182
		300	1.00	1.00	5.17	0.00	27323	1.80	1.00	1.00	1.80	49182
		350	1.00	1.00	5.24	0.00	27323	1.80	1.00	1.00	1.80	49182
		400	1.00	1.00	5.34	0.00	27323	1.80	1.00	1.00	1.80	49182
		450	1.00	1.00	5.37	0.00	27323	1.80	1.00	1.00	1.80	49182
		500	1.00	1.00	5.40	0.00	27323	1.80	1.00	1.00	1.80	49182
	2	50	2.00	1.00	3.96	0.00	22196	1.40	1.00	1.00	1.40	31074
		100	2.00	1.00	4.04	0.00	22196	1.40	1.00	1.00	1.40	31074
		200	2.00	1.00	4.11	0.00	22196	1.40	1.00	1.00	1.40	31074
		300	2.00	1.00	4.17	0.00	22196	1.40	1.00	1.00	1.40	31074
		350	2.00	1.00	4.24	0.00	22196	1.40	1.00	1.00	1.40	31074
		400	2.00	1.00	4.34	0.00	22196	1.40	1.00	1.00	1.40	31074
		450	2.00	1.00	4.37	0.00	22196	1.40	1.00	1.00	1.40	31074
		500	2.00	1.00	4.40	0.00	22196	1.40	1.00	1.00	1.40	31074



Tabla 5.26. Rigidez y factor de empotramiento vertical considerando la profundidad de socavación para cada periodo de retorno

Zapata	Estrato	Tr	Hs (m)	D (m)	Ht (m)	Dc (m)	4GRv / 1-u, (t/m)	1 + Rr/6Hs	1+ 2Dc/Rr	1+ 0.71Dc/Hs	FEV	KV, (t/m)
I	1	50	7.00	2.00	0.00	2.00	109946	1.09	2.02	1.20	2.66	292449
		100	7.00	2.00	0.00	2.00	109946	1.09	2.02	1.20	2.66	292449
		200	7.00	2.00	0.00	2.00	109946	1.09	2.02	1.20	2.66	292449
		300	7.00	2.00	0.00	2.00	109946	1.09	2.02	1.20	2.66	292449
		350	7.00	2.00	0.00	2.00	109946	1.09	2.02	1.20	2.66	292449
		400	7.00	2.00	1.20	0.80	109946	1.09	1.41	1.08	1.67	183103
		450	7.00	2.00	1.34	0.66	109946	1.09	1.34	1.07	1.56	171515
		500	7.00	2.00	1.47	0.53	109946	1.09	1.27	1.05	1.46	160974
II	3	50	6.00	0.00	5.03	0.00	107921	1.11	1.00	1.00	1.11	119642
		100	6.00	0.00	5.11	0.00	107921	1.11	1.00	1.00	1.11	119642
		200	6.00	0.00	5.29	0.00	107921	1.11	1.00	1.00	1.11	119642
		300	6.00	0.00	5.35	0.00	107921	1.11	1.00	1.00	1.11	119642
		350	6.00	0.00	5.42	0.00	107921	1.11	1.00	1.00	1.11	119642
		400	6.00	0.00	5.52	0.00	107921	1.11	1.00	1.00	1.11	119642
		450	6.00	0.00	5.55	0.00	107921	1.11	1.00	1.00	1.11	119642
		500	6.00	0.00	5.58	0.00	107921	1.11	1.00	1.00	1.11	119642
III	2	50	2.00	1.00	4.96	0.00	44231	1.33	1.00	1.00	1.33	58643
		100	2.00	1.00	5.04	0.00	44231	1.33	1.00	1.00	1.33	58643
		200	2.00	1.00	5.11	0.00	44231	1.33	1.00	1.00	1.33	58643
		300	2.00	1.00	5.17	0.00	44231	1.33	1.00	1.00	1.33	58643
		350	2.00	1.00	5.24	0.00	44231	1.33	1.00	1.00	1.33	58643
		400	2.00	1.00	5.34	0.00	44231	1.33	1.00	1.00	1.33	58643
		450	2.00	1.00	5.37	0.00	44231	1.33	1.00	1.00	1.33	58643
		500	2.00	1.00	5.40	0.00	44231	1.33	1.00	1.00	1.33	58643

Una vez que se han estimado las rigideces equivalentes tanto en dirección horizontal (lado corto y lado largo) y vertical, se procede a introducir dichos valores en el modelo estructural, primeramente, sin considerar los efectos sin socavación y después considerando tales efectos para cada periodo de retorno, registrando el valor del periodo de vibración fundamental.

Dado que la modelación de la cimentación se hizo por medio de elementos sólidos, se debe dividir la rigidez equivalente entre el número de nodos que compongan al elemento sólido para cada dirección de la cimentación.

Se procedió a calcular la rigidez a introducir en el modelo, dividiendo la rigidez equivalente obtenida entre el respectivo número de nodos, en las tablas 5.27, 5.28 y 5.29 se muestran los resultados obtenidos. Mientras que en la tabla 5.30 se presenta un resumen de las rigideces estáticas equivalentes a introducir en el modelo para cada periodo de retorno.



Tabla 5.27. Rigidez vertical para el lado corto a introducir en el modelo para cada periodo de retorno

Zapata	Estrato	Tr (años)	KVz, (t/m)	n	Kvz, (t/m)
I	1	ISE	303717	15	20248
		50	303717	15	20248
		100	303717	15	20248
		200	303717	15	20248
		300	303717	15	20248
		350	303717	15	20248
		400	229103	15	15274
		450	221554	15	14770
		500	214726	15	14315
II	3	ISE	197914	15	13194
		50	119642	15	7976
		100	119642	15	7976
		200	119642	15	7976
		300	119642	15	7976
		350	119642	15	7976
		400	119642	15	7976
		450	119642	15	7976
		500	119642	15	7976
III	2	ISE	310669	15	20711
		50	58643	15	3910
		100	58643	15	3910
		200	58643	15	3910
		300	58643	15	3910
		350	58643	15	3910
		400	58643	15	3910
		450	58643	15	3910
		500	58643	15	3910



Tabla 5.28. Rigidez horizontal para el lado largo a introducir en el modelo para cada periodo de retorno

Zapata	Estrato	Tr (años)	KHx, (t/m)	n	KHx, (t/m)
I	1	ISE	143387	25	5735
		50	143387	25	5735
		100	143387	25	5735
		200	143387	25	5735
		300	143387	25	5735
		350	143387	25	5735
		400	97148	25	3886
		450	92330	25	3693
		500	87964	25	3519
II	1	ISE	181758	10	18176
		50	65029	10	6503
		100	65029	10	6503
		200	65029	10	6503
		300	65029	10	6503
		350	65029	10	6503
		400	65029	10	6503
		450	65029	10	6503
		500	65029	10	6503
	2	ISE	107340	15	7156
		50	38404	15	2560
		100	38404	15	2560
		200	38404	15	2560
		300	38404	15	2560
		350	38404	15	2560
		400	38404	15	2560
		450	38404	15	2560
		500	38404	15	2560
III	1	ISE	181758	10	18176
		50	65029	10	6503
		100	65029	10	6503
		200	65029	10	6503
		300	65029	10	6503
		350	65029	10	6503
		400	65029	10	6503
		450	65029	10	6503
		500	65029	10	6503
	2	ISE	75702	15	5047
		50	37511	15	2501
		100	37511	15	2501
		200	37511	15	2501
		300	37511	15	2501
		350	37511	15	2501
		400	37511	15	2501
		450	37511	15	2501
		500	37511	15	2501



Tabla 5.29. Rigidez horizontal para el lado corto a introducir en el modelo para cada periodo de retorno

Zapata	Estrato	Tr (años)	KHy, (t/m)	n	KHy, (t/m)
I	1	ISE	95252	15	6350
		50	95252	15	6350
		100	95252	15	6350
		200	95252	15	6350
		300	95252	15	6350
		350	95252	15	6350
		400	58336	15	3889
		450	54564	15	3638
		500	51161	15	3411
II	1	ISE	90473	6	15079
		50	28395	6	4733
		100	28395	6	4733
		200	28395	6	4733
		300	28395	6	4733
		350	28395	6	4733
		400	28395	6	4733
		450	28395	6	4733
		500	28395	6	4733
	2	ISE	53431	9	5937
		50	16769	9	1863
		100	16769	9	1863
		200	16769	9	1863
		300	16769	9	1863
		350	16769	9	1863
		400	16769	9	1863
		450	16769	9	1863
		500	16769	9	1863
III	1	ISE	90473	6	15079
		50	28395	6	4733
		100	28395	6	4733
		200	28395	6	4733
		300	28395	6	4733
		350	28395	6	4733
		400	28395	6	4733
		450	28395	6	4733
		500	28395	6	4733
	2	ISE	41302	9	4589
		50	17941	9	1993
		100	17941	9	1993
		200	17941	9	1993
		300	17941	9	1993
		350	17941	9	1993
		400	17941	9	1993
		450	17941	9	1993
		500	17941	9	1993



Tabla 5.30. Rigideces equivalentes para introducir en el modelo para cada periodo de retorno

Zapata	Tr	KHx1, (t/m)	KHx2, (t/m)	KHy1, (t/m)	KHy2, (t/m)	KVz, (t/m)
I	ISE	5735	-	6350	-	20248
	50	5735	-	6350	-	20248
	100	5735	-	6350	-	20248
	200	5735	-	6350	-	20248
	300	5735	-	6350	-	20248
	350	5735	-	6350	-	20248
	400	3886	-	3889	-	15274
	450	3693	-	3638	-	14770
	500	3519	-	3411	-	14315
II	ISE	18176	7156	15079	5937	13194
	50	6503	2560	4733	1863	7976
	100	6503	2560	4733	1863	7976
	200	6503	2560	4733	1863	7976
	300	6503	2560	4733	1863	7976
	350	6503	2560	4733	1863	7976
	400	6503	2560	4733	1863	7976
	450	6503	2560	4733	1863	7976
	500	6503	2560	4733	1863	7976
III	ISE	18176	5047	15079	4589	20711
	50	6503	2501	4733	1993	3910
	100	6503	2501	4733	1993	3910
	200	6503	2501	4733	1993	3910
	300	6503	2501	4733	1993	3910
	350	6503	2501	4733	1993	3910
	400	6503	2501	4733	1993	3910
	450	6503	2501	4733	1993	3910
	500	6503	2501	4733	1993	3910

En las figuras 5.7 y 5.8 se muestra el modelo completo con la incorporación de la cimentación y los resortes equivalentes que simulan la flexibilidad de la base. En tanto, en la tabla 5.31 se reportan los valores de los periodos fundamentales de vibrar para diferentes condiciones de apoyo con objeto de proceder a la revisión de los objetivos de diseño basado en desempeño.

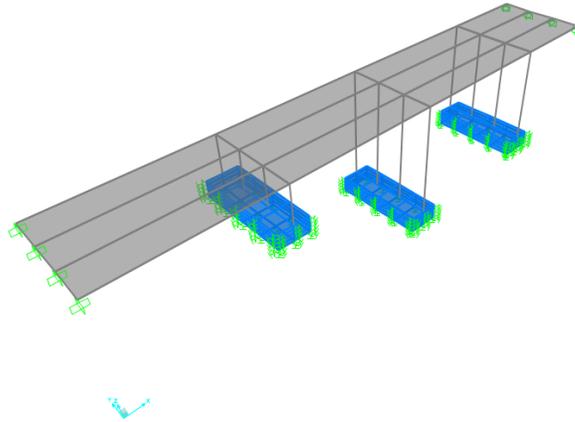


Figura 5.7. Modelo del Puente Francisco I considerando zapatas y sus resortes equivalentes

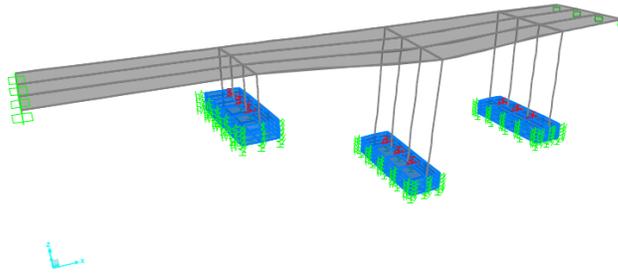


Figura 5.8. Deformada de la forma modal fundamental de vibración del puente obtenida

Tabla 5.31. Periodos de vibración y frecuencias naturales obtenidas bajo cada condición

Condición	T(s)	F (1/s)
Empotramiento Perfecto (Estado inicial, sin efectos ISE ni de agua)	0.26791	3.73255
Interacción Suelo- Estructura (Estado inicial, sin efectos de agua)	0.51711	1.93382
Tr = 50	0.62759	1.59340
Tr = 100	0.62759	1.59340
Tr = 200	0.62759	1.59340
Tr = 300	0.62759	1.59340
Tr = 350	0.62759	1.59340
Tr = 400	0.62761	1.59335
Tr = 450	0.62761	1.59334
Tr = 500	0.62761	1.59334



5.7 Revisión de los objetivos de diseño basado por desempeño

La revisión de los objetivos de diseño basado en desempeño se realizará con base a los criterios del trabajo de Rivera y Meli (2008) con respecto a la revisión de la distorsión de fluencia (γ), la demanda de distorsión en el puente, así como de los esfuerzos de tensión en elementos estructurales, con el uso de las expresiones 5.15 a la 5.19.

Capacidad de distorsión de fluencia (γ_y)

Elemento en cantiliver $\gamma_y = \frac{1}{3} \phi_y H$ (5.15)

Elemento doblemente empotrado $\gamma_y = \frac{1}{6} \phi_y H$ (5.16)

$$\phi_y = 3.75 \frac{\epsilon_y}{D} (0.30 + 11.20P_L - 146P_L^2) \text{ (Sección circular)} \quad (5.17)$$

$$\phi_y = 3.75 \frac{\epsilon_y}{hc} (0.30 + 10.50P_L - 125P_L^2) \text{ (Sección rectangular)} \quad (5.18)$$

Demanda de distorsión en el puente, sea columna o pilote

$$\gamma = \frac{\Delta}{H} \quad (5.19)$$

Si $\gamma \geq \gamma_y$, entonces hay fluencia del elemento

Si $\gamma < \gamma_y$, entonces no hay fluencia del elemento

Esfuerzos de tensión en elementos estructurales (σ_T)

Si $\sigma_T \geq f_T$, posible agrietamiento en los elementos de concreto

Si $\sigma_T < f_T$, sin daño en elementos de concreto

$\sigma_T =$ esfuerzos de tensión en elementos estructurales

$f_T =$ resistencia a tensión del concreto $\approx 1.5 \sqrt{f'c}$

De acuerdo con estas expresiones la resistencia a tensión del concreto tendrá un valor de 33.54 kg/cm². Sin embargo y a consecuencia de la variación de altura en cada uno de los



sistemas de columnas, se tiene una distorsión de fluencia de 0.00182 para el primer grupo de columnas, 0.00547 para el segundo y 0.00474 para el tercero.

Por su parte, la evaluación de estabilidad estructural se realizará comparando el periodo de vibración de la estructural con la rigidez equivalente del terreno ya que, de acuerdo con Fernández (2019) se puede representar el comportamiento de la interacción suelo-estructura cuando los puentes están siendo afectados por el fenómeno de socavación lo que a su vez permite definir los entornos de estabilidad estructural siendo estos; la zona de empotramiento perfecto, zona de estabilidad y zona de inestabilidad.

La zona de empotramiento perfecto corresponde cuando el nivel de suelo sobrepasa el nivel de cimentación, ocurriendo esto cuando la socavación no ha sido lo suficiente para comenzar a mostrar la cimentación, lo que indica que los puentes comienzan su vida útil en este entorno.

La zona de estabilidad se presenta cuando la socavación descubre la cimentación del puente, iniciando la pérdida de empotramiento de la cimentación y la pérdida de rigidez del suelo, indicándose de esta forma que el funcionamiento del puente es aceptable a pesar de verse afectado por la socavación, terminando el entorno cuando se presente una distorsión en la gráfica, alertando sobre la falta de empotramiento en la cimentación.

La zona de inestabilidad sucede en puentes que no tienen empotramiento en el suelo. Los puentes que se encuentran en esta zona no son confiables ante el paso de avenidas extraordinarias al no tener una buena respuesta, motivo por el cual presentaría fallas por volteo, traslación o hundimiento de la cimentación. Este entorno comienza después de la distorsión o cambio de pendiente y cuando los valores de rigidez estática ya no estén afectados por los factores de empotramiento.

Con base a lo anterior, en las figuras 5.9, 5.10 y 5.11 se muestra la comparación de los valores de rigidez equivalente del suelo y el periodo de vibración fundamental para cada grupo de columnas.

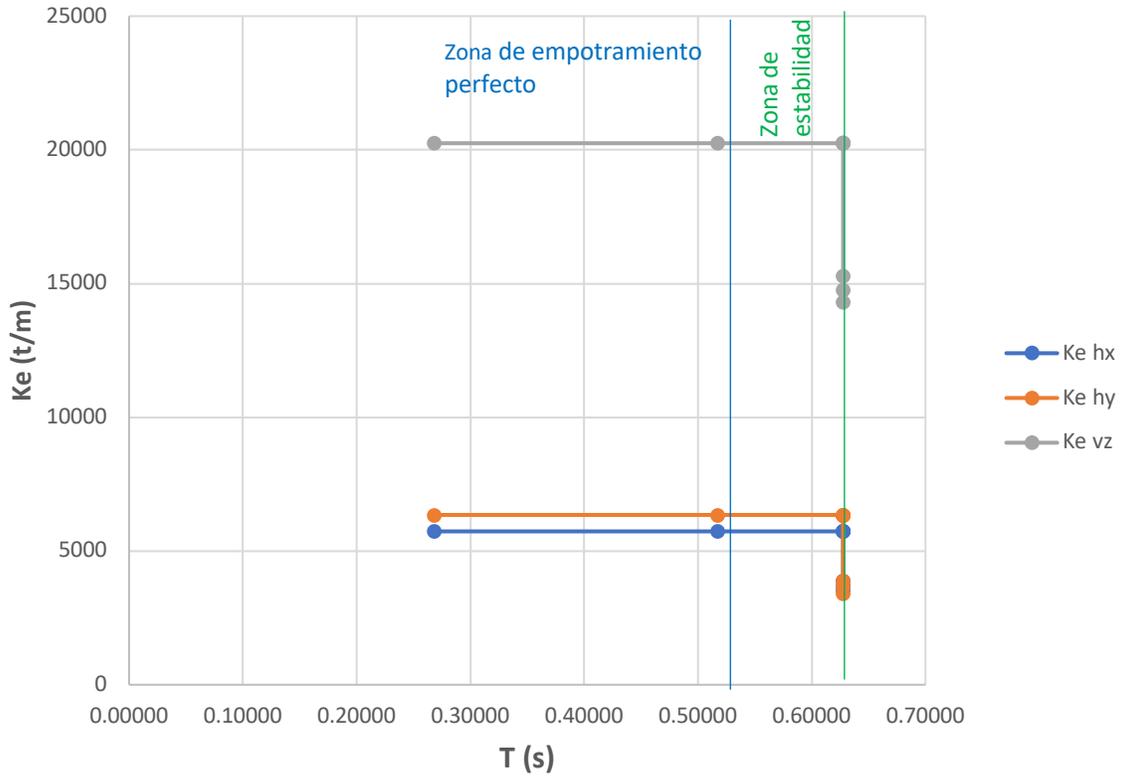


Figura 5.9. Entorno de estabilidad estructural del primer grupo de columnas

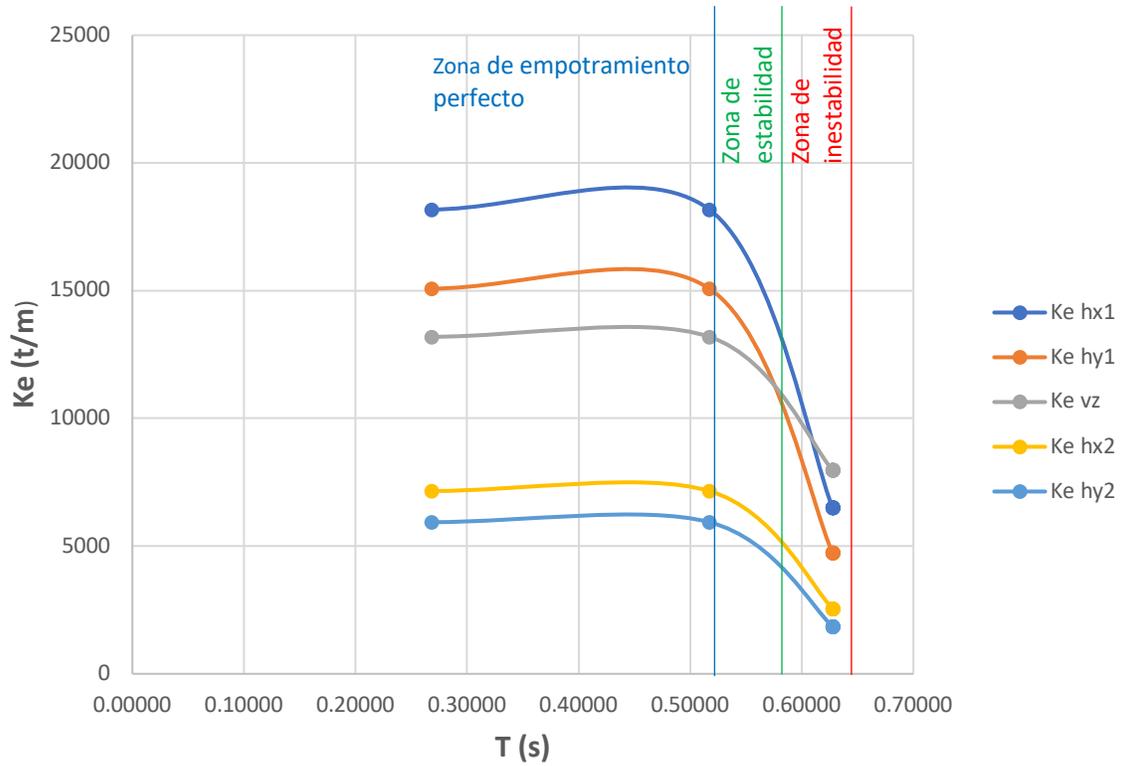


Figura 5.10. Entorno de estabilidad estructural del segundo grupo de columnas

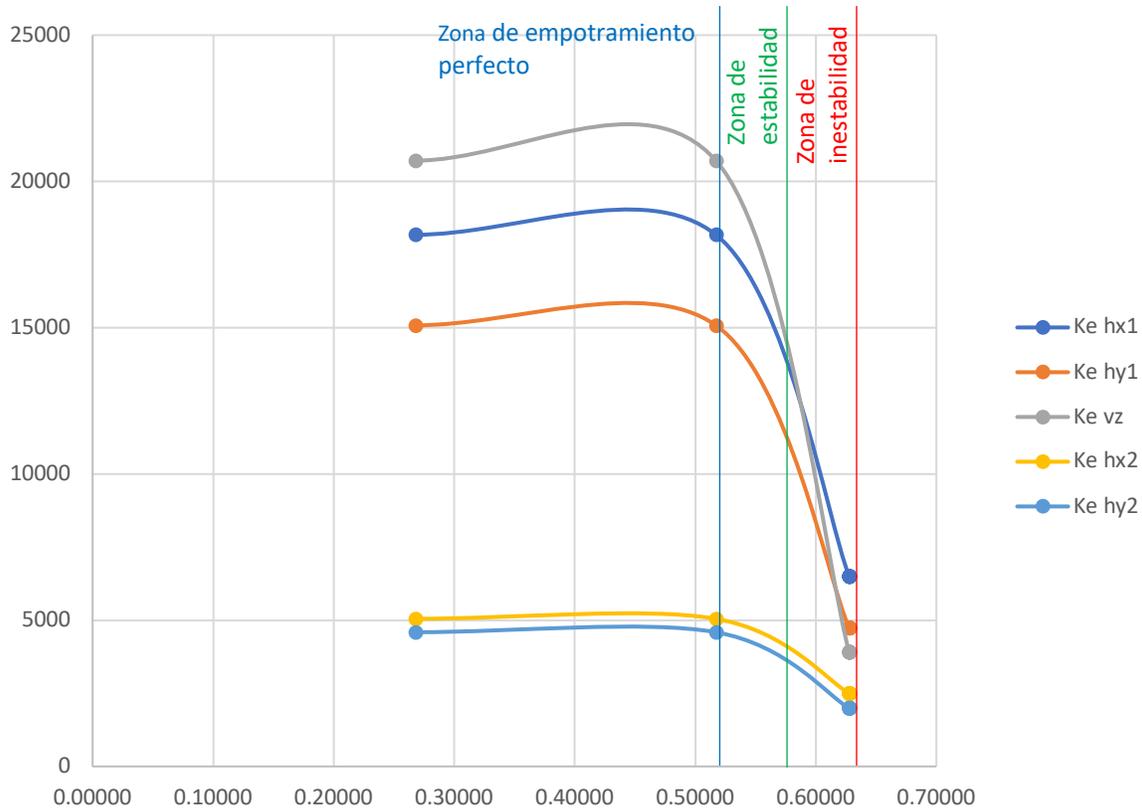


Figura 5.11. Entorno de estabilidad estructural del tercer grupo de columnas

Una vez con lo anterior se procede a terminar la revisión de los objetivos de diseño como se muestra en las tablas 5.32, 5.33 y 5.34 para cada grupo de pilas respectivamente.

Tabla 5.32. Revisión de los objetivos de diseño en el primer grupo de columnas

Nivel de desempeño	Nivel de ocurrencia del Q_d	$\gamma_{columna} = \frac{\Delta_L}{H}$	Esfuerzos de tensión en elementos estructurales (kg/cm ²)	Estabilidad Estructural	¿Cumple el nivel de desempeño?
I	Tr = 100 años	0.00008	5.96	Estable	SI
	Tr = 200 años	0.00008	5.96	Estable	SI
II	Tr = 300 años	0.00008	5.96	Estable	SI
	Tr = 400 años	0.00012	5.96	Estable	SI
	Tr = 500 años	0.00014	5.96	Estable	SI

Tabla 5.33. Revisión de los objetivos de diseño en el segundo grupo de columnas

Nivel de desempeño	Nivel de ocurrencia del Q_d	$\gamma_{columna} = \frac{\Delta_L}{H}$	Esfuerzos de tensión en elementos estructurales (kg/cm ²)	Estabilidad Estructural	¿Cumple el nivel de desempeño?
I	Tr = 100 años	0.00885	102.51	Inestable	NO
	Tr = 200 años	0.00885	102.51	Inestable	NO
II	Tr = 300 años	0.00885	102.51	Inestable	NO
	Tr = 400 años	0.00885	102.51	Inestable	NO
	Tr = 500 años	0.00885	102.51	Inestable	NO



Tabla 5.34. Revisión de los objetivos de diseño en el tercer grupo de columnas

Nivel de desempeño	Nivel de ocurrencia del Q_d	$\gamma_{columna} = \frac{\Delta_L}{H}$	Esfuerzos de tensión en elementos estructurales (kg/cm^2)	Estabilidad Estructural	¿Cumple el nivel de desempeño?
I	Tr = 100 años	0.00235	26.31	Inestable	NO
	Tr = 200 años	0.00235	26.31	Inestable	NO
II	Tr = 300 años	0.00235	26.31	Inestable	NO
	Tr = 400 años	0.00235	26.31	Inestable	NO
	Tr = 500 años	0.00235	26.31	Inestable	NO

Como se puede apreciar, de manera local solo un grupo de columnas se mantendría estable ya que no presenta afectación por socavación, situación contraria a la de los grupos restantes, que entran en un entorno de inestabilidad al verse un cambio en la pendiente de su gráfica y al perder el factor de empotramiento de sus respectivas zapatas. Por otra parte, se ve superado el valor de la distorsión permisible en el caso del segundo grupo de columnas, así como los esfuerzos de tensión, lo que implicaría daños considerables y falla en la estructura. Por otra parte, y a pesar de que no se ve alcanzada la resistencia a tensión en los otros grupos de columnas, no se cumpliría con los objetivos de diseño basados en desempeño propuestos.

Debido a lo anterior y a que se busca cumplir con los objetivos de diseño y que toda la estructura se mantenga estable, se considerará de manera global como inestable y no funcional. Lo anterior acontece al aumentar un 21 % el periodo de vibración fundamental ($Tr=50$ años) con respecto al valor cuando no se tiene socavación (ISE), tal como se muestra en la tabla 5.35.

Tabla 5.35. Estabilidad estructural de cada periodo de vibración y frecuencia natural obtenida bajo cada condición

Condición	T(s)	F (1/s)	Estabilidad
Empotramiento Perfecto (Estado inicial, sin efectos ISE ni de agua)	0.26791	3.73255	Estable
Interacción Suelo- Estructura (Estado inicial, sin efectos de agua)	0.51711	1.93382	Estable
Tr = 50	0.62759	1.59340	Inestable
Tr = 100	0.62759	1.59340	Inestable
Tr = 200	0.62759	1.59340	Inestable
Tr = 300	0.62759	1.59340	Inestable
Tr = 350	0.62759	1.59340	Inestable
Tr = 400	0.62761	1.59335	Inestable
Tr = 450	0.62761	1.59334	Inestable
Tr = 500	0.62761	1.59334	Inestable

Por lo anterior y siguiendo el diagrama de flujo de la figura 4.10, deberá hacerse una nueva propuesta de cimentación.



La razón de que la cimentación propuesta no haya cumplido con los objetivos de diseño se debe a que la profundidad de socavación para las zapatas II y III supera la profundidad de su desplante en cada uno de los periodos de retorno.

Por lo anterior, debe proponerse una profundidad de desplante mayor a la inicialmente propuesta. Sin embargo, al aumentarse dicha profundidad trae consigo también un aumento en el costo de la cimentación al tratarse de un gran volumen de material, por lo que en vez de aumentar la profundidad de desplante se propone la implementación de pilotes por debajo del nivel de las zapatas inicialmente propuestas y con ello se logre obtener una mejor estabilidad global en la estructura.

Para lo mencionado, se propone un acomodo de 6 pilotes de concreto reforzado de 1.50 m de ancho con una profundidad de 4 m, con base a que el valor de la socavación total máxima es de 5.58 m y la profundidad de desplante de las zapatas es de 2 m, dando una diferencia de 3.58 m, con lo que la profundidad del pilote de los pilotes de 4 m cubre el daño de la socavación máxima.

De igual manera que en las zapatas, para el caso de los pilotes es necesario calcular la rigidez equivalente del suelo sobre estos elementos. Para ello, las NTC-Sismo 2017 proponen las siguientes ecuaciones para el cálculo de la rigidez horizontal (K_h^0) y vertical (K_v^0) respectivamente:

$$K_h^0 = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21} \quad (5.20)$$

$$K_v^0 = 1.9dE_s \left(\frac{L}{d} \right)^{0.67} \quad (5.21)$$

donde,

d = diámetro del pilote

E_p = Módulo de elasticidad del pilote

E_s = Módulo de elasticidad del suelo = $2(1 + \nu) G_s$

En la tabla 5.36 se muestran los datos requeridos con base a las propiedades del suelo, mientras que en la tabla 5.37, se muestran los datos requeridos con base a las propiedades del pilote para utilizar las ecuaciones 5.20 y 5.21, mostrando los resultados de dichas ecuaciones en la figura 5.38.



Tabla 5.36. Propiedades del suelo para estimación de rigidez sobre pilotes

Pilotes	Estrato	Suelo	γ , (t/m ³)	ν	N	D, Hs, (m)	Vs, (m/s)	σ , (ts ² /m ⁴)	G, (t/m ²)	Es, (t/m ²)
I	1	Arena	1.33	0.38	4	4.00	160.34	0.14	3485.37	9.62 x 10 ³
II	3	Arena	1.63	0.34	3	4.00	152.68	0.17	3873.52	1.04 x 10 ⁴
III	2	Arcilla	1.42	0.45	5	1.00	88.40	0.14	1131.13	3.28 x 10 ³
III	3	Arena	1.63	0.34	3	3.00	144.15	0.17	3452.48	9.25 x 10 ³

Tabla 5.37. Propiedades del pilote para estimación de rigidez sobre pilotes

Pilotes	Estrato	f _c , (kg/cm ²)	d, (m)	L, (m)	Ep, (t/m ²)
I	1	500	1.50	4.00	3.13 x 10 ⁶
II	3	500	1.50	4.00	3.13 x 10 ⁶
III	2	500	1.50	1.00	3.13 x 10 ⁶
III	3	500	1.50	3.00	3.13 x 10 ⁶

Tabla 5.38. Rigideces horizontal y vertical sobre pilotes

Pilotes	Estrato	L, (m)	d, (m)	(L/d) ^{0.67}	Ep, (t/m ²)	Es, (t/m ²)	(Ep/Es) ^{0.21}	Kh, (t/m)	Kv, (t/m)
I	1	4.00	1.50	1.93	3.13 x 10 ⁶	9.62 x 10 ³	3.37	48626	52894
II	3	4.00	1.50	1.93	3.13 x 10 ⁶	1.04 x 10 ⁴	3.32	51642	57080
III	2	1.00	1.50	0.76	3.13 x 10 ⁶	3.28 x 10 ³	4.22	20784	-
III	3	3.00	1.50	1.59	3.13 x 10 ⁶	9.25 x 10 ³	3.40	47154	41957

Para la modelación de la rigidez en los pilotes, el valor de la rigidez obtenido deberá afectarse por un factor de empotramiento, cuyo valor de acuerdo con las NTC-Sismo (2017) es igual a 1, por lo que para tomar en cuenta la socavación sobre los pilotes el factor de empotramiento deberá estar en función del espesor del estrato que abarque el pilote y la profundidad de la socavación, tal como se muestra en la expresión 5.22.

$$FE_P = \frac{H_s - H_T}{H_s} \quad (5.22)$$

donde:

H_s = Espesor del estrato en el pilote (m)

H_T = Profundidad de socavación (m)

Una vez afectadas las rigideces de cada estrato por su respectivo factor de empotramiento, los resortes equivalentes a éstas se colocarán en el centro de cada estrato, dividiendo de esta



forma la rigidez obtenida entre el número de pilotes que se tengan. Cabe mencionar que a la profundidad de socavación deberá restársele la profundidad de desplante de las zapatas, siendo para este caso 2 m. Siguiendo lo anterior, se procede a encontrar los factores de empotramiento para cada periodo de retorno y el valor de cada una a introducir en el modelo, las cuales se presentan en la tabla 5.39.

Tabla 5.39. Rigideces sobre pilotes a introducir en el modelo

Pilotes	Estrato	Tr	Kh, (t/m)	Kv, (t/m)	Hs, (m)	Ht (m)	FEp	Kh*, (t/m)	Kv*, (t/m)	Kh*/6, (t/m)	Kv*/6, (t/m)
I	1	ISE	48626	52894	4.00	0.00	1.00	48626	52894	8104	8816
		50	48626	52894	4.00	0.00	1.00	48626	52894	8104	8816
		100	48626	52894	4.00	0.00	1.00	48626	52894	8104	8816
		200	48626	52894	4.00	0.00	1.00	48626	52894	8104	8816
		300	48626	52894	4.00	0.00	1.00	48626	52894	8104	8816
		350	48626	52894	4.00	0.00	1.00	48626	52894	8104	8816
		400	48626	52894	4.00	0.00	1.00	48626	52894	8104	8816
		450	48626	52894	4.00	0.00	1.00	48626	52894	8104	8816
		500	48626	52894	4.00	0.00	1.00	48626	52894	8104	8816
II	3	ISE	51642	57080	4.00	0.00	1.00	51642	57080	8607	9513
		50	51642	57080	4.00	3.03	0.24	12523	57080	2087	9513
		100	51642	57080	4.00	3.11	0.22	11490	57080	1915	9513
		200	51642	57080	4.00	3.29	0.18	9166	57080	1528	9513
		300	51642	57080	4.00	3.35	0.16	8392	57080	1399	9513
		350	51642	57080	4.00	3.42	0.15	7488	57080	1248	9513
		400	51642	57080	4.00	3.52	0.12	6197	57080	1033	9513
		450	51642	57080	4.00	3.55	0.11	5810	57080	968	9513
		500	51642	57080	4.00	3.58	0.11	5422	57080	904	9513
III	2	ISE	20784	-	1.00	0.00	1.00	20784	-	3464	-
		50	20784	-	1.00	2.96	0.00	0	-	0	-
		100	20784	-	1.00	3.04	0.00	0	-	0	-
		200	20784	-	1.00	3.11	0.00	0	-	0	-
		300	20784	-	1.00	3.17	0.00	0	-	0	-
		350	20784	-	1.00	3.24	0.00	0	-	0	-
		400	20784	-	1.00	3.34	0.00	0	-	0	-
		450	20784	-	1.00	3.37	0.00	0	-	0	-
		500	20784	-	1.00	3.40	0.00	0	-	0	-
III	3	ISE	47154	41957	3.00	0.00	1.00	47154	41957	7859	6993
		50	47154	41957	3.00	1.96	0.35	16347	41957	2724	6993
		100	47154	41957	3.00	2.04	0.32	15089	41957	2515	6993
		200	47154	41957	3.00	2.11	0.30	13989	41957	2332	6993
		300	47154	41957	3.00	2.17	0.28	13046	41957	2174	6993
		350	47154	41957	3.00	2.24	0.25	11946	41957	1991	6993
		400	47154	41957	3.00	2.34	0.22	10374	41957	1729	6993
		450	47154	41957	3.00	2.37	0.21	9902	41957	1650	6993
		500	47154	41957	3.00	2.40	0.20	9431	41957	1572	6993

En la figura 5.12 se muestra el modelo correspondiente con la incorporación de zapatas y pilotes, así como los resortes equivalentes del suelo. En la tabla 5.40 se presentan los periodos fundamentales de vibración para diferentes condiciones de apoyo.

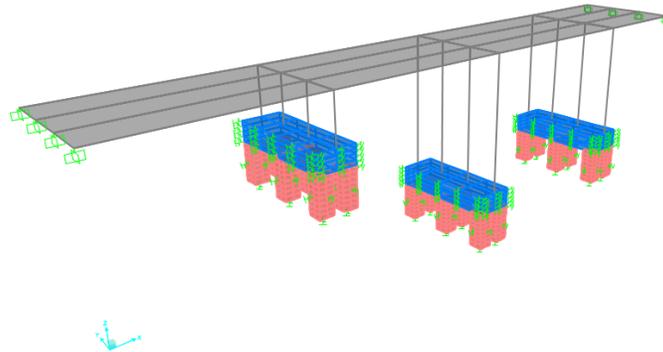


Figura 5.12. Modelo del Puente Francisco I considerando zapatas y pilotes y sus resortes equivalentes

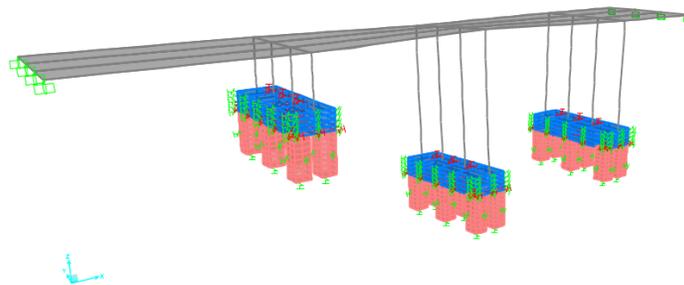


Figura 5.13. Deformada obtenida de la forma modal fundamental de vibración del puente Francisco I considerando zapatas y pilotes

Tabla 5.40. Periodos de vibración y frecuencias naturales obtenidas bajo cada condición

Condición	T(s)	F (1/s)
Empotramiento Perfecto (Estado inicial, sin efectos ISE ni de agua)	0.26791	3.73255
Interacción Suelo- Estructura (Estado inicial, sin efectos de agua)	0.71072	1.40703
Tr = 50	0.78921	1.26709
Tr = 100	0.78972	1.26627
Tr = 200	0.79094	1.26432
Tr = 300	0.79139	1.26360
Tr = 350	0.79157	1.26331
Tr = 400	0.79248	1.26187
Tr = 450	0.79279	1.26137
Tr = 500	0.79306	1.26094



Posteriormente se hace una revisión de las distorsiones en los pilotes tal, como se comentó en el capítulo 3. Para ello, es necesario conocer los desplazamientos que existen como respuesta al empuje hidrodinámico sobre los pilotes. En la tabla 5.41 se reporta el valor del empuje hidrodinámico para cada periodo de retorno.

Tabla 5.41. Empuje hidrodinámico sobre los pilotes para cada periodo de retorno considerando el efecto de la socavación

Tr	A₁ (cm²)	A₂ (cm²)	A₃ (cm²)	Eh₁ (t)	Eh₂ (t)	Eh₃ (t)
50	0.00	75450	74400	0.00	2.24	2.21
100	0.00	76650	75600	0.00	2.27	2.24
200	0.00	79350	76650	0.00	2.35	2.27
300	0.00	80250	77550	0.00	2.38	2.30
350	0.00	81300	78600	0.00	2.41	2.33
400	18000	82800	80100	0.53	2.46	2.38
450	20100	83250	80550	0.60	2.47	2.39
500	22050	83700	81000	0.65	2.48	2.40

La revisión de los objetivos de diseño basado en desempeño se realizará nuevamente con base a los criterios del trabajo de Rivera y Meli (2008) con respecto a la revisión de la distorsión de fluencia (γ), la demanda de distorsión en el puente, así como de los esfuerzos de tensión en elementos estructurales, con el uso de las expresiones 5.15 a la 5.19.

De acuerdo con dichas expresiones la resistencia a tensión del concreto tendrá un valor de 33.54 kg/cm² y un valor de distorsión de fluencia de 0.00181. En la tabla 5.42, 5.43 y 5.44 se hace la revisión de los objetivos de diseño para cada grupo de pilotes respectivamente. Mientras que en la figura 5.14 se muestra la comparación de los valores de rigidez equivalente del suelo y el periodo de vibración fundamental para cada grupo de pilotes para revisión de la estabilidad estructural.

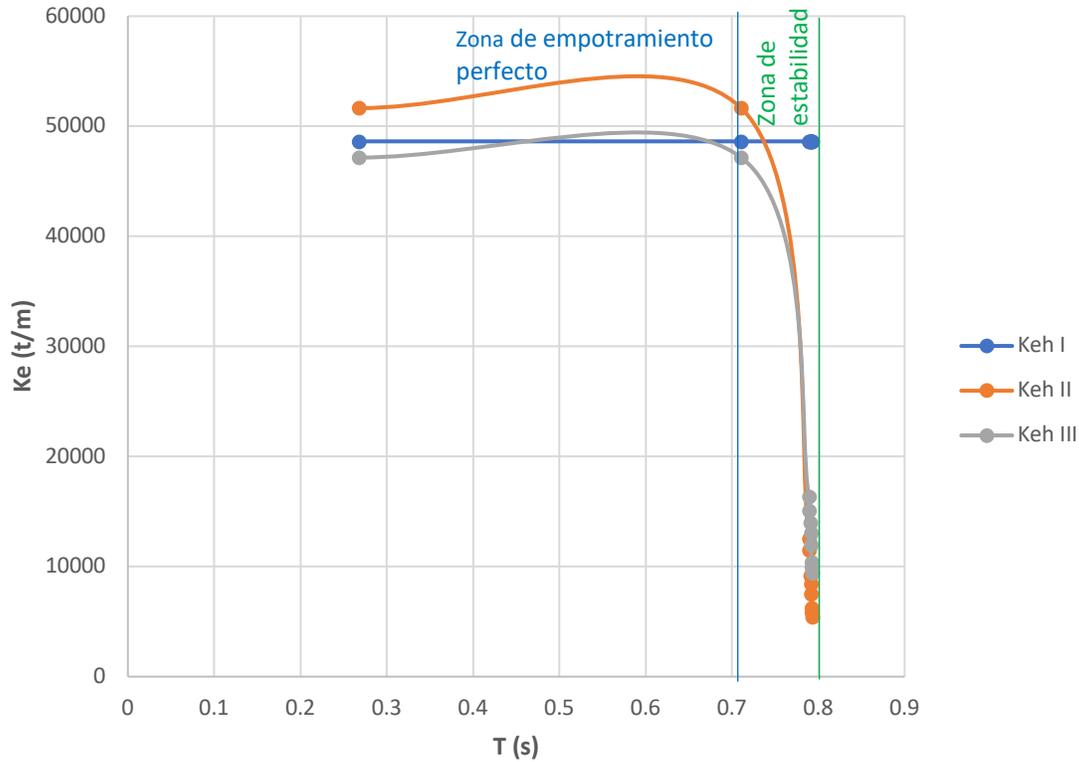


Figura 5.14. Entorno de estabilidad estructural

Tabla 5.42. Revisión de los objetivos de diseño en el primer grupo de pilotes

Nivel de desempeño	Nivel de ocurrencia del Q_d	$\gamma_{columna} = \frac{\Delta_L}{H}$	Esfuerzos de tensión en elementos estructurales (kg/cm^2)	Estabilidad Estructural	¿Cumple el nivel de desempeño?
I	Tr = 100 años	0.00000	0.88	Estable	SI
	Tr = 200 años	0.00000	0.88	Estable	SI
II	Tr = 300 años	0.00000	0.88	Estable	SI
	Tr = 400 años	0.00015	0.90	Estable	SI
	Tr = 500 años	0.00025	0.93	Estable	SI

Tabla 5.43. Revisión de los objetivos de diseño en el segundo grupo de pilotes

Nivel de desempeño	Nivel de ocurrencia del Q_d	$\gamma_{columna} = \frac{\Delta_L}{H}$	Esfuerzos de tensión en elementos estructurales (kg/cm^2)	Estabilidad Estructural	¿Cumple el nivel de desempeño?
I	Tr = 100 años	0.00110	20.56	Estable	SI
	Tr = 200 años	0.00125	22.43	Estable	SI
II	Tr = 300 años	0.00140	24.12	Estable	SI
	Tr = 400 años	0.00160	26.45	Estable	SI
	Tr = 500 años	0.00175	28.10	Estable	SI



Tabla 5.44. Revisión de los objetivos de diseño en el tercer grupo de pilotes

Nivel de desempeño	Nivel de ocurrencia del Q_d	$\gamma_{columna} = \frac{\Delta_L}{H}$	Esfuerzos de tensión en elementos estructurales (kg/cm ²)	Estabilidad Estructural	¿Cumple el nivel de desempeño?
I	Tr = 100 años	0.00055	3.07	Estable	SI
	Tr = 200 años	0.00070	3.68	Estable	SI
II	Tr = 300 años	0.00085	4.19	Estable	SI
	Tr = 400 años	0.00100	4.72	Estable	SI
	Tr = 500 años	0.00120	5.14	Estable	SI

Como se puede apreciar, de manera local todos los grupos de pilotes se mantendría estable aún con afectación por socavación, al no reflejarse un cambio de pendiente de su gráfica y al no perder el factor de empotramiento sus pilotes. Por otra parte, no se supera el valor de la distorsión permisible en ninguna condición, así como los esfuerzos de tensión, lo que no implicaría daños ni falla en la estructura.

Por lo anterior, se cumpliría con los objetivos de diseño basados en desempeño propuestos y de manera global se considera a la estructura como estable. Lo anterior aconteciendo al aumentarse hasta un 12 % el periodo de vibración fundamental (Tr=500 años) con respecto al valor cuando no se tiene socavación (ISE), tal como se muestra en la tabla 5.45.

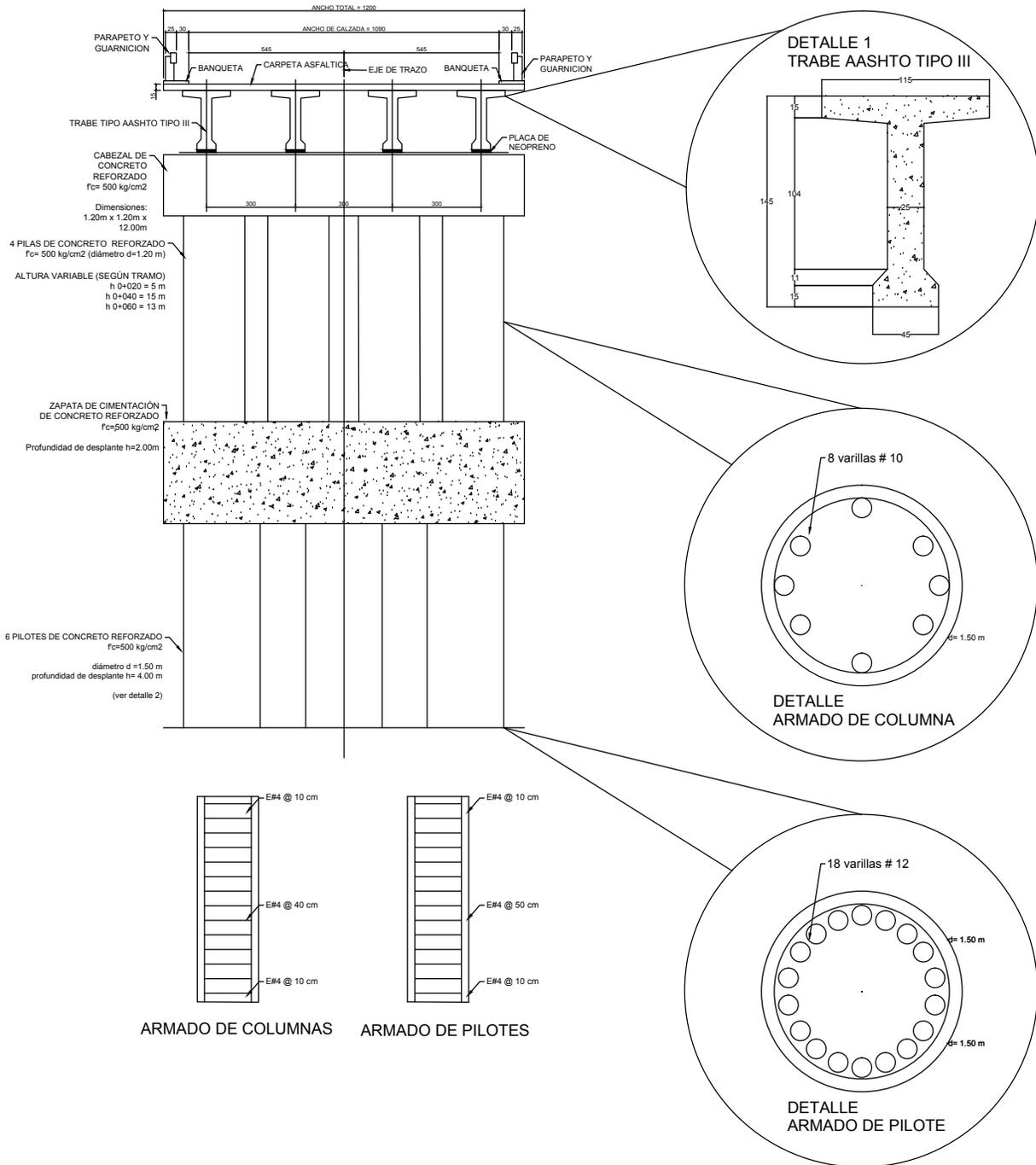
Tabla 5.45. Estabilidad estructural con pilotes cada periodo de vibración y frecuencia natural obtenida bajo cada condición

Condición	T(s)	F (1/s)	Estabilidad
Empotramiento Perfecto (Estado inicial, sin efectos ISE ni de agua)	0.26791	3.73255	Estable
Interacción Suelo- Estructura (Estado inicial, sin efectos de agua)	0.71072	1.40703	Estable
Tr = 50	0.78921	1.26709	Estable
Tr = 100	0.78972	1.26627	Estable
Tr = 200	0.79094	1.26432	Estable
Tr = 300	0.79139	1.26360	Estable
Tr = 350	0.79157	1.26331	Estable
Tr = 400	0.79248	1.26187	Estable
Tr = 450	0.79279	1.26137	Estable
Tr = 500	0.79306	1.26094	Estable

Finalmente, al cumplirse los objetivos de diseño propuestos y verificarse que es estable la estructura para este caso, no se vuelve necesaria la optimización de la cimentación, ya que se cubre el nivel de socavación con una profundidad de desplante ligeramente superior a éste, motivo por el cual, en el caso de esta investigación no se realizará la optimización de la cimentación. Una vez verificado lo anterior y siguiendo el diagrama de flujo propuesto en la figura 4.10, se debe revisar el puente ante otras sollicitaciones y en caso de que no esto no sea necesario, se debe proseguir con el detallado de los elementos estructurales y la elaboración de los planos. En esta investigación no se llevarán a cabo tales pasos debido a que se ven fuera del alcance de este trabajo. A continuación, se muestra el diseño final por socavación que tendría el puente.



5.8. Diseo Final





CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En la presente investigación se propusieron criterios básicos para el diseño estructural de puentes por socavación basado en conceptos de desempeño, las conclusiones derivadas al respecto se comentan a continuación

Ante la carencia de un reglamento para el diseño y construcción de puentes en el país, aunado a la falta de recomendaciones explícitas para el diseño estructural de puentes por socavación en la literatura, en este trabajo se planteó un procedimiento de diseño cuya estructura básica contempla los siguiente criterios: estudios preliminares de proyecto, factores que inciden en la vulnerabilidad estructural, análisis de estabilidad estructural y recomendaciones para el diseño óptimo de la cimentación. También se vio la conveniencia de incorporar los conceptos de diseño basado en desempeño, al buscar una similitud con el campo de aplicación en la ingeniería sísmica, para ello se propuso una matriz de desempeño para el diseño de puentes por socavación.

Los estudios preliminares de proyecto son fundamentales para la concepción estructural de los puentes ante el tránsito de avenidas y en consecuencia para reducir el riesgo de falla por socavación. Así, los estudios topográficos, hidrológicos, hidráulicos y geotécnicos aportan información relevante para el predimensionamiento de la estructura.

En caso de la cimentación, lo deseable sería incorporar cimentación profunda con un nivel de desplante bastante generoso para asegurar la estabilidad del puente, sin embargo, por cuestiones económicas no siempre sucede así, en consecuencia, se propone en esta investigación llevar a cabo un análisis de optimización de la profundidad de desplante de la cimentación, a fin de buscar un equilibrio entre seguridad y economía. Así mismo, se hace la recomendación de proteger la cimentación superficial con técnicas de enrocamiento para mitigar la socavación en la base.

Otro aspecto fundamental en el procedimiento de diseño es el análisis de la estabilidad estructural ante la pérdida de empotramiento en la cimentación por el fenómeno de socavación. En ese sentido, se comenta en la investigación un posible esquema de modelación y análisis estructural para evaluar el comportamiento del puente, el cual se basa en la teoría de la interacción suelo-estructura. Mediante este esquema se facilita incorporar los factores que inciden en la vulnerabilidad estructural del puente, como son los hidrológicos, hidráulicos y geotécnicos condensados en la estimación de la socavación y en consecuencia su efecto en la pérdida de empotramiento. Esta parte del procedimiento resulta relevante, dado que sirve de apoyo para la revisión de los objetivos de diseño basado en desempeño como se comenta en el trabajo.

En la construcción de la matriz de desempeño para el diseño de puentes por socavación, se correlacionan los niveles de desempeño con los niveles de ocurrencia. En lo que respecta a los niveles de desempeño, se contemplan dos tipos de puentes atendiendo a su importancia: Tipo A y Tipo B; para el tipo A (De mayor importancia) se considera factible cubrir dos



niveles de desempeño: operación completa y ocupación inmediata; mientras que para el tipo B se vio conveniente contemplar tres niveles de desempeño: operación completa, ocupación inmediata y seguridad de vida. Mientras que los niveles de ocurrencia para revisar dichos niveles de desempeño quedaron definidos en términos de los periodos de ocurrencia del gasto de diseño, por considerar a este parámetro representativo del grado de afectación en los puentes por socavación.

En el futuro, se sugiere seguir investigando sobre los criterios de análisis de la estabilidad estructural, en particular, en lo que concierne a las funciones de impedancia para modelar la flexibilidad del suelo, los cuales han sido pensados para movimientos armónicos como el sismo, por lo que habrá que hacer un estudio más sólido para el caso de excitaciones hidrodinámicas.

De igual forma, se recomienda hacer un análisis más riguroso sobre la definición de los periodos de retorno de los gastos de diseño para puentes, asociados a diferentes niveles de ocurrencia.



REFERENCIAS

1. AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials (2017). “**AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**”, AASHTO, Washington D.C., USA.
2. CENAPRED, Centro Nacional de Prevención de Desastres (2016). “**Actualización de las probabilidades de ocurrencia de ciclones tropicales en México para el cálculo de Marea de Tormenta (Para el periodo 1949-2014)**”. Informe Técnico. Sistema Nacional de Protección Civil. Secretaría de Gobernación. México.
3. CENAPRED, Centro Nacional de Prevención de Desastres (2003). “**Ciclones Tropicales**”. Serie de Fascículos. Secretaria de Gobernación. México.
4. Dos Santos R. P. (2008). “**Estudo da erosão de pilares de pontes**”. Tesis de Maestría. Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto. Portugal.
5. Elsabee F. y Morray J. P. (1977). “**Dynamic behavior of embedded foundations**” Report No. R77-23, Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA.
6. Fernández, U. (2019). “**Análisis de la estabilidad en puentes por socavación**”. Tesis de Licenciatura, Facultad de Estudios Superiores Acatlán, Universidad Nacional Autónoma de México. México.
7. FHWA, Federal Highway Administration (2012). “**Evaluating Scour at Bridges**”. U.S. Department of Transportation. Fifth Edition. United States of America.
8. Gazetas G. (1991). “**Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations**”. J Geotech. Eng.
9. Guerrero F. (2016). “**Vulnerabilidad estructural ante socavación del puente Medellín**”. Tesis de Licenciatura, Facultad de Estudios Superiores Acatlán, Universidad Nacional Autónoma de México. México.
10. I. de I. (2017). “**Vulnerabilidad de Estructuras de Puentes en Zonas de Gran Influencia de Ciclones Tropicales**”. Informe Técnico. Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México, Centro Nacional de Prevención de Desastres. Sistema Nacional de Protección Civil. México.
11. Juárez E. y Rodríguez R. (2002), “**Mecánica de Suelos. Tomo 3. Flujo de agua en suelos**”, Editorial Limusa, México.
12. Martín P. (2003), “**Ingeniería de Ríos**”. Editorial Alfaomega. México. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.



13. Maza J. A. y Sánchez J. L. (1968), “**Contribución al estudio de socavación local en pilas de puentes**”, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
14. Maza J. A y García M. (1987) “**Causas de falla en puentes**”, Memoria de la Reunión Conjunta AMH, AMIVTAC y SMSS, México D.F.
15. Martínez E. (2009). “**Aspectos básicos de la vulnerabilidad de puentes por el paso de avenidas extraordinarias**”. Tesis de Licenciatura, Facultad de Estudios Superiores Acatlán. Universidad Nacional Autónoma de México, México.
16. Melville B.W. y Coleman S.E. (2000). “**Bridge Scour**”. The University of Auckland, Water Resources Publications, LLC. New Zealand.
17. Mylonakis G., Nikolaou S. AND Gazetas, G. (2006). “**Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations.**” Soil Dyn. Earthquake Eng.
18. NTC- Concreto (2004). “**Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto**”. Reglamento de Construcción para el Distrito Federal, México.
19. NTC- Sismo (2017). “**Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo**”. Reglamento de Construcción de la Ciudad de México. México.
20. N·PRY·CAR·6·01·004/01. (2001). “**Normas de proyecto de carreteras para proyectos de nuevos puentes y estructuras similares para viento**”. Instituto Mexicano del Transporte. Secretaría de Comunicaciones y Transportes. México.
21. Pais A. y Kausel E. (1988). “**Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations**” Soil Dyn. Earthquake Eng.
22. Petrini F. y Palmeri. A (2012). “**Performance-Based Design of bridge structures subjected to multiple hazards: a review**”. Paper of 6th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. Stresa, Lake Maggiore. Italy.
23. Ramón C. I. (2015), “**Vulnerabilidad estructural de puentes ante el tránsito de avenidas**”. Tesis de Licenciatura. Facultad de Estudios Superiores Acatlán. Universidad Nacional Autónoma de México. México.
24. Rivera D., Echavarría A. y Pacheco M.A (2006). “**Daños observados en puentes durante el paso del huracán Stan**”. Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco, México.



25. Rivera D. y Meli R. (2008). “**Procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado**”, Revista no. 79 de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México.
26. Rivera D. y Núñez L. (2016). “**Vulnerabilidad estructural de puentes por socavación**”. Memorias del XX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Mérida, Yucatán, México.
27. Sánchez S. (1997), “**Inestabilidad en puentes por efecto de socavación**”, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
28. SCT, Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2018). “**Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras 2018**”, México.
29. Smith D. W. (1976), “**Bridge failure**”, Proceedings Institution of Civil Engineers.
30. Veletsos A.S. y Wei Y.T. (1971). “**Lateral and rocking vibration of footings**”, Journal of Soils Mechanics and Foundation Division – ASCE, Vol 97.
31. Vision 2000 Committee (1995), “**Performance based seismic engineering of buildings**”, Structural Engineers Association of California (SEAOC)
32. Vite J. (2019). “**Diseño óptimo de cimentaciones de puentes ante problemas por socavación**”. Tesis de Licenciatura. Facultad de Estudios Superiores Acatlán. Universidad Nacional Autónoma de México. México.



ANEXO

ARTÍCULO “DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES POR SOCAVACIÓN”, PUBLICADO EN LAS MEMORIAS DEL XXII CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL DE LA SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (SMIE), AGUASCALIENTES, AGUASCALIENTES, 2020, EN COAUTORÍA CON EL DR. DARÍO RIVERA VARGAS Y EL MTRO. GUSTAVO ADOLFO GODHO RAMÍREZ, CON BASE EN ESTA TESIS.



DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES POR SOCAVACIÓN BASADO EN DESEMPEÑO

Darío Rivera-Vargas¹, Gustavo Adolfo Godho Ramírez¹ y Héctor Francisco Perales Sánchez¹

RESUMEN

Se presenta un procedimiento de diseño estructural de puentes por socavación basado en desempeño. El estudio se limita al análisis de puentes carreteros cuya estructuración es a base de concreto reforzado en la subestructura y de concreto presforzado en la superestructura. Se concluye, entre otras cosas, que con este enfoque de diseño estructural por socavación, se logra un diseño racional y confiable. Para su adecuada implementación, resulta fundamental el análisis de la estabilidad estructural ante el tránsito de avenidas, asociado a diferentes gastos de diseño; dado que en función de la respuesta estructural se pueden revisar los objetivos de diseño.

ABSTRACT

A performance-based scour bridge structural design procedure is presented. The study is limited to the analysis of highway bridges whose structuring is based on reinforced concrete in the substructure and prestressed concrete in the superstructure. It is concluded, among other things, that with this approach to structural design by scour, a rational and reliable design is achieved. For its proper implementation, the analysis of structural stability in the flood-flow transport is essential, associated with different design flow rates; since, depending on the structural response, the design objectives can be revised.

INTRODUCCIÓN

Los puentes son obras de infraestructura vitales en la red carretera del país, al ser indispensables para el transporte de mercancías y en la comunicación de las poblaciones, lo cual redundaría en beneficios para el desarrollo económico de las entidades federativas. Por lo anterior, resulta fundamental proveer a los puentes de un diseño confiable y óptimo, a fin de lograr su operación adecuada y nivel de seguridad aceptable ante diferentes solicitaciones de carga, en particular las relacionadas con eventos naturales extraordinarios. En este sentido, de acuerdo a trabajos de Smith (1976), Melville y Coleman (2000), Imhof (2004) y Dos Santos (2008), la principal causa de colapso en los puentes, se atribuye a problemas de socavación, trayendo consigo pérdidas económicas considerables. Este problema se agrava, en razón de que no existe en la literatura recomendaciones explícitas para su consideración en el diseño estructural.

Los puentes ubicados sobre cauces de ríos se ven afectados por el paso de avenidas extraordinarias generadas principalmente por fenómenos hidrometeorológicos como los huracanes (Rivera-Vargas, Echavarría y Pacheco, 2006). Esta situación se ha observado en el país durante el paso de huracanes, tales como: Stan (2005), Ingrid (2013), Manuel (2013) y Hanna (2020). De acuerdo a un estudio del Instituto de Ingeniería de la UNAM (I. de I., 2017) sobre los puentes con mayor exposición a este fenómeno hidrometeorológico ubicados en la región del litoral del Océano Pacífico, el estado de Chiapas reporta el mayor número de puentes afectados por socavación, seguidos por Sinaloa y Oaxaca. Los daños más predominantes en este tipo de obras se presentan en los terraplenes de acceso y en las cimentaciones, como se muestra en las figuras 1 y 2, respectivamente; se aprecia el efecto de la socavación a consecuencia de la gran demanda de área hidráulica ante el incremento del nivel del río, así como al paso de la corriente con grandes intensidades de velocidad.

¹ Facultad de Estudios Superiores Acatlán, UNAM, División de Matemáticas e Ingeniería, Unidad de Investigación Multidisciplinaria, Av. Alcanfores y San Juan Totoltepec, Santa Cruz Acatlán, Naucalpan, 53150, Estado de México. Tel. 5623-15-94, dario.arna@hotmail.com, gusgodho@gmail.com, franciscots14@yahoo.com