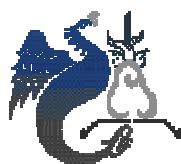




***UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO***
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
CAMPUS ACATLÁN



TESIS:
ASPECTOS BÁSICOS DE LA VULNERABILIDAD DE PUENTES
POR EL PASO DE AVENIDAS EXTRAORDINARIAS

PRESENTA:
Juan Erasmo Martínez Mejía

PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

ASESOR
Dr. Darío Rivera Vargas

OCTUBRE 2009



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIAS Y AGRADECIMIENTOS

A mis padres:

Mi mamá, Rosa Ma. Mejía

Mi papá, Juan Javier Martínez

A quienes agradezco de todo corazón por sus consejos, amor, cariño y comprensión. Este triunfo profesional siéntanlo como suyo.

A toda mi familia, en especial:

A mis tíos Sergio Mejía y Silveria Vergara por su apoyo y motivación.

A mis primos Ulises, Sofy, Belinda y Jimena.

A mi abuelita Alicia.

A todos mis amigos pasados y presentes; pasados por ayudarme a crecer y madurar como persona y presentes por estar siempre conmigo apoyándome en todas las circunstancias posibles, también son parte de esta alegría, gracias Yaremi.

A mis Sínodos por su disposición y ayuda brindadas.

Agradezco a Dios por llenar mi vida de dicha y bendiciones, gracias San Juditas Tadeo.

Juan Erasmo Martínez Mejía

Octubre 2009.

ASPECTOS BÁSICOS DE LA VULNERABILIDAD DE PUENTES POR EL PASO DE AVENIDAS EXTRAORDINARIAS

CONTENIDO

- **CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN**
 - 1.1 Antecedentes..... 1
 - 1.1.1 Clasificación de puentes..... 1
 - 1.1.2 Fallas en puentes..... 4
 - 1.1.3 Situación actual sobre el mantenimiento de puentes en México..... 5
 - 1.1.4 Estrategias y programas de conservación de puentes en México..... 7
 - 1.2 Objetivo y alcance..... 10
 - 1.3 Contenido del trabajo..... 10

- **CAPÍTULO II. COMPORTAMIENTO OBSERVADO EN PUENTES DAÑADOS POR EL PASO DE AVENIDAS EXTRAORDINARIAS**
 - 2.1 Daños observados en puentes..... 12
 - 2.1.1 Fallas por socavación..... 12
 - 2.1.2 Fallas por inundación..... 13
 - 2.1.3 Fallas en puentes con cimentaciones superficiales..... 13
 - 2.2 Daños observados en puentes durante el paso del huracán Stan en el sureste de México..... 14
 - 2.2.1 Características generales del huracán Stan..... 14
 - 2.2.2 Características físicas de la región de estudio..... 15
 - 2.2.3 Cauces de los ríos..... 16
 - 2.2.4 Descripción de los daños observados..... 18
 - 2.3 Daños observados en puentes de Tailandia..... 30
 - 2.3.1 Puentes carreteros..... 31
 - 2.3.2 Puentes ferroviarios..... 42
 - 2.3.3 Puentes de emergencia..... 44
 - 2.3.4 Reconstrucción de puentes..... 45

- **CAPÍTULO III. PARÁMETROS BÁSICOS QUE INFLUYEN EN LAS AVENIDAS EXTRAORDINARIAS**
 - 3.1 Tránsito de avenidas..... 49
 - 3.2 Cuenca hidrológica..... 51
 - 3.2.1 Concepto de cuenca..... 51
 - 3.2.2 Características de la cuenca y los cauces..... 53
 - 3.2.3 Escurrimiento..... 56
 - 3.2.3.1 Fuentes de los diferentes tipos de escurrimiento..... 57
 - 3.3 Morfología fluvial..... 57
 - 3.3.1 Concepto de río..... 57
 - 3.3.2 Comportamiento básico de los ríos..... 59
 - 3.3.3 Formas de los ríos..... 61
 - 3.3.4 Geometría hidráulica de un río..... 62
 - 3.3.5 Corriente del río..... 65
 - 3.3.6 Caudal dominante..... 66
 - 3.4 Papel morfológico de la vegetación..... 67
 - 3.5 Características de los torrentes y las ramblas..... 69
 - 3.6 Morfología de llanuras de inundación..... 70
 - 3.7 Mecánica del transporte de sedimentos..... 71
 - 3.7.1 Granulometría..... 71
 - 3.7.2 Acorazamiento..... 72
 - 3.8 Encauzamientos..... 72

•	CAPÍTULO IV. EVALUACIÓN DEL RIESGO DE AVENIDAS EXTRAORDINARIAS	
4.1	Riesgo por inundación	74
4.1.1	Generalidades.....	74
4.1.2	Identificación de zonas en peligro por inundaciones.....	74
4.1.3	Procedimiento para elaborar mapas de riesgo por inundaciones.....	75
4.2	Riesgo por socavación	87
4.2.1	La socavación y las cimentaciones de puentes.....	87
4.2.1.1	Cimentaciones superficiales.....	87
4.2.1.1.1	Estribos.....	87
4.2.1.1.2	Pilas.....	88
4.2.1.2	Cimentaciones profundas.....	90
4.2.1.2.1	Apoyos extremos.....	91
4.2.1.2.2	Apoyos intermedios.....	91
4.2.2	Evaluación de la socavación.....	91
4.2.2.1	Tipos de socavación.....	92
4.2.3	Socavación general.....	93
4.2.3.1	Método de Lischtvan-Levediev.....	94
4.2.3.2	Método de Lischtvan-Levediev Modificado.....	99
4.2.4	Socavación local.....	102
4.2.4.1	Método de Laursen-Toch.....	104
4.2.4.2	Método de Yaroslatsiev.....	106
4.2.4.3	Método de Maza.....	110
4.2.5	Medidas de protección contra la socavación local en pilas de puentes.....	115
•	CAPÍTULO V. CRITERIOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES	
5.1	Normas de diseño	126
5.1.1	Normatividad de la SCT.....	126
5.1.1.1	Definición de cargas.....	127
5.1.1.2	Empujes de tierras.....	127
5.1.1.3	Empujes hidrostáticos.....	128
5.1.1.4	Cargas eventuales.....	128
5.1.1.4.1	Viento.....	128
5.1.1.4.2	Fricción.....	131
5.1.1.4.3	Variación de la temperatura.....	132
5.1.1.4.4	Empuje dinámico del agua.....	133
5.1.1.4.5	Subpresión.....	135
5.1.1.5	Combinación de cargas.....	136
5.1.2	Normas AASHTO.....	140
5.1.2.1	Cargas de diseño y factores de carga.....	140
5.1.2.1.1	Carga muerta.....	143
5.1.2.1.2	Empuje de tierras.....	144
5.1.2.1.3	Subpresión.....	145
5.1.2.1.4	Presión de corriente.....	145
5.1.2.1.5	Fuerza de viento.....	146
5.1.2.1.6	Fricción.....	148
5.2	Métodos basados en el análisis de la inestabilidad estructural	148
5.2.1	Revisión por volteo.....	149
5.2.2	Revisión por traslación.....	151
5.2.3	Desplazamientos laterales.....	154
5.2.4	Esfuerzos admisibles.....	155
5.2.5	Revisión por interacción suelo-estructura.....	161
5.2.5.1	Formas de análisis.....	162
5.2.5.2	Efecto de acoplamiento y empotramiento.....	167

5.2.5.3	Módulo de cortante.....	171
5.3	Criterio para determinar el ancho y la altura de puentes.....	172
<ul style="list-style-type: none"> • CAPÍTULO VI. REVISIÓN DE UN PUENTE DAÑADO POR EL PASO DE UNA AVENIDA EXTRAORDINARIA 		
6.1	Descripción general del puente de la Colonia Obrera (Chiapas).....	174
6.2	Cálculo de la socavación.....	176
6.3	Cálculo de las fuerzas que intervienen en el análisis de interacción Suelo-Estructura.....	182
6.3.1	Empuje hidrodinámico del agua.....	182
6.3.2	Fuerzas de viento.....	183
6.3.3	Empuje de tierras.....	184
6.3.4	Fricción.....	185
6.3.5	Subpresión.....	186
6.4	Cálculo de las rigideces del suelo.....	187
6.5	Cálculo de la distorsión angular.....	191
6.6	Cálculo de la capacidad de carga del suelo.....	192
6.7	Revisión de la condición de seguridad por capacidad de carga del suelo.....	193
6.8	Revisión de la condición de seguridad por volteo.....	194
<ul style="list-style-type: none"> • CAPÍTULO VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... 196 		
<ul style="list-style-type: none"> • APÉNDICE 		
<ul style="list-style-type: none"> • 1.- Mapa de isoyetas • 2.- Mapas de velocidades regionales • 3.- Inspección de socavación en puentes • 4.- Análisis de resultados del modelo Interacción Suelo-Estructura 		
<ul style="list-style-type: none"> • BIBLIOGRAFÍA 		

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

1.1.1 Clasificación de puentes

Los puentes se clasifican por su tamaño, tipo estructural, importancia, resistencia lateral y geometría (*ANIPPAC, 2000*).

Tamaño. Está en función de la longitud del claro (L):

Clasificación	Claro
Alcantarillas	$L = 6 \text{ m}$
Puentes de claro medio	$6 \text{ m} < L < 60 \text{ m}$
Puentes de grandes claros	$L > 60 \text{ m}$

Tipo estructural. De acuerdo a su comportamiento estático se pueden clasificar como simplemente apoyados y continuos. Los segundos incluyen desde claros medios, con continuidad solamente en la superestructura, hasta puentes colgantes, atirantados y empujados.

Importancia. Deben ser considerados importantes, a menos que se trate de accesos privados o de caminos temporales, en cuyo caso se podrá considerar secundario. Para que un puente pueda ser considerado secundario deberá ser de un solo claro no mayor que 20 m, con no más de dos carriles de circulación y se garantice un tránsito de vehículos poco intenso por lo menos 30 años.

Resistencia lateral. Debido a sus características, un mismo puente puede contar con diferentes estructuraciones y por lo tanto con distintas resistencias laterales, tanto de un apoyo a otro como para ambos sentidos de análisis.

Según su resistencia lateral se clasifican en:

- Marcos. En donde exista continuidad entre traveses, cabezales y columnas, excepto en estribos.
- Pilas y muros de concreto reforzado. Son elementos anchos cuyo comportamiento previsible ante carga lateral es por cortante y no por flexión. Se considera como pila o muro a la subestructura de un puente que en el sentido de análisis tenga una relación entre altura y su ancho menor que 3.
- Columnas aisladas. Todos aquellos elementos en los que una columna es el único elemento sismoresistente y que trabaja a flexocompresión en la dirección de análisis.
- Péndulo invertido. Son los puentes apoyados sobre una columna en los que se presente cabeceo en la superestructura.
- Estribos. Elementos que rematan las rampas de acceso en el caso de puentes en áreas planas o el apoyo en laderas en zonas montañosas o en las zonas cercanas a la orilla de los ríos.

Geometría. Pueden clasificarse en regulares e irregulares. Un puente irregular será aquel en el que se cumpla al menos una de las siguientes características:

- Los puentes en línea recta con apoyos esviados que formen ángulos mayores que 25° con respecto al eje transversal del camino.
- Puentes curvos que subtiendan un ángulo de un estribo a otro, o al final del puente, mayor que 25° , medido desde el eje principal del camino.
- Existen cambios abruptos en rigidez lateral o en masa a lo largo de su longitud. Los cambios en estas propiedades que excedan 25% de apoyo a apoyo excluyendo estribos, deberán ser considerados abruptos.

Estructuración de puentes

La estructura de un puente está compuesta fundamentalmente por dos partes: subestructura y superestructura (Figura 1).

Superestructura. Comprende todos los componentes que se encuentran por encima de los elementos de soporte:

- Superficie de rodamiento. Sobre la cual circulan los vehículos, puede ser de asfalto o de concreto.
- Losa. Su función es distribuir las cargas transversalmente y longitudinalmente en toda la longitud del puente.
- Vigas. Son miembros principales del puente y se diseñan para resistir flexión.

Subestructura. Está formada por todos los elementos que requiere la superestructura para sustentarse, como son apoyos, columnas, pilas, estribos y cabezales. Su función es transmitir eficientemente las cargas de la superestructura en la cimentación (*ANIPPAC, 2000*).

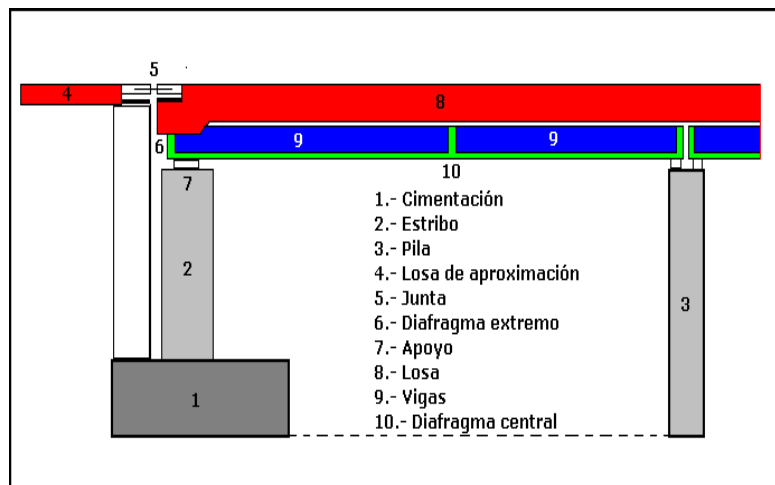


Figura 1. Elementos que forman un puente

1.1.2 Fallas en puentes

Los puentes son obras singulares, costosas y vitales para mantener el transporte. A menudo es el punto estratégico de una vía de comunicación. En un estudio estadístico de **(Smith, 1976)** sobre las principales fallas de 143 puentes en todo el mundo se encontraron los resultados siguientes:

Tipo de falla	Puentes colapsados
Corrosión	1
Fatiga de materiales	4
Viento	4
Diseños inadecuados	5
Sismos	11
Mal procedimiento constructivo	12
Sobrecargas y choques de embarcaciones	14
Materiales defectuosos	22
Socavación por Tránsito de avenidas	70

Las 70 fallas por socavación fueron debidas a que las profundidades durante el evento en una o varias pilas, alcanzaron niveles inferiores a los que llegaban las cimentaciones de las mismas. El estudio indica que la causa principal del colapso de los puentes se debe al tránsito de avenidas; teniendo como problema principal la socavación, en menor medida se atribuye a materiales o ejecución defectuosa, sobrecarga e impacto de embarcaciones, procedimiento constructivo inadecuado y por sismos; mientras que en casos poco predominantes se encuentran las fallas asociadas a un diseño inadecuado, viento, fatiga y corrosión (figura 2).

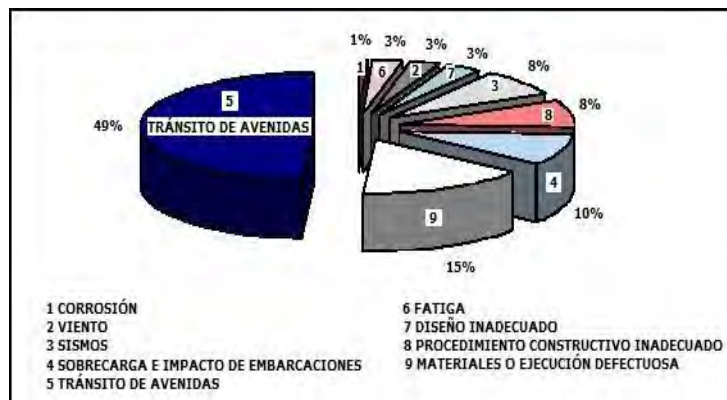


Figura 2. Estadística de fallas en puentes (Smith, 1976)

Pese a que el estudio de Smith fue realizado en 1976, en el que se puede aseverar que la causa principal en la falla de los puentes se atribuye al tránsito de avenidas, hoy en día no se está alejando de dicha realidad, si se toma en consideración que en el sureste de la República Mexicana varios puentes han colapsado por fenómenos hidrometeorológicos, tal como ocurrió durante el huracán Stan en el año 2005 o las depresiones tropicales en 2007 que causaron daños considerables en puentes de Veracruz, Tabasco y Chiapas.

El estudio de la socavación en puentes es amplio y complejo por la cantidad y tipo de elementos participantes; ya que trata de tres ramas básicas de la ingeniería civil: las bases para el análisis y revisión de los efectos de la socavación son tratados por la hidráulica, las condiciones de suelos en el cauce y subsuelo son estudiadas por la mecánica de suelos, posteriormente la rama de estructuras engloba todos los conocimientos generados anteriormente para realizar el análisis de la estructura **(Sánchez, 1997)**.

1.1.3 Situación actual sobre el mantenimiento de puentes en México

El término de conservación de puentes se puede definir como el conjunto de operaciones y trabajos necesarios para que una obra se mantenga con las características funcionales, resistentes e incluso estéticas con las que fue proyectada y construida. Y se puede dividir este conjunto de operaciones y trabajos en tres fases: Inspección, Evaluación y Mantenimiento **(Flores, 2006)**.

Sus objetivos fundamentales son:

- Garantizar que el mantenimiento de los puentes de la red puentera se lleve a cabo de una manera óptima.
- Jerarquizar las necesidades de los proyectos de rehabilitación y de la ejecución de las obras.
- Realizar la optimización de los presupuestos anuales.
- Ejecutar proyecciones de los requerimientos de presupuesto para un periodo de 5 años.
- Optimizar los criterios de evaluación para que los proyectos de reparación de los puentes sean más eficientes.

En una evaluación reciente de los puentes de la red federal, se estimó que, aproximadamente en 3,000 de ellos, el 60% del total, se requerían acciones importantes de rehabilitación **(Flores, 2006)**.

Es oportuno mencionar que el problema planteado no es exclusivo de México, si no que existe en numerosos países y con mayor agudeza en los países más desarrollados que tienen estructuras viales más extensas y más antiguas. En los Estados Unidos, por ejemplo, existen en la red federal de carreteras 574,000 puentes, de los cuales 200,000 deben reemplazarse o reforzarse por obsolescencia funcional o por insuficiencia estructural, a un costo de 50,000 millones de dólares, que se invertirán en un lapso de 20 años.

Adicionalmente, en Francia, los 6,700 puentes de la red principal de carreteras requieren una inversión anual de 40 millones de dólares durante 20 años. De esta inversión, un tercio se destinará a acciones preventivas de mantenimiento y dos tercios a la rehabilitación o reemplazo del 25% de esas obras.

En México Caminos y Puentes Federales (CAPUFE), es un organismo descentralizado que por ejemplo, en 2008 invirtió más 547 millones de pesos para el mantenimiento de los 35 puentes nacionales e internacionales que opera, ya que también abarca 4,330 Km de caminos **(SCT, 2008)**.

A pesar de que la construcción y administración institucional de puentes carreteros en México empieza en 1952 con la fundación de la Comisión Nacional de Caminos, es solo hasta 1982 cuando se inician acciones administrativas que consideran el problema global de la conservación de puentes. Antes de esa fecha, solo se emprendían acciones dispersas diferidas a casos puntuales, que en su mayor parte se aplicaban a la reconstrucción de puentes colapsados por socavación durante los temporales.

En 1982, se levanta un inventario de los puentes de la red federal que incluye una evaluación de sus condiciones; documento importante para el control de las estructuras viales a su cargo. Posteriormente, se establecen Residencias de Conservación de Puentes en la mayor parte de los estados y se llevan a cabo numerosas obras de reparación y modernización de puentes.

Por otra parte, es importante señalar que en México existen numerosos puentes que se encuentran desprotegidos, porque las entidades que los administran, quizás fundamentalmente por la carencia de recursos, no han realizado acciones sustantivas para su conservación. Se trata de los puentes de las redes estatales de caminos alimentadores y de los puentes de los caminos rurales. Aunque estos puentes soportan, en general, volúmenes de tránsito mucho menores que los de la red troncal, muchos de ellos tienen una gran antigüedad y un deterioro severo como consecuencia de una escasa o nula conservación, por lo que constituyen un grave peligro para la seguridad pública.

1.1.4 Estrategias y programas de conservación de puentes en México

El deterioro de nuestros puentes es debido, principalmente, a factores como: edad, diseño, defectos de construcción, incremento de cargas, medio ambiente adverso y a un mantenimiento inadecuado y diferido.

Sin duda que la capacidad para establecer objetivamente las prioridades y de formular estrategias adecuadas para atenderlas, depende de que se logren programas más eficaces que permitan, en primer término, preservar la inversión en las estructuras existentes y proporcionar niveles continuos y adecuados de seguridad y comodidad a los usuarios.

En nuestro país hay pocos programas establecidos para la conservación de puentes; por ejemplo, Caminos y Puentes Federales (CAPUFE), Comisión Federal de Electricidad (CFE) y la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT); tienen sus propios programas de conservación de puentes, aunque son muy parecidos por ser "copiados" de programas de otros países.

El último y más ambicioso de estos programas fue implantado por SCT, firmado en 1992 con el Directorio Danés de Carreteras. Este programa lleva como nombre SIPUMEX (*Flores, 2006*).

El Sistema de Puentes de México (SIPUMEX) es un sistema que permite contar con un inventario de la totalidad de los puentes de la Red Federal de Carreteras, en el que se incluyen las características, ubicación y estado físico. Ello permite efectuar una priorización de las necesidades de mantenimiento y rehabilitación, con lo que se logra una optimización de los recursos aplicables, atendiendo al mismo tiempo a la seguridad de los usuarios.

La primera fase de SIPUMEX, que se firmó en el año de 1992, está constituida por las siguientes actividades:

- Inventario
- Inspecciones principales
- Inspecciones rutinarias
- Mantenimiento menor y limpieza
- Evaluación de la capacidad de carga
- Jerarquización de los trabajos de rehabilitación

A mediados de 1993 se firmó el contrato de la Fase 2, cuyos trabajos finalizaron a fines de 1996, esta segunda fase incluía las siguientes actividades:

- Inspecciones especiales
- Diseño de reparación de puentes
- Diseño y especificaciones para puentes nuevos
- Rutas para transporte pesado
- Mapa de puentes
- Catálogo de precios unitarios para trabajos de mantenimiento y rehabilitación

Finalmente, conviene señalar que para el funcionamiento de los programas implementados para la conservación de carreteras, se deben cumplir los siguientes puntos mínimos:

- Uniformizar los criterios de inspección de todas las Residencias generales de Conservación de Carreteras.
- Actualizar sistemáticamente la base de datos del estado de los puentes, por lo menos una vez al año.

- Contar con los recursos necesarios para mantener el sistema en operación, sobre todo recursos financieros, mayor apoyo en los presupuestos para conservación de puentes.
- Corregir errores y detalles de diseño, conforme se vaya adquiriendo experiencia en el campo de fallas de puentes, incluyendo el ajuste a las normas de diseño existentes.
- Buena planeación de los programas de conservación de puentes.

Las estrategias y programas de conservación de puentes van ligados con los criterios de diseño basados en las disposiciones de los reglamentos empleados. México no cuenta con un código de diseño de puentes, con recomendaciones derivadas de las condiciones de peligros de fenómenos naturales propios del país, tales como: sismos, huracanes, hundimientos de terreno, entre otros, así como de investigaciones que sean acordes a las necesidades de la práctica de diseño en México. Por consiguiente, al no contar con un reglamento establecido y definido, es comprensible que entidades Federales, como la SCT, tengan necesidad de pedir el apoyo de instituciones extranjeras.

Esta situación lleva a reflexionar sobre la importancia de desarrollar investigación en la Ingeniería de Puentes a fin de corregir errores y detalles de diseño, tal como se mencionó, que es fundamental en los programas de conservación de puentes, y que desde luego resultaría de gran ayuda en la elaboración de normas de diseño que contribuyan a los lineamientos para el diseño.

1.2 OBJETIVO Y ALCANCE

Tomando en consideración que la falla predominante en puentes se atribuye al tránsito de avenidas y en particular en el Sureste del país han sufrido daños severos, además de que no se dispone de normatividad sólida para el diseño de puentes ante este fenómeno, la cual sería deseable que se tuviera para la conservación de los ya existentes y para un mejor funcionamiento y operación de los que se vayan a proyectar, el objetivo de este trabajo radica en revisar los aspectos básicos de la vulnerabilidad de puentes por el paso de avenidas extraordinarias, para identificar los parámetros que influyen en el desempeño estructural de estas obras, analizando para ello los conceptos siguientes: hidrología, hidráulica, mecánica de suelos y estructuras, que permitan integrar un criterio conveniente para evaluar la vulnerabilidad estructural de los puentes.

Cabe señalar que en el presente trabajo no se pretende profundizar sobre las áreas de conocimiento de la hidrología, hidráulica y mecánica de suelos, y su respectivo impacto en el tránsito de avenidas, sino más bien, describir a grandes rasgos los aspectos que se requieren conocer de estas áreas para evaluar la vulnerabilidad estructural de los puentes por lo que se pone mayor énfasis en la parte de la ingeniería estructural. Por lo anterior la investigación se limita a proponer un criterio para valorar dicha vulnerabilidad con base en el análisis de la inestabilidad estructural de los puentes.

1.3 CONTENIDO DEL TRABAJO

En este trabajo se presenta un estudio de las fallas en puentes debidas al fenómeno de socavación (erosión local), que origina la falla en una o varias pilas de la estructura; siendo la causa principal del colapso de puentes.

Tomando en cuenta los aspectos básicos de la vulnerabilidad de puentes se pretende identificar los parámetros básicos que influyen en su mal desempeño; el estudio requiere del análisis de 4 ramas de la ingeniería: hidrología, hidráulica, mecánica de suelos y estructuras.

En el capítulo II, se habla de la descripción de los daños observados en puentes debido al paso de avenidas extraordinarias, producto de fenómenos hidrometeorológicos. Se describen los principales mecanismos de falla; para que de esta forma se tengan las bases que permitan proponer criterios de análisis y diseño estructural.

En el capítulo III, se comentan los parámetros básicos que dan lugar a la generación de avenidas extraordinarias, analizando al mismo tiempo los aspectos hidrológicos e hidráulicos que se pueden monitorear durante el evento de dicho fenómeno.

En el capítulo IV, se discuten los procedimientos que se emplean para evaluar el riesgo de colapso por el paso de avenidas extraordinarias y de esta manera evitar la vulnerabilidad estructural, teniendo como base las características observadas de los daños producidos en puentes por la ocurrencia de dicho fenómeno.

En el capítulo V, se describen los criterios que se tienen para la revisión de la seguridad estructural de los puentes ante el paso de avenidas extraordinarias con lo cual se buscó establecer recomendaciones para valorar la vulnerabilidad estructural de estas edificaciones con el fin de prevenir y evitar su falla, además de proponer algunas medidas preliminares para reducir su vulnerabilidad estructural.

En el capítulo VI, se analizan los resultados obtenidos. Para ello se tienen en cuenta la influencia de la profundidad de la cimentación al analizar diversos métodos para calcular la socavación de la infraestructura de puentes. De igual forma se analizan las características estructurales de los puentes para estudiar su inestabilidad ante el paso de una avenida, para ello se hizo una evaluación detallada con base en un estudio de interacción suelo-estructura; dicho criterio se aplicó a un caso real para validar la bondad del mismo. Finalmente, se emiten las conclusiones y recomendaciones derivadas de este trabajo.

CAPÍTULO II

COMPORTAMIENTO OBSERVADO EN PUENTES DAÑADOS POR EL PASO DE AVENIDAS EXTRAORDINARIAS

En este capítulo se busca describir los daños observados en puentes debido al paso de avenidas extraordinarias, producto de fenómenos hidrometeorológicos, para comprender los principales mecanismos de daño y de esta forma tener bases que permitan proponer criterios de análisis y diseño estructural.

En México no existe un registro detallado sobre la falla de puentes por el paso de avenidas pero se tienen casos específicos que han evidenciado este tipo de fallas, tal como se describe en el trabajo de **Rivera et al, (2006)** ver tabla 2.1.

Tabla 2.1 Algunas evidencias de puentes que han fallado en México por el tránsito de avenidas

Año	Puente	Estado
1981	Badiraguato	Tabasco
1987	Teapa	Sinaloa
1987	Los Achotes	Sinaloa
1987	Juluchuca	Guerrero
1993	Piaxtla	Guerrero
1996	Juquiaqui	Guerrero
2005	Tepuzapa	Chiapas
2005	Colonia Obrera	Chiapas
2005	Coatán	Chiapas

2.1 DAÑOS OBSERVADOS EN PUENTES

2.1.1 Fallas por socavación

Los puentes que sufren severos daños en la estructura ante el paso de grandes avenidas se atribuyen en la mayoría de las veces a problemas de socavación. Al superar la profundidad de la cimentación, la estructura entra en un entorno de inestabilidad que lleva a producir el volteo de los puentes. También, se puede dar el caso en que los puentes permanezcan de pie, pero sus terraplenes de acceso (approach) fallen, dando lugar a la interrupción del tránsito vehicular, debido a que dichos terraplenes no estaban protegidos de manera adecuada ante los efectos de erosión y socavación (**Mansen et al, 2004**).

Estos efectos cobran mayor importancia durante el paso de avenidas a consecuencia de que los ríos incrementan el nivel del agua y la magnitud de las velocidades, por lo que esto da como resultado que dichos ríos requieran de un ancho y una profundidad mayor al que tienen, incluso llegan al desbordamiento; esto explica en parte, que algunos puentes se dañen solamente en sus extremos.

Ahora bien, los puentes que no llegan a sufrir daño alguno se puede atribuir a que la cuenca que drena el río es pequeña, con amplia cobertura vegetal que protege al suelo contra la erosión, así como de disponer de suficiente área hidráulica para que fluya el gasto máximo de la tormenta más intensa.

2.1.2 Fallas por inundación

Los pilares de los puentes y estribos cuando son ubicados en el cauce mismo causan alteraciones locales del flujo y estrechamientos del ancho del río. Estos fenómenos a su vez empiezan a actuar sobre la estructura. Las fallas por inundaciones vienen siempre acompañadas de arrastre de material sólido proveniente de las partes altas de la cuenca, cuya cantidad depende de las características de la cubierta vegetal, tipo de suelo y pendiente. Así mismo, dichas características ayudan a definir las áreas de depósito del material de arrastre (*Eslava et al, 2004*).

El desequilibrio entre la capacidad de transporte y el transporte sólido real de las secciones del río pueden ser por: reducción significativa de la descarga del río por construcción de una estructura de derivación, reducción del transporte sólido del río por la construcción de una presa o reducción del ancho del río en un tramo significativamente largo, puesto que las velocidades se incrementan aumentando también la capacidad de transporte (*Martin, 2003*).

2.1.3 Fallas en puentes con cimentaciones superficiales

Las cimentaciones superficiales se construyen en terrenos resistentes a profundidades someras, el nivel de desplante suele quedar determinado por la prevención a erosiones ocasionadas por el flujo eventual del agua, por el ataque erosivo a las márgenes (en el caso de estribos) y por consideraciones análogas. Desde este punto de vista, probablemente no son convenientes profundidades menores de 2 m, aún en los casos más favorables.

Otra consideración que suele interesar, al fijar el nivel de desplante en la cimentación superficial de un puente, es la posibilidad de que existan cavernas u oquedades en el terreno de manera natural, o bien, la presencia de ductos, colectores, y minas de arena, entre otros. Adicionalmente, la profundidad de desplante permite la protección del elemento estructural al intemperismo atmosférico, aumenta la capacidad de carga y favorece la resistencia a fuerzas laterales.

2.2 DAÑOS OBSERVADOS EN PUENTES DURANTE EL PASO DEL HURACÁN STAN EN EL SURESTE DE MÉXICO

2.2.1 Características generales del huracán Stan

El 1° de octubre de 2005 en el Océano Atlántico se formó la depresión número 20, que se desarrolló rápidamente en tormenta tropical y luego, en el huracán Stan, cuya humedad se conjuntó a la ya concentrada en Chiapas. Así, en las regiones Istmo-Costa, Soconusco, Sierra y Frailesca ocurrieron lluvias torrenciales de carácter extraordinario durante cuatro días. En Pijijiapan, en el transcurso de 24 horas se alcanzó los 457 mm y en el Soconusco, se registraron precipitaciones del orden de 600 mm a 700 mm en un lapso de 72 horas. Esa cantidad de lluvia representa más del doble de la precipitación media en todo el mes de octubre y casi la tercera parte de la media anual de la región. Fue una gran cantidad de agua, tan sólo en el Soconusco, cayó el equivalente a la precipitación del Distrito Federal, en dos años. Cabe mencionar que, en los municipios de la costa afectados por el huracán Stan, la lluvia promedio fue de hasta 88 % más que la registrada en 1998.

Stan golpeó a Chiapas durante cuatro días. En la mañana del 4 de octubre, los cauces de los grandes ríos de la Costa comenzaron a ser insuficientes para contener los cientos de miles de metros cúbicos de agua que provenían de la Sierra y las partes altas de la llanura costera. El torrente provocó el desbordamiento de 98 ríos, que afectaron a 800 localidades de 41 municipios, obligaron a la evacuación y traslado de 92 mil personas a refugios temporales, y, de acuerdo con el informe más reciente de la Fiscalía General del Estado, provocaron el fallecimiento de 82 personas. Por el cierre de caminos, alrededor de 700 mil personas, en 34 cabeceras municipales, quedaron parcial o totalmente aisladas y sufrieron incomunicación, problemas de abasto o algún tipo de afectación (*Gobierno de Chiapas, 2005*).

2.2.2 Características físicas de la región de estudio

Ubicación y elevaciones principales

Los estudios de campo realizados para este trabajo, se desarrollaron en la zona del Soconusco, que es una región del estado de Chiapas, ubicada en el extremo sur del estado, con límites con la República de Guatemala, así como con las regiones Costa, Sierra y Fraylesca de Chiapas, y con el litoral al Océano Pacífico. Los municipios que albergan esta región son: Tapachula, Cacahoatán, Tuxtla Chico, Unión Juárez, Suchiate, Huehuetán, Escuintla, Acapetagua, Pueblo Nuevo Solistahuacán y Villa Comaltitlán. Las elevaciones de los cerros principales en la zona del Soconusco se describen en la tabla 2.2 (*Rivera et al, 2006*).

Tabla 2.2 Elevaciones principales en la zona del Soconusco

Cerro	Elevación SNM (m)
Tochmay	2680
Siete Orejas	2680
Las Tenazas	1960
Caballote	1940
Chespal Viejo	1840
San Cristóbal	1700

Geología

En la zona sureste existen rocas andesíticas y conglomerados, que por las condiciones climatológicas que imperan en la región propician que los materiales cristalinos se encuentren fuertemente intemperizados, dejando en la zona montañosa una capa de material altamente susceptible a la erosión. En su conjunto lluvias intensas, pendientes fuertes, rocas graníticas aumentan también el riesgo de derrumbes y deslizamientos ocurridos en forma extrema en octubre de 2005, proporcionando la enorme cantidad de sedimentos que llegaron hasta la planicie.

Al observar el tipo de materiales térreos que quedaron al descubierto (figura 2.1), se puede apreciar que las zonas bajas de la cuenca hidrológica se han conformado históricamente, desde el punto de vista geológico, por la acumulación de grandes fragmentos de roca granítica embebidos en una matriz de sedimentos no cementados, producto del arrastre de sedimentos provenientes de las partes altas de la cuenca hidrológica.



Figura 2.1 Sedimentos en las márgenes del Río Coatán

Hidrografía

Las principales corrientes de agua de la región fluyen dentro del municipio de Tapachula, como son los ríos Coatán, Cuilco, Huehuetán, Pumpuapa, Cahoacán, Texcuyupam, Nejapa, El Caimito, Santo Domingo, Escocia, Juan Manuel, Chalón, Toros, San Juan Lagartero, Cuscuchate, Madronal, Cahoa, El Censo, La Joya, Coatancito y Salitre.

Vegetación

En el municipio existen diferentes tipos de vegetación: Selva baja, mediana, bosque de encino-pino y páramo de altura. El municipio abarca porciones de algunas zonas sujetas a Conservación Ecológica como: El Cabildo-Amatán (36.11 km²), El Gancho-Murillo (72.84 km²) y Volcán Tacaná (106.38 km²).

2.2.3 Cauces de los ríos

Resultó impresionante la magnitud de la energía con la que la avenida fluyó como una amalgama de agua con materiales térreos producto, tanto de los colapsos de laderas naturales como de la erosión generalizada en prácticamente la totalidad del área de las cuencas hidrológicas, en regiones en donde las cuencas son de suelos residuales, producto del intemperismo de la roca madre, además de proveer de suelos fértiles; estos mismos representan volúmenes importantes de suelos erosionables.

En las zonas bajas de las cuencas se localizan los suelos transportados, producto del mismo arrastre de sedimentos provenientes de las mencionadas zonas altas y que se han ido acumulando a lo largo del tiempo geológico (*Rivera et al, 2006*).

En la figura 2.2 se aprecia el ensanchamiento que se generó en el cauce, así como parte de los materiales térreos que finalmente llegaron a depositarse como resultado del mismo ensanchamiento del cauce y la reducción de la velocidad del flujo en la etapa final de la avenida extraordinaria, dando como resultado la socavación de los márgenes del río y la destrucción total o parcial de viviendas, con la consecuente modificación de la geometría del cauce original. Asimismo, se aprecia el tamaño de los bloques de roca, que dan una idea de la magnitud de la energía cinética del flujo compuesto de agua y materiales térreos al que se ha hecho referencia. En esta imagen queda de manifiesto la diversidad de tamaños de roca transportada, en donde destacan las de grandes dimensiones.

Es importante resaltar la geometría adquirida de la roca semiesférica", lo que indica el mecanismo de desgaste al golpearse y friccionarse entre sí estos fragmentos de roca, durante su recorrido río abajo, lo que indica que estos materiales provienen de distancias considerables aguas arriba.



Figura 2.2 Diversidad de tamaños de rocas transportadas por el agua durante la avenida máxima del Río Coatán (Tomada *Rivera et al, 2006*)

2.2.4 Descripción de los daños observados

De acuerdo a (*Rivera et al, 2006*) el resultado del análisis de 17 puentes, los cuales fueron de configuración estructural similar, mostró que pueden experimentar diferentes grados de daño: nulo, ligero, severo y colapso, siendo más predominantes los de categorías entre daño severo y colapso. En lo que sigue se comentan los casos más representativos.

Puentes con daño nulo

Puentes que no presentaron daño estructural alguno, por lo que es de suponer que sus elementos de soporte, como: pilas, estribos, columnas y terraplenes de acceso, no se vieron afectados por efectos de socavación y erosión.

El puente San Benito es una estructura que salva un río cuya superestructura está resuelta con una tridilosa, la que a su vez descansa sobre un estribo en cada lado, tal como se muestra en la figura 2.3. La mayoría de los puentes que se dañaron se debió a la falla de sus apoyos, columnas y estribos atribuible al efecto de socavación en la base de la cimentación a consecuencia de la gran demanda de área hidráulica ante el incremento del nivel del río, así como del paso de la corriente con grandes magnitudes de velocidad. Este puente no sufrió estos daños en los estribos y por consiguiente no hubo repercusión alguna en el resto de la estructura.



Figura 2.3 Puente San Benito

Algunas de las posibles razones por las cuales este puente no tuvo problemas se atribuyen a dos aspectos:

Primero, las obras de protección de sus estribos cumplieron con su cometido ante efectos de erosión durante el paso de la corriente, pese a dañar parcialmente dichas obras de protección, tal como se observa en la figura 2.4.

Segundo, parece ser que el tirante de la corriente no superó la altura del puente ya que no se observaron evidencias al respecto, como posibles daños en la superestructura, por lo que se puede establecer que las condiciones hidráulicas del cauce de este río fueron satisfactorias para que no cobrara importancia este hecho junto con los efectos de erosión y socavación.



Figura 2.4 Daño parcial en las obras de protección del estribo del puente San Benito

Puentes con daño ligero

Dentro de esta categoría se encuentran aquellos puentes que presentaron ligeros daños en la estructura los cuales no dieron lugar a la suspensión del servicio. Dentro de los daños observados están los siguientes:

Primero, presencia de grietas en elementos estructurales y no estructurales de la cubierta.

Segundo, ligeros daños en los estribos y en los terraplenes de acceso producidos por la erosión durante el paso de la corriente; que en algunos casos tuvieron ingerencia en los observados en la superestructura. Como ejemplo, se comentan los casos de los puentes: Texcuyuapan y Huixtla.

El puente Texcuyuapan es a base de vigas presforzadas apoyadas en sus extremos sobre estribos (figura 2.5). Este puente se vio afectado ligeramente en uno de sus estribos por la erosión producida por el paso de la corriente, en el cual se tiene la impresión de que el apoyo estaba previamente protegido por masa de suelo que fue removida de tal forma que dejó al descubierto tanto la parte inferior como lateral del estribo.



Figura 2.5 Erosión en uno de los apoyos del puente Texcuyuapan

Esta situación debió haber producido un ligero movimiento de este apoyo, posible volteo, por lo que trajo consigo ligeros agrietamientos en la conexión del estribo con la superestructura tendientes a separarlos, tal como se observa en la figura 2.6, pero sin llegar a poner en riesgo la estabilidad global.



Figura 2.6 Daños estructurales en el puente Texcuyuapan

El puente Huixtla tiene una estructuración similar al anteriormente descrito y fue otro de los que se consideró con daño ligero. En este puente la superestructura del tramo central sufrió un desplazamiento relativo en la dirección del flujo (figura 2.7), que al parecer, alcanzó un tirante igual o superior a la altura de la superestructura, además de traer consigo una considerable energía cinética, de tal forma que se indujo un empuje hidrodinámico sobre la cubierta suficiente para producir dicho desplazamiento; la manifestación de esta fuerza con la que vino la corriente también se observó en los depósitos de material que esta dejó en virtud de la gran capacidad de arrastre del río.



**Figura 2.7 Movimiento de traslación de la superestructura
ante el paso de la avenida**

Esta situación no trajo daños considerables que ameritaran la suspensión del servicio del puente, sin embargo originó problemas en los parapetos y daños desde el punto de vista estético, en el sentido de que la superestructura central no está alineada con el resto de la estructura, tal como se ilustra en la figura 2.8.



Figura 2.8 Daños en el puente Huixtla ante el paso del huracán Stan

Puentes con daño severo

Los puentes con este estado de daño básicamente se caracterizaron por la falla de los terraplenes de acceso, aunque en algunos casos se combinó con daño en los estribos o algún otro sistema de apoyo, lo que propició la suspensión del tráfico de vehículos.

Algunos de los puentes observados con daño severo fueron: Puente Fronterizo de Ciudad Hidalgo y el Puente Huehuetan. La magnitud del daño en estos puentes dio lugar a la suspensión del servicio, sin llegar al colapso; en algunos de ellos se procedió a la reparación de la parte afectada para que el puente siguiera operando de manera normal. La principal causa de este nivel 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 conectan los estribos con los terraplenes de acceso. A continuación se comenta la problemática de cada uno de ellos.

El puente Fronterizo de Ciudad Hidalgo es una estructura resuelta con elementos presforzados en la superestructura y de concreto reforzado en la subestructura (figura 2.9). Este puente se vio afectado en uno de sus apoyos de los extremos a causa de la corriente del río que erosionó parte del terreno que formaba parte del terraplén de acceso al puente.



Figura 2.9 Erosión del terreno a causa de la corriente del río durante el paso del huracán Stan

El desalojo de esta masa de suelo, ocasionó problemas en el terraplén de acceso, repercutió en la estabilidad del estribo, que al parecer sufrió ciertos agrietamientos, disminuyendo la capacidad de carga y en consecuencia se procedió a rehabilitarlo, como se muestra en la figura 2.10.



Figura 2.10 Rehabilitación de los estribos del Puente Fronterizo

El puente Huehuetan también tiene elementos presforzados y de concreto reforzado como el puente descrito, geometría diferente, tal como se aprecia en la figura 2.11. Este puente experimentó el mismo problema, en el que 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.



Figura 2.11 Puente Huehuetan

De acuerdo a *(Rivera et al 2006)*, no fue posible observar esta situación inmediatamente después de ocurrir este fenómeno hidrometeorológico, sin embargo se pudieron evidenciar las zonas dañadas gracias a los trabajos de reconstrucción que se hicieron, por ejemplo en la figura 2.12, se muestra la zona que fue restituida con material térreo.



Figura 2.12 Zona del puente que se rellenó con material térreo

La erosión producida aguas arriba del puente dio lugar al daño de la estructura que servía de apoyo al puente, tal como se muestra en la figura 2.13, la estructura tuvo un desempeño insuficiente para mantener estable la superestructura, por tal motivo se llevaron a cabo de manera inmediata los trabajos de reconstrucción.



Figura 2.13 Daño en uno de los apoyos del puente Huehuetan

Puentes colapsados

Dentro de los puentes colapsados se encuentran aquellos que fallaron en uno o en más tramos, con la pérdida total de la superestructura y la subestructura. De acuerdo a **(Rivera et al, 2006)** apreciaron parte de los puentes colapsados, en la que pudieron evidenciar el poder destructivo de las avenidas generadas por las intensas lluvias durante el paso del huracán Stan, como fueron: puente Coatan, puente de la Colonia Obrera y el puente Tepuzapa; los dos primeros puentes cruzaban el río Coatan, que fue uno de los ríos que produjo daños considerables en puentes y en vivienda.

Lo poco que se pudo ver del puente Coatan es, que se trataba de un puente cuya superestructura estaba conformada por travesaños presforzados, mientras que la subestructura era a base de estribos de concreto armado y de una combinación de concreto reforzado con mampostería, estos últimos se ubicaban en los costados del puente, por lo que interactúan con los terraplenes de acceso (figura 2.14).



Figura 2.14 Puente del Río Coatan

Al parecer, la parte central de la superestructura del puente fue colapsada por la creciente del río, se ejercieron presiones importantes sobre el plano de la cubierta hasta llevarla a su fractura; en la figura 2.15 se ilustra el tramo de puente perdido por este hecho.



Figura 2.15 Claro que cruzaba el Puente Coatan

El colapso de este puente, en parte, se puede atribuir a que en su diseño no se contempló el paso de una avenida de la magnitud con la que se presentó, lo que muestra la necesidad de revisar y modificar los criterios de diseño de estos puentes ante el paso de avenidas.

Otro puente que cruzaba el río Coatan era el de la Colonia Obrera, que quedó completamente destrozado en sus costados, quedando en la parte central algunos vestigios (figura 2.16). Por lo poco que se pudo observar se trataba de un puente cuya cubierta era de travesaños presforzados, mientras que la subestructura estaba resuelta con estribos de concreto reforzado, y en algunos casos estaban combinados con contrafuertes de mampostería (figuras 2.16 y 2.17).



Figura 2.16 Puente de la colonia obrera, colapsado



Figura 2.17 Subestructura del puente de la colonia obrera

Al parecer la gran corriente del río que se generó hizo que se erosionara una gran parte de las márgenes, de tal forma que en este caso particular desapareció por completo los terraplenes de acceso, tal como se muestra en la figura 2.18.



Figura 2.18 Zona erosionada por el río Coatan, lo que era el terraplén de acceso del puente de la Colonia Obrera

Un tramo corto de puente quedó de pie, que al parecer ofreció cierta resistencia a los empujes hidrodinámicos de la corriente pudiendo atribuirse a la rigidez lateral, en la dirección del flujo, que ofrecieron los estribos del puente junto con los contrafuertes de mampostería, no obstante la estructura quedó desplomada por la posible socavación en la base de alguno de sus apoyos (figura 2.19).



Figura 2.19 Colapso de la subestructura del puente de la Colonia Obrera

El puente Tepuzapa está constituido por dos puentes, para prestar servicio al tránsito en dos sentidos, en uno de sus puentes tuvo un mecanismo de colapso distinto a los demás, en el cual uno de sus apoyos centrales se asentó y produjo fuertes daños en la superestructura, de tal forma que a la cubierta la dejó en un estado irreparable, (figura 2.20).



Figura 2.20 Daño en la superestructura del puente Tepuzapa por asentamiento de uno de sus apoyos

Este puente está construido de vigas de concreto presforzado, mientras que su subestructura está 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 están apoyados sobre pilas, como se puede ver en la figura 2.21.



Figura 2.21 Superestructura y subestructura del puente Tepuzapa

Los daños observados en este puente se pueden atribuir a varios aspectos, los cuales no pueden ser categóricamente afirmados al no contar con información precisa sobre el diseño de la estructura y del estudio de mecánica de suelos en el sitio.

El apoyo que sufrió el 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 se han deber alterado las propiedades mecánicas del suelo ante el paso de la avenida; o bien, por cambios de último momento en el procedimiento constructivo no se prestó la debida atención en la solución del esquema de cimentación de este apoyo particular.

En cambio la cimentación del puente cuyo tránsito va en el otro sentido (figura 2.21), tuvo un comportamiento favorable ya que no se manifestaron problemas de hundimientos y socavación, en el cual da la impresión que se trata de pilas de gran dimensión lo cual contribuye a que trabajen adecuadamente por cohesión, además de que tuvo una cimentación que no sufrió daño por el efecto de socavación.

2.3 DAÑOS OBSERVADOS EN PUENTES DE TAILANDIA

En el trabajo de *Nutalaya (1989)*, se hace un análisis de los daños que han presentado puentes en Tailandia por el paso de avenidas, en el que se tiene el reporte de 1562 puentes dañados. La mayoría de estos puentes se ubicaban a lo largo de caminos rurales sin pavimentar, el autor observó 50 puentes carreteros con daños por inundaciones en las provincias más afectadas de Nakhin Si Thammarat y Surat Thani. Figura 2.22.

Durante las dos visitas de Diciembre de 1988 y Febrero de 1989, Nutalaya inspeccionó numerosos puentes carreteros en las estribaciones de la cordillera Khao Luang y en la llanura costera de Surat Thani y Nakhin Si Thammarat. A excepción de los puentes de ferrocarril que se hicieron de acero, el resto se hicieron de concreto reforzado o presforzado, prácticamente todos los puentes tenían pilas y normalmente las vigas del puente consistían en elementos de forma "I" prefabricados. La longitud promedio de los puentes era de 30 m y el sistema de cubierta estaba resuelto con una serie de vigas simplemente apoyadas.

Con base en los daños observados se puede establecer que varios de los puentes a lo largo de las cordilleras Khao Luang no tenían suficiente separación entre las pilas y se obstruyó la corriente por escombros flotantes. Por consiguiente, la corriente aguas abajo de los puentes era más severa que a lo largo de los tramos de los ríos y canales; lo que causó erosión en los estribos pobremente protegidos y su efecto se concentró en los terraplenes de acceso.

Muchas carreteras y caminos resultaron dañados porque las estructuras del drenaje como alcantarillas y tuberías tenían aperturas insuficientes, que podían ser fácilmente obstruidas por desechos, y en muchos lugares donde se habrían requerido alcantarillas o puentes no había.



Figura 2.22 Mapa de ubicación de las zonas dañadas
(Worldmapfinder Tailandia, 2002-2009)

2.3.1 Puentes carreteros

Introducción

Nutalaya (1989), observó que los puentes se deterioraron por un mantenimiento inadecuado. El mantenimiento periódico de puentes y de carreteras ha sido menor en comparación con otras construcciones, puede ser que algunos de los daños encontrados durante las inspecciones después de las inundaciones se debieron en un primer momento por el tráfico u otros incidentes. También, menos de 10 puentes carreteros sufrieron daño estructural severo que requirió reemplazo total.

Todos los puentes de carretera dañados fueron reparados temporalmente y se considera que las reparaciones de los terraplenes de acceso se convirtieron en reparaciones permanentes.

Falla estructural en puentes carreteros

Un número pequeño de puentes relativamente nuevos en la carretera de Ban Nasan, Phibun y Phrom Khiri fueron arrastrados por las corrientes. En estos casos los estribos del puente actuaron como diques formados por árboles desarraigados y troncos. Estos diques causaron grandes fuerzas horizontales transversales al eje del puente provocando el colapso de algunos puentes con estribos de tipo marco relativamente débiles, es decir, los estribos consisten en pilas conectadas mediante vigas transversales. Además, la presencia de puentes ha causado el desbordamiento de los ríos y nuevos cauces alrededor de los puentes.

La cantidad de desechos que flotan, en teoría, pueden acumularse en las pilas del estribo de un puente esbelto, pueden verse árboles y ramas retenidas. Es evidente que dependiendo de la forma de las pilas, la fuerza de arrastre debido a la carga de los desechos puede ser una o dos veces mayor que en la ausencia de los escombros que flotan.

La figura 2.23 muestra un puente importante de la carretera de Ban Nasan que fue completamente destruido por un gran flujo de escombros. Puede verse el tipo y cantidad de desechos depositados en las inmediaciones del puente.



Figura 2.23 Puente de la carretera Ban Nasan

En la figura 2.24 se muestra detalles del puente de emergencia en Ban Nasan que se levantó después de la primera visita de Nutalaya en Diciembre de 1988; la estructura está apoyada sobre estribos de madera en el lecho del río, que fue arrastrado por una inundación menor.

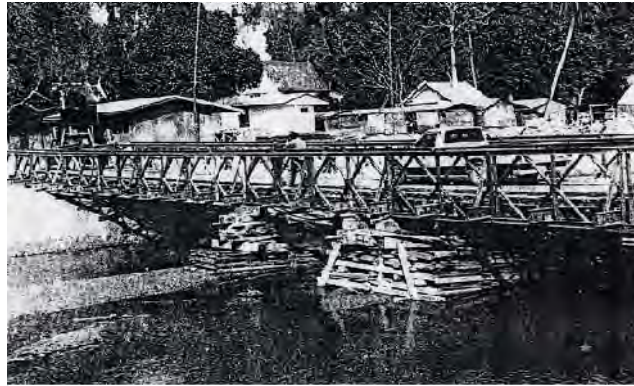


Figura 2.24 Puente de emergencia en Ban Nasan

Se destruyeron dos puentes de concreto en el Distrito de Phibun, figura 2.25. La reconstrucción de estos puentes estaba en marcha en Febrero de 1989. Se construyeron puentes de emergencia considerando que en diciembre este tramo de la carretera era intransitable y no se podía visitar, figura 2.26.



Figura 2.25 Colapso de una carretera en el Distrito Phibun puente que fue desbordado por flujo de escombros, en Febrero de 1989

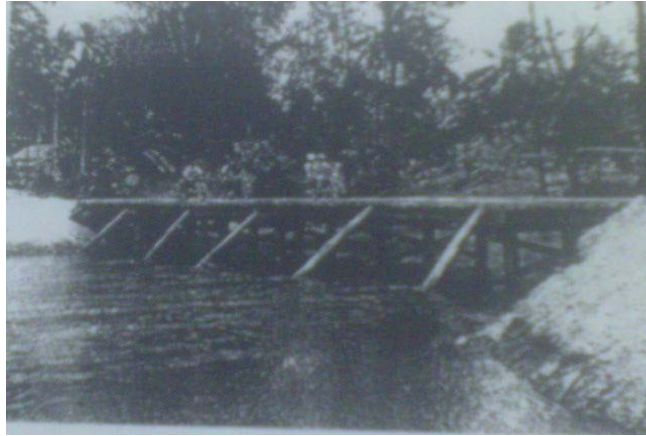


Figura 2.26 Puente de emergencia en el Distrito de Phibun, en Febrero de 1989

En las figuras 2.27 y 2.28 se muestran otras evidencias de daños en puentes como consecuencia de las inundaciones que transportaban una gran cantidad de escombros flotantes, que en contacto con la estructura del puente formaron un dique, lo cual ocasionó una gran presión en el puente, así como erosión en los apoyos, que combinados provocan inestabilidad a la estructura.



Figura 2.27 Puente de emergencia que se hizo de vigas "I" de acero apoyados por elementos de tubería de concreto



Figura 2.28 Puente Carretero en el Distrito de Phrom Khiri

De acuerdo a lo anteriormente descrito, en las figuras 2.29, 2.30, 2.31 y 2.32, se aprecian claramente los mecanismos de daño que experimentan las subestructuras de los puentes. En la figura 2.29 se aprecian grietas en la parte superior de una de las vigas transversales.

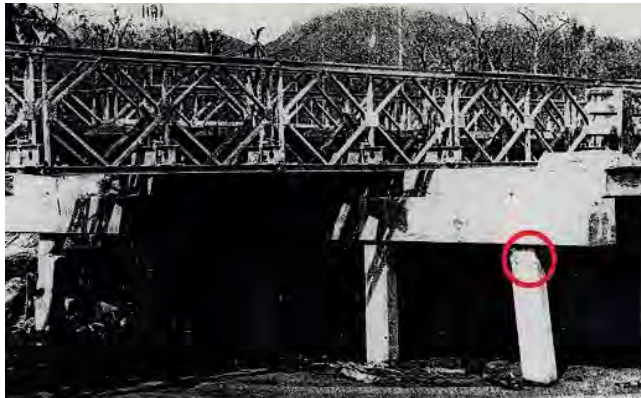


Figura 2.29 Detalle del estribo colapsado de un puente en Phrom Khiri



Figura 2.30 Puente que se colapso a lo largo de la carretera de Ban Nasan a Phibun

En la figura 2.30 se aprecia el caso en el que el espacio libre entre el río y la losa de cubierta era pequeño; la losa estaba simplemente apoyada; los elementos no fueron debidamente anclados en los estribos de las vigas transversales, lo que originó que la cubierta se desprendiera del resto de la estructura.

En el caso de las figuras 2.31 y 2.32 los daños de erosión en el estribo y el desplazamiento lateral de las pilas son visibles.



Figura 2.31 Detalles de los daños estructurales en el estribo del puente a lo largo de la carretera 41, cerca de Ban Nasan, en Diciembre de 1988



Figura 2.32 Vista de los dañados del puente de la figura 2.31 que fue reforzado

A partir de estas fotografías es evidente que durante las inundaciones repentinas los puentes pueden ser sometidos a fuerzas muy grandes y al mismo tiempo, la subestructura puede ser debilitada por la erosión y la socavación.

El colapso de los otros puentes puede atribuirse al inadecuado cruce transversal de los ríos en lugares de inundaciones repentinas, es decir tramos cortos, la ubicación de las pilas en el cauce de río y la falta de libramiento entre el puente y el río. Debido a estos factores se formaron barreras flotantes por los desechos lo que causó desbordamiento de ríos y derrumbe de puentes.

Daños en puentes por desbordamiento de los ríos

Los puentes que se mostraron en la sección anterior fueron destruidos por el desbordamiento de los ríos, originado por enormes desechos que sirvieron de obstáculos.

De manera específica se puede comentar el caso de desbordamiento que ocurrió en un puente que trabajó como una alcantarilla grande con cuatro tomas de corriente, el puente en cuestión estaba resuelto con un marco continuo. Dicho puente se encuentra en Ban Nasan. Como puede verse en las figuras 2.33 a 2.35, un enorme árbol formó una barrera en la parte aguas arriba de la alcantarilla, que obligó al río a formar un nuevo canal alrededor de un estribo.

Dichas figuras 2.33 a 2.35 muestran la vista de la sección transversal de un puente que se desbordó en Ban Nasan; el río formó un nuevo cauce a la izquierda del puente.



Figura 2.33 Reconstrucción del terraplén de acceso



Figura 2.34 Árboles y desechos formaron una barrera aguas arriba del puente



Figura 2.35 Vista general del daño ocasionado por el desbordamiento del puente

La alcantarilla de concreto armado monolíticamente (figura 2.35), estaba prácticamente intacta, a excepción de algunas pequeñas grietas en el extremo de la cubierta. Este ejemplo, demuestra claramente que estructuras rígidas y estáticamente indeterminadas pueden resistir con éxito las enormes fuerzas de los desechos causados por grandes avalanchas.

Estas imágenes de puentes demuestran que para su diseño en el cruce de un río, en las estribaciones de las montañas de Khao Luang, la sedimentación de ríos y canales obstaculizó el flujo de corriente debajo de los puentes, debido a los árboles y a la arena que arrastró. Así el bordo libre del puente debe ser siempre considerado por arriba del estimado y los estribos no deben obstruir el flujo de escombros que flotan; es deseable tener el menor número de estribos y los más largos posibles. Además, las mejoras hidráulicas de los cauces del río tienen que ser llevadas al mismo tiempo.



Figura 2.36 Vista de un puente desbordado en Ban Kathun (Distrito de Phibun), se observa que el cauce del río arrastró un gran número de árboles y generó una espesa capa de arena



Figura 2.37 Puente ferroviario desbordado en Ban Kathun (Distrito de Phibun); se aprecian los deslizamientos de tierra que originó el cauce a su paso

Daño por erosión en puentes carreteros

Los principales daños en los puentes de autopista fueron causados por la erosión en los estribos y los terraplenes de acceso. Esos daños se observaron en numerosos puentes en las colinas y llanuras aluviales de la cordillera Khao Luang. Es evidente que los cauces de los ríos y las márgenes no han sido diseñados y protegidos contra la erosión lo cual provoca inundaciones repentinas.

De acuerdo a Nutalaya, proteger las márgenes del río en torno a los estribos sería la solución más económica para la mayoría de los puentes. La erosión daña estribos y terraplenes, (a veces los terraplenes de carreteras son completamente arrastrados lejos del camino) y son reparados por personal local en un corto tiempo utilizando equipo pesado como excavadoras y camiones.

En un puente recién construido a lo largo de la carretera de Ban Kathun a Phibun la erosión provocó un grave daño en los estribos y en los terraplenes de acceso. El terraplén fue arrastrado a una distancia considerable y uno de los estribos había desaparecido. Concretamente algunos desechos abarcan el primer plano de la figura 2.38. El detalle de los estribos dañados se muestra en la figura 2.39 e indica que el área de apoyo del extremo simplemente apoyado abarca un espacio bastante pequeño.

Sin embargo, ya que el daño sólo abarcó el extremo de este puente, la reconstrucción fue más fácil que en el caso de un puente estáticamente indeterminado, ya que en una viga de puente continuo se habría formado una articulación plástica en el estribo y éstas reparaciones habrían sido más costosas y complicadas.

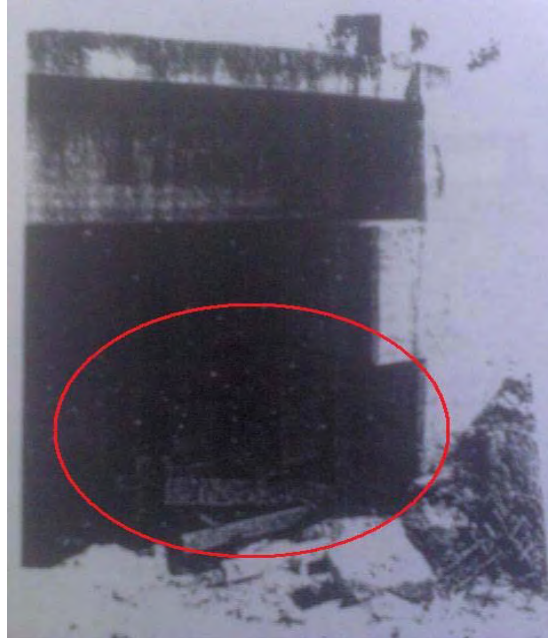


Figura 2.38 Puente en Ban Kathun – Phibun, el terraplén de acceso falló; provocando daño severo en el estribo de apoyo de la superestructura



Figura 2.39 Detalle de estribo y apoyo del puente mostrado en la figura 2.38

Las imágenes siguientes (figuras 2.40 a 2.43) muestran varios casos de daños en la subestructura de los puentes; provocados por la erosión sufrida en las márgenes de los ríos y los apoyos de los puentes.



**Figura 2.40 Erosión de estribo del puente en el Distrito de Ban Nasan
(Natalaya, 1989)**



**Figura 2.41 Erosión debajo del puente en la margen del río,
cerca del Distrito Ban Nasan**



Figura 2.42 Erosión de estribo del puente en el Distrito Lan Saka; se observan trabajos previos de reparación

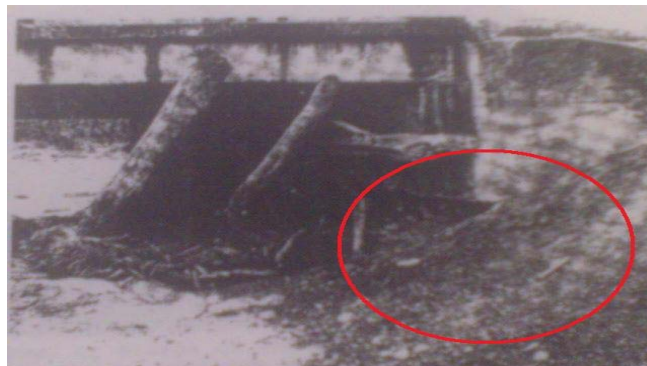


Figura 2.43 Erosión de estribo del puente en el Distrito Lan Saka; el terraplén de acceso fue arrastrado

2.3.2 Puentes ferroviarios

Cerca de Ban Nasan el terraplén de acceso de un antiguo puente de vigas de acero de tren fue arrastrado (figura 2.44). Afortunadamente, el puente no sufrió grandes daños estructurales. Dado que la mayoría de las construcciones en la zona de la cordillera Khao Luang son bastante nuevas, la estrecha medida del ferrocarril (un metro) es el proyecto más antiguo de infraestructura existente.

En las planicies aluviales el ferrocarril fue construido en terraplenes relativamente altos. Cerca de Ban Nasan este terraplén fue muy bajo y corre perpendicular a los ríos que se originan a partir de las montañas de Khao Luang y por lo tanto, formando una barrera artificial para las avenidas de agua que inundaron grandes huertos en ese distrito. Por consiguiente, el terraplén del ferrocarril se desbordó en una distancia considerable en Ban Nasan.

La vegetación (arbustos, troncos de árboles de caucho y ramas, etc.) transportadas por el agua de las inundaciones se depositó a lo largo de la cara aguas arriba del terraplén ferroviario. El terraplén fue erosionado en numerosos lugares y los durmientes de las vías férreas fueron arrastrados.



Figura 2.44 Daños en el terraplén de acceso de puente ferroviario en el Distrito de Ban Nasan, una de las principales vías férreas de Tailandia a Malasia

Efecto de alcantarilla

Los puentes con efecto de alcantarilla fueron severamente dañados, sobre todo aquellos con sección rectangular o circular; en la mayoría de los casos la zona de sección transversal era demasiado pequeña. Algunos de ellos podrían haber sido suficientes para el transporte de agua que transportaba sedimentos pequeños y no desechos flotantes, sin embargo, no era el caso de las carreteras a lo largo de las estribaciones de las montañas de Khao Luang. Daños típicos en carreteras y problemas encontrados con alcantarillas puede verse en la Figura 2.45.

Es evidente que las alcantarillas representan un peligro en las carreteras durante las inundaciones repentinas. Su capacidad de descarga es insuficiente para los desechos cargados en los ríos.

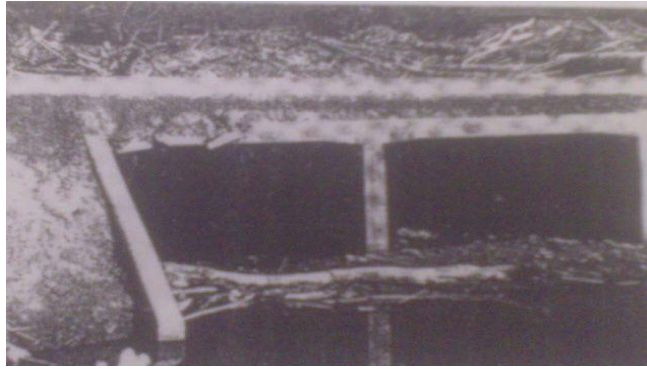


Figura 2.45 Detalle de los daños de una alcantarilla en Ban Nasan; el terraplén estaban completamente erosionadas

2.3.3 Puentes de emergencia

Cada uno de los 15 distritos del departamento de carreteras de Tailandia tiene un inventario de los puentes de emergencia con una longitud total de unos 100 m. Estos puentes de acero compuesto de elementos simples que puedan ser fácilmente montados con pocas personas sin necesidad de equipo especial. Ejemplos típicos de puentes de emergencia a lo largo de las carreteras en Nakhin Si Thammarat y Surat Thani se muestran en las figuras 2.46 y 2.47.



Figura 2.46 Puente de emergencia en Ban Nasan en Febrero de 1989

La Figura 2.47, muestra un puente de emergencia instalado en Phrom Khiri; la estructura se coloca sobre los apoyos menos dañados; el puente sólo puede ser utilizado por vehículos ligeros (Diciembre de 1988).



Figura 2.47 Puente de emergencia

Los componentes de un puente de emergencia pueden ser fácilmente transportados al sitio en camiones y llevarse en la mano. Los ejemplos mostrados en las figuras 2.46 y 2.47 indican que la longitud total de puentes de emergencia en Surat Thani - Nakhin Si Thammarat va más allá de una longitud de 100 m por lo general.

Tailandia cuenta con un gran número de camiones de diez ruedas para cargar las armaduras; debido al paso de estos camiones se generan altas tensiones dinámicas en los puentes de emergencia. Además, dado que el tráfico está aumentando rápidamente en Tailandia, el número de vehículos pesados que cruzan puentes muralla también está en constante aumento.

En otras palabras, puede esperarse que la vida de fatiga de 30 años en los puentes muralla sea muy corta para las situaciones del tráfico. Por lo tanto, los antiguos puentes de emergencia requieren reemplazo urgente, especialmente en aquellos que deben usarse a lo largo de las carreteras principales; ya que los elementos estructurales presentan corrosión por falta de mantenimiento.

2.3.4 Reconstrucción de puentes

La reconstrucción de estos puentes consistió en levantar pilas y atiesarlas con un muro de concreto reforzado (figura 2.23). Esto hace a los estribos muy rígidos en la dirección del eje del río y es poco probable que sean destruidas en un futuro por las inundaciones. Además, la elevación de la cubierta del puente se ha aumentado.

Si los tramos del nuevo puente son más cortos, es de esperar que el río vuelva a ser bloqueado por árboles en el caso de una catástrofe semejante. Los estribos y terraplenes de acceso son los puntos débiles en este cruce de río, y es muy probable que para una inundación similar los terraplenes de acceso sean erosionados. Habría sido preferible un tramo central más largo. Además, también será necesario llevar a cabo el trabajo de alguna protección del río cerca del puente con el fin de garantizar que el río no cambie su curso con este obstáculo hecho por el hombre.

La mayoría de los puentes de carretera que fueron inspeccionados por **Nutalaya (1989)**, consistía fundamentalmente en puentes simplemente apoyados. Estos puentes tienen una capacidad limitada para hacer frente a cargas accidentales y fallas locales. Los puentes de viga continua no han sido comunes en el área de estudio de Surat Thani y Nakhn Si Thammarat.

Nutalaya (1989), considera que los puentes de viga continua hubieran sido mucho más difíciles de destruir que las estructuras estáticamente indeterminadas, que las autoridades prefirieron debido a su bajo costo (uso de elementos estructurales prefabricados).

De los daños observados es evidente que el punto débil de los puentes en la zona de estudio es la hidrología. Los criterios de diseño hidrológico deberán considerar las condiciones reales. Por lo que es necesario incluir la relación entre los estribos y los terraplenes de acceso con el estudio de la capacidad hidráulica del cauce del río, además de estudiar la erosión y la resistencia al desgaste en estribos, pilas del puente y cimentaciones.

Desechos flotantes en ríos

Los desechos flotantes y los sedimentos, así como el enorme escurrimiento han causado estragos a los puentes y carreteras. En particular los puentes de tramo pequeño y los bordos libres son vulnerables a los escombros que flotan. Los árboles desarraigados pueden bloquear fácilmente un río y al hacerlo causará enormes fuerzas laterales sobre los estribos como se muestra en las figuras 2.48 a 2.51.

Por lo anterior se tiene que llevar a cabo una investigación de las fuerzas máximas ejercidas por los desechos de madera acumulados en los estribos de los puentes. Tampoco se recomienda que los estribos consistan en pilas auto-estables con una viga cruzada encima para ríos que pueden transportar grandes cantidades de árboles desarraigados, porque los árboles pueden ser fácilmente bloqueados por las pilas y formar barreras masivas entrelazadas. Además, la resistencia de las pilas delgadas a las fuerzas laterales es mucho menor que la de un estribo de mayor dimensión (figuras 2.48 a 2.51).

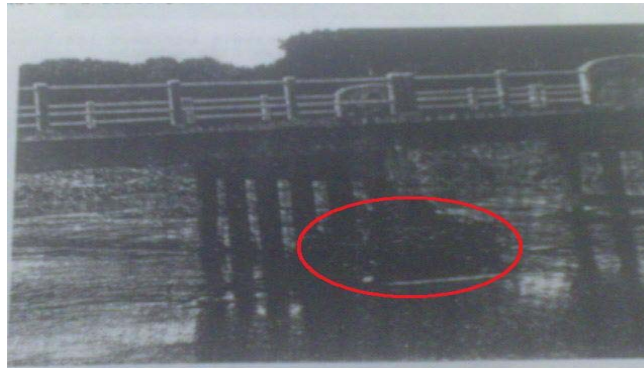


Figura 2.48 Desechos acumulados en el estribo del puente cerca de Ban Nasan, en Diciembre de 1988



Figura 2.49 Desechos flotantes en el centro del estribo del puente, cerca de Ban Nasan, en Diciembre de 1988



Figura 2.50 Árboles que obstruyeron el flujo de agua bajo un puente de la cordillera Khao Luang, en Diciembre de 1988

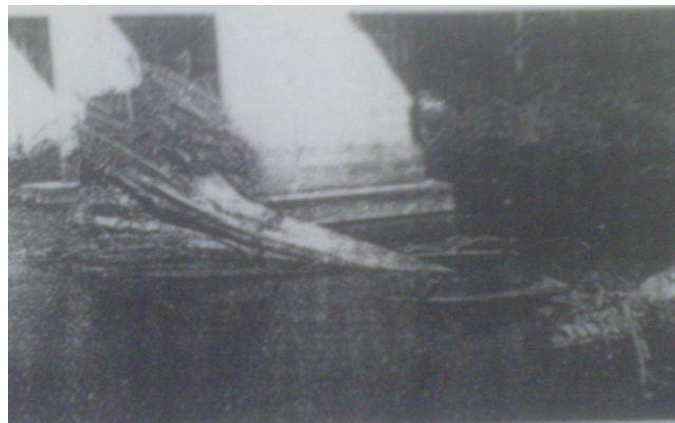


Figura 2.51 Árbol grande desarraigado bloqueado por los estribos del puente de acceso a la presa Rajaprabha; la dimensión de la raíz es 4 m de altura, aproximadamente

CAPÍTULO III

PARÁMETROS BÁSICOS QUE INFLUYEN EN LAS AVENIDAS EXTRAORDINARIAS

En este capítulo se comentan los parámetros básicos que dan lugar a la generación de avenidas extraordinarias, al mismo tiempo se analizan los aspectos hidrológicos e hidráulicos que se pueden controlar durante la presencia de este evento.

3.1 TRÁNSITO DE AVENIDAS

Un río es una especie de vaso de almacenamiento alargado, en el cual es necesario contar con métodos que permitan conocer la variación de un hidrograma al recorrer un tramo del cauce. La simulación de la variación de un hidrograma al recorrer un cauce se conoce como *tránsito de avenidas en cauces*.

Normalmente, el sitio donde se miden los escurrimientos, se localiza a varios kilómetros aguas arriba del punto donde las avenidas pueden causar daños, debido a las condiciones topográficas y geológicas del lugar. Existen dos métodos para conocer la variación del tránsito de avenidas en cauces: hidráulicos e hidrológicos.

Los métodos hidráulicos se basan en la solución de las ecuaciones de conservación de masa y cantidad de movimiento para escurrimiento no permanente.

Los métodos hidrológicos utilizan simplificaciones del método hidráulico, para llegar a soluciones más simples, pero menos aproximadas que las que se logran con los métodos hidráulicos. El método más conocido es el de Muskingum (**Aparicio, 1992**).

Las avenidas se presentan cuando los ríos experimentan un fenómeno extraordinario, y en su curso hay mayores solicitaciones: pone a prueba la estabilidad de un cauce, causa las mayores erosiones, provoca el desbordamiento o inunda, etc.

En los ríos grandes las avenidas son incremento del caudal y aumento del nivel del agua, incluso graves, pero no son un fenómeno “independiente”; debido a que varían en función de las características intrínsecas de la cuenca: su extensión, la pendiente, el tipo de terreno; y también de características modificables por las actividades antrópicas: cobertura vegetal, la permeabilidad del suelo. Las características del suelo son modificadas durante el evento, por ello juegan un papel muy importante en el desarrollo de una avenida.

En nuestro país las avenidas extraordinarias conjugan factores hidrológicos (el tamaño pequeño de las cuencas), hidráulicos (la pendiente alta de los cauces) y el transporte de sedimentos de gran magnitud. La avenida se puede presentar como una fuerza ejercida por el flujo de agua y el material sólido transportado.

Hidrología fluvial

La hidrología fluvial estudia la secuencia en que se presentan los caudales de un río y su régimen hidrológico. Una idea implícita en el estudio de los ríos es que las regularidades se pueden estudiar en la escala temporal del año.

Además del régimen anual, los ríos experimentan fenómenos de crecida o avenida de carácter extraordinario. En las avenidas la atención se fija en primer lugar en el caudal máximo instantáneo, mayor que el medio diario correspondiente.

La forma del hidrograma de avenida es también importante en el estudio de un río. La duración de caudales elevados cercanos al máximo o la pendiente de las curvas de ascenso o descenso; esta última es más suave generalmente, influyen en la acción del agua sobre el cauce. Los fenómenos de erosión del cauce están relacionados con la forma del hidrograma. Otros fenómenos de erosión importantes son acumulativos, o sea están influidos por la duración. Asimismo el volumen de inundación y la duración de una inundación son variables importantes en el daño ocasionado por las aguas desbordadas de un río. La forma de la cuenca y de su red de drenaje determinan la forma del hidrograma. Así, también los afluentes suman su hidrograma al del río de modo que pueden coincidir sus fases de ascenso y descenso (“amplificación” del hidrograma) o bien no coincidir (hidrogramas “desfasados”).

3.2 CUENCA HIDROLÓGICA

3.2.1 Concepto de cuenca

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde si fuera impermeable, las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por un único sistema de drenaje natural o corrientes hacia un mismo punto de salida. Una cuenca hidrológica se define por la sección del río y es delimitada por la línea de las cumbres, también llamada parteaguas. Por su tipo de salida, existen dos tipos de cuencas: endorreicas y exorreicas; en las cuencas endorreicas el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago. En las cuencas exorreicas el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o en el mar (*Aparicio, 1992*).

Las cuencas hidrológicas se pueden subdividir en tres zonas de funcionamiento hídrico principales: zona de cabecera, zona de captación-transporte, zona de emisión.

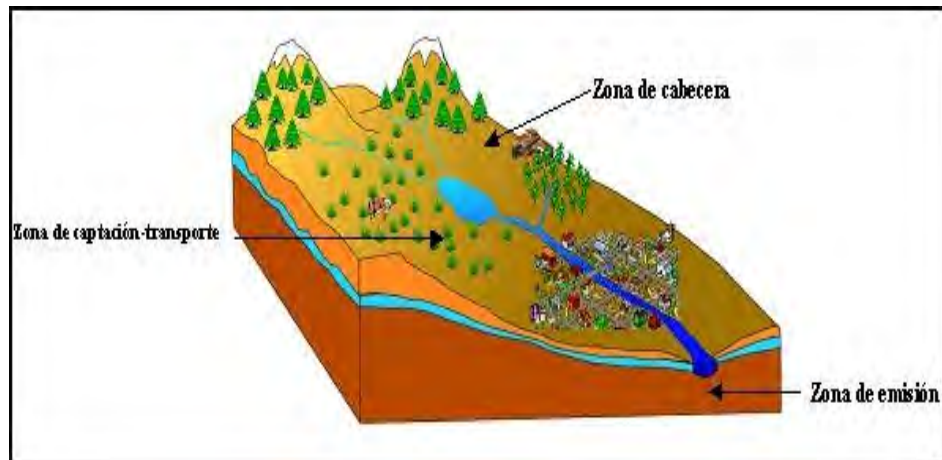


Figura 3.1 Cuenca hidrológica

Zona de cabecera

Esta zona garantiza la captación inicial de las aguas y el suministro de las mismas a las zonas inferiores durante todo el año.

Los procesos en las partes altas de la cuenca invariablemente tienen repercusiones en la parte baja dado el flujo unidireccional del agua, y por lo tanto toda la cuenca se debe administrar como una sola unidad.

En este contexto, los bosques en las cabeceras de las cuencas cubren una importante función reguladora ya que controlan la cantidad y temporalidad del flujo del agua, y protegen a los suelos de ser erosionados por el agua con la consecuente sedimentación y degradación de los ríos, y la pérdida de fertilidad en las laderas (Figura 3.2).



Figura 3.2 Zona de cabecera en una cuenca hidrológica

Zona de captación y transporte

Es la porción de la cuenca donde se capta la mayor parte del agua que entra al sistema y transporta el agua proveniente de la zona de cabecera. Esta zona puede considerarse como de mezcla, ya que en ella confluyen masas de agua con diferentes características físicas y químicas.

Las cuencas hidrográficas se pueden definir como las zonas de drenaje o captación donde se junta el agua de las montañas que corre río abajo para alimentar los ríos y los lagos, antes de desembocar en el mar. De esta forma, las corrientes de agua de las cuencas son alimentadas por aguas lluvias y/o por manantiales de aguas subterráneas; y su caudal es regulado por la vegetación y el suelo (**Torres, 1987**).

México posee un elevado porcentaje de su territorio con este tipo de paisajes, lo cual propicia una alta fragilidad hidroecológica, como ejemplo de este tipo de zona se presenta la Figura 3.3.



Figura 3.3 Ejemplo de una zona de captación

3.2.2 Características de la cuenca y los cauces

La precipitación esquematiza un estímulo en el ciclo hidrológico, en el que la cuenca responde mediante el escurrimiento en su salida. Entre el estímulo y la respuesta ocurren varios fenómenos que condicionan la relación entre uno y otra. Dichos fenómenos están controlados por las características geomorfológicas de la cuenca y su urbanización. Estas características se clasifican en dos tipos, según la manera en que controlan los fenómenos mencionados:

- i. Las que condicionan el *volumen de escurrimiento*: área de la cuenca y el tipo de suelo.
- ii. Las que condicionan la *velocidad de respuesta*: orden de corrientes, pendiente de la cuenca y los cauces.

A continuación se describen las características más importantes de la cuenca y los cauces (Figura 3.4):

- El parteaguas: Es la línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa la cuenca de las cuencas vecinas.
- El área de la cuenca: Se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas.

- La corriente principal: Es la corriente que pasa por la salida de la misma. Esta definición solo se aplica en cuencas exorreicas. Las demás corrientes de una cuenca de este tipo se denominan corrientes tributarias. Todo punto de cualquier corriente tiene una cuenca de aportación, toda cuenca tiene una y sólo una corriente principal.

El río principal tiene un curso, que es la distancia entre su nacimiento y su desembocadura. En el curso de un río distinguimos tres partes:

- El curso superior**, ubicado en lo más elevado del relieve, en donde la erosión de las aguas del río es vertical. Su resultado: la profundización del cauce.
- El curso medio**, en donde el río empieza a zigzaguear, ensanchando el valle.
- El curso inferior**, situado en las partes más bajas de la cuenca. Allí, el caudal del río pierde fuerza y los materiales sólidos que lleva se sedimentan, formando las llanuras aluviales o valles.

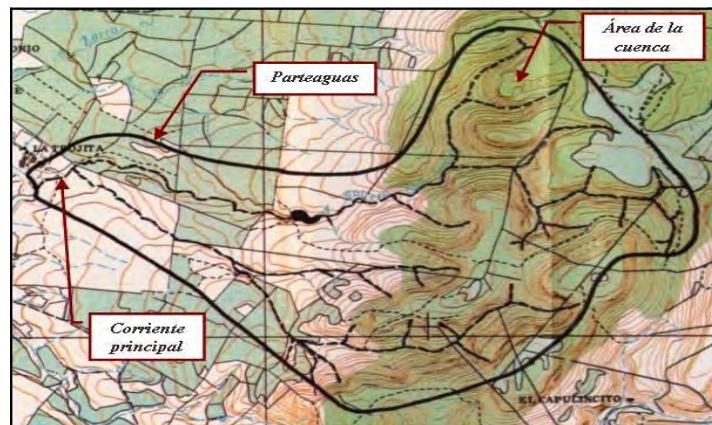


Figura 3.4 Características de la cuenca

Orden de corrientes

En toda red fluvial hay una jerarquía de los cauces. Se consideran cauces de primer orden los más extremos de la red, que recogen la escorrentía difusa o laminar pero no concentrada. Los cauces de segundo orden son los resultantes de la unión de dos o más segmentos de primer orden, los de tercer orden resultan de la unión de dos o más cauces de segundo orden y así sucesivamente (**Aparicio, 1992**).

El río colector principal es el que tiene el orden mayor. Las corrientes se clasifican de varias maneras las más importantes son las siguientes:

- Por el tiempo en que transportan agua; según esta clasificación pueden ser perennes, intermitentes y efímeras.

Una *corriente perenne* transporta agua durante todo el año y siempre están alimentadas totalmente o en parte, por el agua subterránea, es decir son afluentes. La *corriente intermitente* transporta agua durante la época de lluvias de cada año. En el caso de las *corrientes efímeras o influentes* que transportan agua inmediatamente después de una tormenta, y en este caso alimenta a los almacenamientos de agua subterránea.

- Por su posición topográfica o edad geológica; de acuerdo con esta clasificación los ríos pueden ser de montaña o juveniles, de transición o maduros, o bien de planicie o viejos.

Las riadas o ríos de montaña tienen grandes pendientes y pocas curvas y debido a las altas velocidades, sus cauces están generalmente formados por cantos rodados con un poco de grava y casi nada de finos. *Los ríos de planicie* presentan numerosos meandros debido a las bajas velocidades del agua y su cauce se forma por arenas y finos, estos ríos se encuentran en cotas cercanas al nivel del mar. Los *ríos de transición* están en una situación intermedia entre los anteriores, debido a que presentan algunas curvas, con velocidades de agua moderadas y sus cauces están formados básicamente por grava, con algo de cantos rodados y arena.

Respuesta de una cuenca ante un orden de corrientes

Entre más corrientes tributarias tenga una cuenca, más rápidamente se drenará a través de la corriente principal el escurrimiento generado por la precipitación (estímulo).

Otros indicadores de la respuesta de la cuenca son:

- **Densidad de corrientes** (D_s). Número de corrientes de un orden determinado por unidad de área.
- **Densidad de drenaje** (D_d). Longitud de todas las corrientes (m) por unidad de área de cuenca (km^2).
- **Pendiente del cauce principal**. Se define una pendiente media la cual se determina por varios métodos.
- **Forma**. La forma y distribución de las corrientes en la cuenca afecta la respuesta en la corriente principal.
- **Geología**. El material del subsuelo fijará la tasa de infiltración del agua y por lo tanto afectará la cantidad y velocidad con que el agua llega a la salida de la cuenca.
- **Cobertura vegetal**. La cobertura vegetal favorece la infiltración.
- **Topografía**. Las depresiones en el terreno forman vasos de almacenamiento modificando la respuesta de la cuenca ante una tormenta.

Función hidrológica de la cuenca

- i. Captación de agua de las diferentes fuentes de precipitación para formar el escurrimiento de manantiales, ríos y arroyos.
- ii. Almacenamiento del agua en sus diferentes formas y tiempos de duración.
- iii. Descarga del agua como escurrimiento.

3.2.3 Escurrimiento

Otro parámetro en el tránsito de avenidas es el escurrimiento. El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.

El agua proveniente de la precipitación sigue diversos caminos hasta llegar a la salida de la cuenca. Estos caminos se dividen en tres clases: escurrimiento superficial, escurrimiento subsuperficial y escurrimiento subterráneo.

3.2.3.1 Fuentes de los diferentes tipos de escurrimiento

- i. *Flujo en la superficie del terreno:* Se presenta una vez que la precipitación se infiltra en el suelo hasta que las capas superiores del mismo se saturan, llenando las depresiones del terreno, y al mismo tiempo el agua comienza a escurrir sobre su superficie. Este escurrimiento se produce mientras no llegue a cauces bien definidos.
- ii. *Escurrimiento en corrientes:* Se presenta cuando el agua que fluye sobre el terreno se sigue infiltrando y en su trayectoria hacia la corriente más próxima llega a un cauce bien definido.
- iii. *Escurrimiento subsuperficial:* Se presenta cuando una parte del agua de precipitación que se infiltra y esta escurre cerca de la superficie del suelo y más o menos paralelamente a él. La otra parte que se infiltra hasta niveles inferiores al freático se denomina escurrimiento subterráneo.

De los tres tipos de escurrimiento, el superficial es el que llega más rápido hasta la salida de la cuenca. Por ello está relacionado directamente con una tormenta particular y entonces se dice que proviene de la *precipitación en exceso o efectiva* y que constituye el *escurrimiento directo*. Lo importante en realidad es la rapidez con que una cuenca responde a una tormenta, pues esto es lo que determina la magnitud de las correspondientes avenidas.

3.3 MORFOLOGÍA FLUVIAL

3.3.1 Concepto de río

El río es un elemento natural que recoge las aguas de una cuenca y las transporta en lámina libre hasta su desembocadura. Para un río no hay determinaciones previas, sino que las respuestas son en todo caso objeto de estudio de la hidrología, la geomorfología o la hidráulica fluvial (*Martin, 2003*).

En los ríos el caudal es siempre variable, según el régimen hidrológico de la cuenca, en una escala de tiempos estacional o bien restringida a un episodio meteorológico. Ciertos caudales infrecuentes pero no extraordinarios son importantes para el río en el sentido de que le conforman el cauce, y además existen las avenidas extraordinarias, las cuales pueden transformar radicalmente la naturaleza o el curso del río (por ejemplo atajando un meandro).

El recorrido o la planta del cauce de un río no es fijo como el de un canal trazado por el hombre, sino que puede cambiar, de forma aguda en sucesos extraordinarios o de manera lenta y gradual a lo largo del tiempo. En los cambios, el río hace uso de un grado de libertad relativo a la planta, buscando un cierto acomodo o equilibrio, que siempre se concreta en una u otra sinuosidad.

El río transporta el agua sobre el material del valle, acarreado por el propio río. Este material puede ser movido y arrastrado por el agua. Los contornos del flujo no son fijos en un río, cuyo fondo y orillas pueden presentar acreción por sedimentación o regresión por arrastre de partículas productos de la erosión.

Estos cambios de las secciones del río, agudos o graduales, son efecto de las variables hidrológicas, hidráulicas (velocidad) y del propio transporte del material (caudal sólido y tamaño del material). Con estos ingredientes el río busca un acomodo usando un segundo grado de libertad. Las secciones que forma son generalmente anchas y someras. La morfología fluvial da cuenta de las formas de la planta y sección de un río.

Un río es un medio con un flujo bifásico de agua y sedimento, procedente del cauce o de la cuenca. Cuando este flujo no presenta ningún cambio espacial o temporal, simplemente el río da una aportación de agua y una de sedimentos, tal como se vio en el capítulo anterior. La sedimentación y pérdida de capacidad de los embalses, la regresión de los deltas o la explotación de áridos admisible en las graveras son factores de importancia en un río, sólo por ello es interesante conocer algo más del transporte de sedimentos.

Pero además, un desequilibrio temporal o espacial implica variaciones de la cota del fondo que pueden ser graves para las obras cimentadas en un río o cerca de él, ya sean obras varias (puentes), como obras específicamente fluviales (encauzamientos). Las variaciones temporales pueden ser erosiones durante una avenida y las espaciales erosiones en una curva o en una caída.

Un río es no prismático y no existe sección tipo, la superficie libre o línea de agua nunca tiene la forma suave de una curva de remanso. Por otro lado, en un cauce no prismático se presenta el incómodo problema de cómo considerar las pérdidas de carga localizadas.

El régimen rápido no existe en cauces naturales, debido a que no es recto, no es prismático y el fondo no es rígido. Por un lado el fondo de un río responde con erosión a las altas velocidades, de manera que fondo y régimen hidráulico pueden acomodarse a una sucesión de régimen lento y régimen rápido, como muestra la naturaleza, en lugar de un régimen rápido de larga extensión.

En un río, el caudal circulante y la altura del agua están relacionados de manera mucho más compleja. Mientras el agua está contenida en el cauce principal, existe una resistencia al flujo por el tamaño del grano del material de fondo y otra añadida por las formas del fondo granular (dunas). Cuando el río crece por encima de su nivel habitual e inunda orillas o llanuras donde crece la vegetación, el problema de la resistencia al flujo se hace aún más complejo.

La diversidad de los ríos es tan grande, el clima, el relieve, la geología, la ecología dan lugar a ríos muy distintos entre sí: de montaña o de llanura, grandes o pequeños, de país seco o húmedo, de arenas o de gravas. Siendo de gran interés conocer de un río: su transporte de sólidos, las erosiones y la granulometría de sus lechos.

3.3.2 Comportamiento básico de los ríos

Los ríos tienen un régimen hidrológico determinado por las características de la cuenca y de las precipitaciones: lluvia y nieve. Por error se relaciona el caudal de un río con las lluvias inmediatamente precedentes; y así se piensa en la escorrentía directa de la cuenca; cabe señalar que la fusión de las grandes nieves explica el régimen de un río.

En grandes ríos de climas tropicales el régimen hidrológico tiene una fuerte y regular estacionalidad, es decir hay un largo periodo de aguas altas que puede esperarse cada año. Las aguas subterráneas explican la permanencia de un caudal base de un río durante un periodo seco y a la inversa la infiltración a través de un cauce permeable explica que los ríos se sequen.

Los ríos efímeros son aquellos que sólo llevan agua en episodios fuertes, mientras que se mantienen secos el resto del tiempo, por oposición a los ríos perennes. Son típicos de climas áridos y semiáridos. Las ramblas, barrancos y algunas rieras mediterráneas son un ejemplo de este tipo especial de ríos.

Se llaman ríos aluviales aquellos que discurren por materiales sedimentarios modernos, generalmente aportados por el propio río. El lecho de estos ríos tiene un cierto espesor de material granular prácticamente suelto. Asimismo, es muy común que los materiales aluviales ocupen mucha más extensión horizontal que la del cauce actual, formando unas llanuras ocasionalmente inundables llamadas *llanuras de inundación*. Estos ríos pueden evolucionar a través de estas llanuras y causar cambios importantes de los cauces. Por el contrario los ríos de lecho rocoso o cohesivo suelen ser ríos encajados o incisos en los valles.

La pendiente de un río establece la diferencia más importante en cuanto al régimen hidráulico. Se llaman ríos torrenciales a los que tienen una pendiente mayor del 1.5% y ríos torrentes a los cursos de agua de pendiente mayor que el 6%. La hidráulica torrencial estudia el flujo de los torrentes. Se usa el término de río de montaña y río de llanura para aludir al contexto geográfico y a la pendiente del río. Según la composición del material aluvial se diferencia entre ríos de grava y ríos de arena.

A grandes rasgos, geológicamente, un río presenta una erosión en la cabecera de la cuenca donde la pendiente es mayor, por tanto el material del cauce es grueso. En el tramo medio se genera el transporte y finalmente en el tramo bajo donde la pendiente es menor y el material del cauce es más fino ocurre la sedimentación. Esto da un perfil longitudinal típicamente cóncavo y una distribución del tamaño del material granular menguante en la dirección de aguas abajo.

3.3.3 Formas de los ríos

En la naturaleza no existen cauces rectos y regulares. Sin embargo se distinguen dos morfologías fluviales típicas: cauce trenzado y cauce sinuoso o con meandros (*Martin, 2003*).

Cauce trenzado: Es un cauce muy ancho, compuesto por una multiplicidad de cauces menores entrelazados o trenzados, que dejan islas (sumergibles) entre sí al unirse y separarse. Son cauces inestables en el sentido de que una crecida puede cambiarlos considerablemente.

Por dicho modo se llaman “divagantes” porque un brazo principal puede encontrarse tan pronto en un lugar como en otro. Su presencia se asocia a una gran capacidad de transporte sólido. Dicho de otro modo, una corriente muy cargada de sedimentos es propensa a formar un cauce trenzado. Esto ocurre, por ejemplo, en cauces de montaña con pendiente alta y sedimento grueso. También es frecuente encontrar cauces trenzados en las llamadas áreas de piedemonte, donde los ríos abandonan sus cursos de montaña perdiendo pendiente y depositando su carga sólida, (Figura 3.5).



Figura 3.5 Rio Trenzado

Cauce sinuoso o con meandros: El cauce es único pero forma curvas. La ondulación en planta se acompaña de una asimetría en las secciones transversales, ya que el calado es mayor junto a la orilla cóncava o exterior y menor junto a la orilla convexa o interior. El lugar geométrico de los puntos de mayor profundidad se llama *thalweg* (que deriva del alemán, “camino por el valle”). En la orilla interior se depositan materiales que emergen en forma de playas, llamadas barras alternas. Los meandros son una morfología dinámica en el sentido de que presentan una evolución.

El ritmo de la evolución de los meandros depende de la resistencia de las orilla a la sección. En el caso de ríos que discurren por llanos aluviales poco resistentes, donde no existe restricción a la “libertad” de esta evolución, los meandros se mueven grandes distancias. Los meandros pueden ser regulares o bien irregulares, es decir “deformados”, debido especialmente a la heterogeneidad en la resistencia de las orillas. También pueden ser simples si sólo presenta una frecuencia o longitud de onda dominante, o bien compuestos, con más de una frecuencia dominante. El punto final de la evolución “libre” de un meandro es su estrangulamiento, es decir el encuentro en el “cuello” para formar un atajo y el abandono de los lóbulos que pueden ser largos, (Figura 3.6).

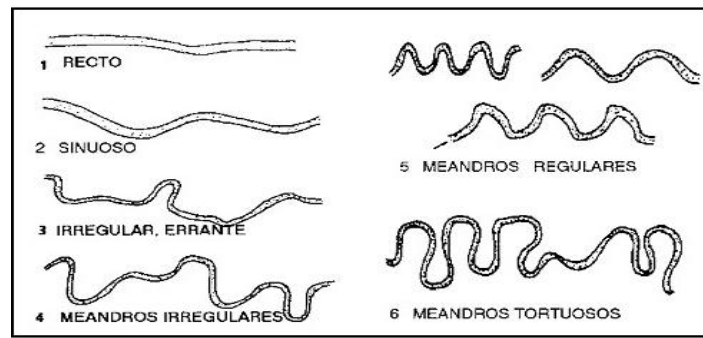


Figura 3.6 Formas del cauce meandro

3.3.4 Geometría hidráulica de un río

Si se le permiten todos sus grados de libertad, un río es una corriente de agua que forma su cauce ajustando libremente la anchura, al calado y la planta. Para predecir o deducir la geometría de un río, se cuenta con observaciones sencillas de características empíricas, tal como se describe a continuación.

La primera relación empírica de interés es, en qué condiciones un río forma un cauce trezado o un cauce único meandriforme. La relación $iQ^{0.44} = 0.0116$, donde i es la pendiente y Q el caudal en $m^3/s.$, establece una frontera entre una y otra morfología. Si $iQ^{0.44} > 0.0116$ el río es trezado y en caso contrario se trata de un río meandriforme. Muchos ríos son trezados y sinuosos al mismo tiempo, y así la clasificación es más difusa. Es frecuente que un río sea trezado en su tramo alto y luego pase a ser meandriforme aguas abajo, donde la pendiente es menor aunque el caudal es mayor.

En los ríos de meandros se aceptan como significativas algunas relaciones empíricas entre la longitud de onda λ , su amplitud a , el caudal Q y el ancho del cauce en la superficie libre B .

En donde la longitud de onda es de 7 a 11 veces el ancho del río; con una proporción común de 10, entre λ y B se propone una relación potencial pero el exponente de B resulta prácticamente la unidad y la amplitud a es aproximadamente 3 veces el ancho

del cauce. Finalmente λ es proporcional a: $\frac{Q^{0.5}}{D^{0.3}}$

donde:

D = Tamaño de la partícula

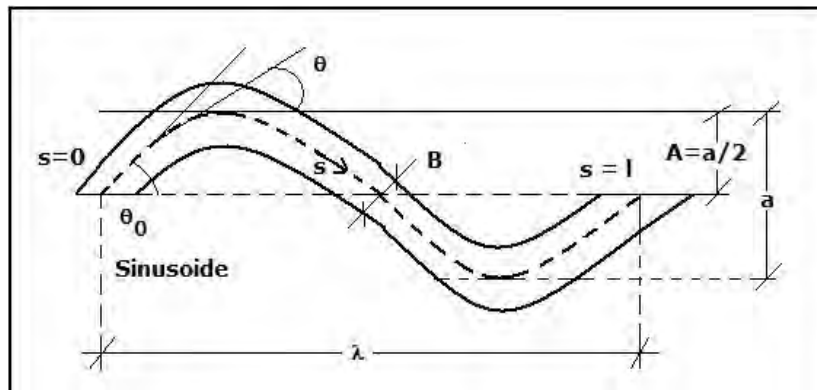


Figura 3.7 Parámetros de una planta sinuosa

Otro parámetro geométrico de un río meandriforme es la sinuosidad u ondulación s , cociente de la longitud del río a lo largo del valle y la longitud de onda. La geometría en planta de un meandro regular y simple puede describirse bien mediante la ecuación:

$$\theta = \theta_0 \text{Sen}\left(\frac{2\pi s}{l}\right)$$

donde:

θ = Ángulo del eje con la dirección del valle,

s = Coordenada arco (pendiente),

θ_0 = Sinusoide

Con esta ecuación se pueden dibujar meandros en cualquier grado de desarrollo, incluso al límite de su estrangulamiento, (*Martin, 2003*).

Interpretación de la relación i y Q (*Figura 3.7*):

$$iQ^{0.44} = 0.0116$$

1. Si $iQ^{0.44} > 0.0116$, el río es trezado
2. Si $iQ^{0.44} < 0.0116$, el río es meandriforme

Por otra parte, examinando las dimensiones de las secciones transversales de los ríos se ha encontrado que la anchura del río es proporcional a la raíz cuadrada del caudal, es decir, que un río cuatro veces más caudaloso que otro tendrá una anchura aproximadamente doble.

Un hecho claro en el movimiento del agua en lámina libre es que la velocidad media es mayor cuanto mayor es el tamaño de la sección, más concretamente cuando mayor es su dimensión vertical, profundidad, tirante o calado. Dado que el ancho del canal es directamente proporcional al caudal, se desprende que el calado crecerá con el caudal más suavemente que la anchura, al igual que la velocidad.

Por tanto, el cociente del ancho y la profundidad es llamado *relación de forma de la sección*, la cual crece suavemente con el caudal. Un río más caudaloso da un cauce más ancho y profundo pero es aún más ancho, proporcionalmente a su profundidad, que un río menos caudaloso.

Las relaciones anteriores muestran que el caudal determina la anchura y la longitud de onda de tal modo que existe una semejanza geométrica entre la planta de los ríos meandriformes grandes y la de los pequeños. En cambio sus secciones transversales no guardan semejanza geométrica sino que existe una "distorsión" entre dimensión vertical y horizontal.

Los mismos hechos sirven para pronosticar que el aumento de caudal de un río tenderá a hacerlo más ancho, más profundo; aunque el aumento de profundidad es proporcionalmente menor que el aumento de anchura; y de mayor longitud de onda, pero de la misma sinuosidad.

Otra relación empírica indica que el cociente de la anchura y la profundidad es mayor cuanto menor es el contenido de material fino en el cauce, es decir, con material más grueso se tienen cauces más anchos.

El mismo efecto de aumentar dicho cociente ocurre cuanto mayor es el transporte sólido del río (el tamaño del material aluvial y el caudal de dicho material transportado tienen el mismo efecto morfológico en la sección transversal). Otra consecuencia observada del aumento del transporte sólido es la disminución de la sinuosidad, es decir el cauce se hace más recto.

Siguiendo con este razonamiento de un aumento del transporte sólido o de su tamaño característico, la sección puede hacerse tan ancha y tan somera, y la planta del cauce tan poco curva, que el río pase de hecho de ser meandriforme a ser trezado. Esto puede ocurrir cuando se producen aportaciones grandes de material, procedente por ejemplo de las orillas.

3.3.5 Corriente del río

Las corrientes de un río son masas en movimiento con una inercia al cambio de dirección. El contorno opone una fuerza exterior que produce dicho cambio. En ocasiones es visible un efecto de reflexión o rebote de una corriente en una orilla. El efecto es mayor cuanto mayor es la velocidad. Además, a mayor ángulo de incidencia, mayor será el ángulo de reflexión (*Martin, 2003*).

La dirección de la velocidad del agua en un río no es paralela a los contornos u orillas, como se podría suponer en primera instancia, sino que presenta desviaciones. Leliavsky lo demostró en el río Dniéper en 1894 por medio de una veleta. Por otro lado, el módulo de la velocidad no es uniforme a través de una sección, sino que en general el agua corre más por las partes más hondas. Estas características de las corrientes son muy importantes en los cambios fluviales.

El *thalweg*, como línea más onda, señala la corriente más veloz del río. Pero la dirección dominante de la corriente depende del caudal circulante. En la geometría fluvial de un cauce principal sinuoso, un caudal menor dará lugar a una corriente de mayor curvatura en la curva, así como convergente hacia la curva y divergente a la salida de la curva.

La desviación de la velocidad respecto al contorno ocurre en todas partes, pero es mayor en los puntos de inflexión por ejemplo de 30°. La convergencia de la corriente se refiere al estrechamiento y la divergencia a los ensanchamientos de las curvas de los ríos.

Sin embargo, los efectos no se compensan perfectamente entre el ascenso y el descenso del caudal y finalmente tras la avenida, el *thalweg* puede haber sufrido una evolución, en progresión y profundización, y de manera paralela las playas pueden haber crecido hacia abajo, y hacia adentro y las orillas haber retrocedido. Estos movimientos del *thalweg* son los mismos del meandro en la explicación general.

Una razón de la falta de compensación entre las dos fases de la avenida es que casi siempre el descenso del hidrograma dura más que el ascenso. Con el caudal todavía bastante alto, pero descendiendo, la corriente, ya más curvada, tiene tiempo de moldear un *thalweg* más profundo y erosionar la orilla exterior. Los lugares más hondos, ligeramente aguas abajo de los puntos de máxima curvatura según Fargue, son los más sensibles.

3.3.6 Caudal dominante

Un río transporta un caudal siempre variable, el cual da lugar a una geometría hidráulica, esto significa que la geometría es consecuencia del caudal, por tanto si una geometría es permanente se debe a que ciertos caudales, por su magnitud, por su frecuencia o por una combinación de ambas cosas, se convierten en los caudales determinantes (*Martin, 2003*).

Muchos ríos tienen un cauce, lecho madre o álveo diferenciado, más o menos hondo y ancho, y limitado por unas orillas que lo separan de las llanuras de inundación, a los cuales se les llama cauce principal.

La explicación evolutiva de un cauce principal parte de cuando comienza a discurrir un río en un llano, en donde los caudales normales se empiezan a abrir en el llano hasta ir creciendo. Por otra parte, las aguas altas se desbordan y hacen crecer rápidamente las llanuras por efecto de la sedimentación. Esta subida de las llanuras y el aumento de tamaño del cauce poco a poco hacen más infrecuente el desbordamiento.

Este proceso tiene un equilibrio, con un cauce principal que contendrá las aguas la mayor parte del tiempo, excepto cuando ocurra un suceso como lo es una avenida, con la que se excede su capacidad de respuesta.

El río desborda de su cauce, el caudal que llena a rebosar el cauce es el principal responsable de la forma y las dimensiones de cauce. Esto es así, porque mientras el agua está contenida en el cauce, circula con cierta velocidad, en tanto que cuando desborda levemente, el incremento de caudal simplemente anega las llanuras adyacentes y deposita sedimento en ellas, pero no cambia sustancialmente el flujo en el cauce principal.

El caudal que llena el cauce principal desarrolla la mayor o más importante acción sobre el cauce; en términos de velocidad, tensión tangencial o "fuerza por unidad de superficie", puesto que un caudal mayor es menos frecuente y sobretodo apenas incrementa la acción de la velocidad y la tensión tangencial. Por eso este caudal de cauce lleno se conoce también como *caudal formativo, dominante o efectivo*. Por lo que un caudal formativo es determinante en la geometría hidráulica de un río.

Según algunos autores el caudal se da 2 veces al año como promedio o bien, según otros, un caudal con un periodo de retorno de 1.4 años. Para la hidrología irregular de nuestro país, se ha encontrado mejor correspondencia con un periodo de retorno de 1.5 a 7 años.

3.4 PAPEL MORFOLÓGICO DE LA VEGETACIÓN

Pareciera que las formas y la geometría de los cauces son exclusivamente el resultado de la interacción del agua con los materiales sólidos del cauce, sin embargo la vegetación es un tercer factor de importancia.

El papel morfológico de la vegetación se explica por su acción directa sobre el suelo. Las raíces de las plantas fijan el material suelto, por ejemplo las arenas sueltas; como en las dunas de litorales. Esta acción de fijación ocurre en lugares como las orillas del cauce principal, las barras en el interior del cauce o las llanuras de inundación. Las secciones fluviales resultan de la interacción del agua, los sólidos y la resistencia ofrecida por la vegetación, tanto en el sentido de la resistencia al flujo (rugosidad) como en el de resistencia frente al arrastre del material aluvial.

El papel morfológico de la vegetación es lógicamente más importante en los ríos pequeños que en los grandes, porque la vegetación no guarda proporción con el tamaño del río (*Martin, 2003*).

La vegetación se desarrolla en función de factores físicos, climáticos e hídricos. De los últimos, tres son destacables: la *humedad* en la zona de las raíces determinada por los niveles ordinarios del río, la *acción mecánica* de las aguas altas y avenidas y la *calidad* del agua.

Los cambios de estas condiciones hídricas llevan a alteraciones del desarrollo "normal" de las poblaciones, por ejemplo al marchitamiento de la vegetación por un bajo nivel freático, a su proliferación por un alto nivel freático, a la sustitución de especies al perder calidad el agua o a una pérdida de frecuencia del arrastre y arranque de plantas en crecidas. Estos cambios en la vegetación repercuten en la forma y dimensión del cauce.

Una particularidad de la vegetación es que las especies y sus poblaciones tienen unos ciclos vegetativos ligados a las estaciones. Por ello, los cambios temporales afectan a la vegetación. La distribución anual de caudales representada en la curva de caudales clasificados puede presentarse en la realidad de muchos modos: según el régimen temporal "natural", o bien según regímenes alterados, o incluso invertidos en el tiempo por obras de regulación hidrológica.

La vegetación cumple otro papel al favorecer la sedimentación de partículas transportadas por el agua y así acelerar los procesos de acreción fluvial, por ejemplo en las llanuras de inundación.

3.5 CARACTERÍSTICAS DE LOS TORRENTES Y LAS RAMBLAS

Un torrente se diferencia de un río por su morfología, su hidrología y su régimen hidráulico. Morfológicamente un torrente es el conjunto de tres partes: *una cuenca de recepción con distintos afluentes* y donde domina la erosión, *un cauce de desagüe* (torrente ya formado) donde lo dominante es el transporte del material sólido, y *un cono de deyección o abanico aluvial* donde domina la sedimentación. En el cauce de desagüe y en el cono de deyección se genera erosión del lecho y las orillas, aterramiento del cauce e inundación **(Martin, 2003)**.

Hidrológicamente un torrente se diferencia de un río por la velocidad de crecimiento del caudal. Hidráulicamente, la gran pendiente del torrente implica una gran capacidad de transporte sólido. El suministro de los sólidos gruesos transportados es irregular en el tiempo y localizado en el espacio. Un torrente y un río torrencial pueden experimentar avenidas torrenciales en las que el flujo se presenta como una pared o frente de onda, mezcla de agua y sólidos, muy destructiva. Este fenómeno hidráulico es muy diferente de la avenida de un río no torrencial.

Las ramblas ó lechos naturales son ríos pluviales de características muy particulares. Son ríos efímeros, es decir, con funcionamiento esporádico como cursos de agua. Sus lechos están compuestos por material granular de todos los tamaños. Los cauces, en ocasiones difíciles de distinguir, son muy anchos y bastante rectos. Los cauces de la ramblas sobre abanicos aluviales son difusos o poco consolidados (apenas se distinguen orillas) e inestables. Esta inestabilidad viene favorecida por una escasa resistencia de las orillas, la cual a su vez determina un valor grande de la relación de forma. Se pueden abrir nuevos cauces activos por lugares de desbordamiento, otros rellenarse, y en conjunto los diversos cauces pueden formar una *morfología trezada*.

Las ramblas sobre abanicos aluviales tienen una pendiente alta. El régimen puede ser rápido (supercrítico). A velocidades altas y disponibilidad ilimitada de material en cauce y orillas se tiene un gran transporte sólido, el cual es el agente de los cambios del cauce. El lecho de las ramblas es muy permeable de manera que los caudales de avenida pueden decrecer fuertemente hacia aguas abajo. Se han observado pérdidas de un 5% del caudal punta por kilómetro de longitud del cauce. Esto quizá explica que el perfil longitudinal de una rambla no sea cóncavo como el de un río, sino más bien recto con pendiente constante.

Las ramblas son típicas de climas áridos y semiáridos. La palabra árabe oued de transcripción francesa; wadi de transcripción inglesa; designa a este tipo de ríos. El área mediterránea peninsular tiene muchos pequeños ríos (o rieras en Cataluña) de estas características. En muchos lugares de Hispanoamérica se llama quebradas a los ríos efímeros. La palabra arroyo ha pasado a designar este tipo de ríos en inglés.

3.6 MORFOLOGÍA DE LLANURAS DE INUNDACIÓN

Las llanuras de inundación son las áreas próximas al cauce principal del río que resultan ocasionalmente inundadas. El caso más característico son los ríos de poca pendiente con morfología meandriforme (ríos aluviales de llanura). La llanura de inundación es un terreno muy llano pero con distintas formaciones. En un corte transversal puede aparecer ligeramente convexo; el cual se presenta cuando las orillas del cauce principal son más altas que el terreno circundante, formando cordones (diques, caballones, motas, lezones, carillones o albardones) naturales. Los ríos con esta propiedad se llaman *ríos colgados*.

Otra formación asociada es la depresión o cubeta, lugares más hondos de la llanura. Como las llanuras han tenido una larga historia, pueden acumular restos de cauces abandonados o extintos, meandros cortados, paleocauces (cauces de tiempos geológicos anteriores, reconocibles estratigráficamente), dando así una multiplicidad de lugares altos y depresiones. Algunos de estos cauces pueden ser "activos" (es decir, con un transporte de agua cuando se ocupa la llanura), y son llamados a veces *cauces de alta*.

La llanura es una formación sedimentaria cuaternaria. Sus suelos son muy variados debido al modo en que han depositado los sedimentos. En los ríos de llanura, existen en primer lugar los *depósitos de material muy fino* (arcilla) en los lugares de menor velocidad, lejos del cauce principal. En las llanuras el proceso dominante es la sedimentación; la cota de la llanura tiende a crecer y esta clase de crecimiento se llama *acreción vertical*. Una avenida puede dejar un buen grosor de material fino sobre la llanura. En segundo lugar, existen los *depósitos de acreción lateral* que tienen su origen en el crecimiento de las barras en las partes interiores de las curvas (**Martin, 2003**).

Dada la longitud y anchura del corredor fluvial, que puede ser barrido por los meandros en su evolución, estos depósitos pueden ocupar grandes extensiones. Entonces, en el fondo de un sondeo se encuentran materiales más gruesos y más finos hacia la superficie, de acuerdo con su formación.

La orilla exterior puede ser excavada por el río en todo tipo de depósito, pero probablemente con parte de acreción vertical, que le da un comportamiento algo cohesivo. Otros depósitos gruesos son los cordones naturales, que crecen con los pequeños desbordamientos, por sedimentación de partículas gruesas, y los cauces abandonados.

3.7 MECÁNICA DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

3.7.1 Granulometría

Un lecho granular que soporta la circulación de una corriente de agua, verá en algún momento desplazada una partícula por la fuerza de arrastre del agua. Los lechos de los ríos pueden ser granulares o cohesivos. En los granulares, el lecho está constituido por partículas sueltas de distintos tamaños. Los ríos aluviales, discurren sobre materiales transportados por el propio río, tienen por ello lechos granulares. Un río puede tener también un cauce abierto en roca o materiales cohesivos; no por eso su contorno es fijo o inamovible pero las modificaciones del cauce serán muy lentas debido a la mayor resistencia a la erosión. Tras una erosión del fondo, un lecho cohesivo se puede restablecer en su fondo original, pero ya no como cohesivo sino como granular, en esto se diferencia de los lechos granulares.

La propiedad individual de las partículas de un lecho granular que más importancia tiene en hidráulica fluvial es el peso. Los cauces naturales están formados por partículas de rocas y minerales cuyo peso específico tiene poca variación. El valor medio es $\gamma_s = 2.65 \text{ ton/m}^3$ o bien en el peso específico relativo es $\gamma_s/\gamma = 2.65$. Gracias a ello, la propiedad de más importancia pasa a ser el tamaño, como representación del volumen de la partícula.

La manera más común de analizar la distribución de tamaños o “granulometría” en el lecho es tamizar una muestra, la representación de estas fracciones en un histograma es una versión discreta, en clases de tamaños.

Las partículas menores que 0.004 mm (4 micras) se llaman arcilla. Entre 0.004 y 0.062 mm se llaman limos. Entre 0.062 mm y 2.0 mm se llaman arenas. Entre 2.0 mm y 64 mm se llaman gravas. De ahí en adelante, la terminología puede llamar guijarros o cantos a los elementos hasta 25.6 cm y boleos o bloques en adelante (**Martin, 2003**).

3.7.2 Acorazamiento

Cuando el lecho está constituido por una mezcla de distintos tamaños, cada tamaño tiene una tensión crítica diferente, de manera que la corriente, teóricamente puede desplazar los finos más fácilmente que los gruesos. De esta manera puede explicarse un desplazamiento selectivo de las partículas, en el que las partículas más finas quedan debajo del material grueso con el tiempo, a partir de un material bien mezclado. A este estado se le llama *acorzamiento del lecho*. El fenómeno de acorzamiento de un lecho solo se produce en ríos de grava; un río de gravas tiene más dispersión e influye directamente en la rugosidad del cauce, por ello origina un freno en el proceso de erosión general y local; debido a que cada tamaño de partícula tiene una tensión crítica diferente, de manera que la corriente, teóricamente puede desplazar a los finos más fácilmente que a los gruesos. La teoría de Shields explica el movimiento de una mezcla.

3.8 ENCAUZAMIENTOS

El cauce es la forma del fondo de un río en formación natural o con intervención del hombre. Un encauzamiento es la dirección que toma una corriente en tramo del cauce (**Martin, 2003**). Las funciones de un encauzamiento son:

- Proteger los sitios ante una inundación. Este daño se localiza en núcleos habitados, no necesariamente en ambos márgenes del río, y en áreas de gran valor económico: agrícola, industrial o de servicios.
- Proteger las márgenes del río. Para impedir la destrucción del terreno, especialmente los límites del cauce.

- Fijar un cauce estable para el río. Lo cual significa poder asegurar que el río discurra en el futuro de modo permanente por dicho cauce.
- Mejorar las condiciones de desagüe. Asegurar que el mayor caudal de agua pase en las condiciones deseadas.
- Formar o fijar un canal navegable. Garantizar una profundidad de agua suficiente para la navegación fluvial.
- Recuperar los valores naturales del río. Conseguir que un río vuelva a tener unos espacios de valor natural o recreativo.

CAPÍTULO IV

EVALUACIÓN DEL RIESGO DE AVENIDAS EXTRAORDINARIAS

En esta parte del trabajo se discuten los procedimientos que se emplean para evaluar el riesgo por el paso de avenidas extraordinaria con objeto de evitar la vulnerabilidad estructural de puentes, teniendo como base las características observadas de los daños producidos en puentes por la ocurrencia de este fenómeno hidrometeorológico.

4.1 RIESGO POR INUNDACIÓN

4.1.1 Generalidades

Los tiempos de concentración de los escurrimientos en cada una de las cuencas, y sus pendientes, definen si las inundaciones son súbitas o de proceso lento. Las avenidas súbitas se presentan generalmente en cuencas ubicadas en zonas con montañas de fuerte pendiente, donde existen pequeños valles, barrancas y abanicos aluviales al pie de éstas. También pueden presentarse debido al rompimiento de un bordo, presa o represa, o en ciudades en cuyo suelo o piso presenta un alto coeficiente de escurrimiento, es decir, suelos muy impermeables. Su característica y peligrosidad más importante es que ocurren de manera imprevista, lo que dificulta alertar con mucho tiempo de antelación. Como consecuencia de ello, este fenómeno puede cobrar una mayor cantidad de vidas humanas, en comparación con una inundación lenta (*Eslava, 2004*).

4.1.2 Identificación de zonas en peligro por inundaciones

Es muy importancia identificar las zonas en peligro de inundación por el paso de avenidas súbitas con arrastre de sedimentos, éstas se identifican a través de las características fisiográficas de la cuenca del arroyo, que se encuentra cercano o cruza una población rural, así como también de la capacidad hidráulica de los arroyos y de la distribución de las lluvias con diferentes probabilidades de ocurrencia y duraciones.

4.1.3 Procedimiento para elaborar mapas de riesgo por inundaciones

De acuerdo a un trabajo elaborado por el Centro Nacional de Prevención de Desastres, (*Eslava, 2004*) las secciones de mayor peligro, se pueden identificar mediante la siguiente metodología:

- 1.- Identificación del arroyo. Se requiere de un plano topográfico que contenga al arroyo que se analizará, el cual se requiere a una escala 1:50,000 o menor.
- 2.- Visita al sitio. Se realiza una visita al lugar para recorrer el arroyo desde su nacimiento hasta su desembocadura; se deben tomar fotos de todo el trayecto del arroyo y tomar referencias, así como establecer las dimensiones de las secciones y las pendientes de los tramos del arroyo. Lo ideal sería marcar las coordenadas con un geoposicionador satelital (GPS).
- 3.- Identificación de la cuenca del arroyo. Se requiere trazar el parteaguas (puntos más altos de la topografía que rodean al arroyo o río analizado).
- 4.- Clasificación de las cuencas hidrológicas. Existen dos tipos de cuenca de acuerdo al tipo de salida de los escurrimientos. De acuerdo con su tamaño las cuencas pueden ser:

- Pequeñas $\leq 50 \text{ km}^2$
- Medianas entre 50 km^2 y 100 km^2
- Grandes $> 100 \text{ km}^2$

5.- Características fisiográficas de la cuenca:

- a) Parteaguas
- b) Área de la cuenca
- c) Orden de la red de drenaje
- d) Pendiente de la cuenca (criterio de Nash)
- e) La pendiente de la cuenca es uno de los factores que deben ser considerados en la fórmula para el cálculo del índice de peligro por avenidas súbitas.

Ecuación para calcular la pendiente en cada nodo o intersección:

$$S_i = \frac{d_{esn}}{l_i}$$

donde:

S_i = Pendiente de cada nodo

d_{esn} = Desnivel entre curvas de nivel que rodean al punto analizado

l_i = Distancia mínima entre curvas de nivel que pasa por el nodo de análisis

Ecuación para calcular la pendiente media de todos los nodos:

$$S_c = \frac{\sum S_i}{n}$$

donde:

S_c = Pendiente media

S_i = Pendiente en cada nodo

n = Número de intersecciones o nodos de la malla. No contar aquellos puntos donde la pendiente se consideró nula.

f) Longitud del cauce principal

g) Pendiente del cauce principal. Como se comentó, uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta hidrológica de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal. No se debe confundir con la pendiente de la cuenca.

Dado que la pendiente varía a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media, para la cual se propone el criterio de Taylor y Schwarz:

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2$$

donde:

S = Pendiente media de la corriente de mayor orden

m = Número de segmentos en que se divide el cauce principal

L = Longitud horizontal del cauce principal, desde su nacimiento como corriente de orden uno hasta la salida de las cuencas

l_m = Longitud horizontal de los tramos en los cuales se subdivide el cauce principal

S_m = Pendiente de cada segmento, en que se divide el cauce principal

6.- Tipo de suelo. Clasificar si es suelo fino o grueso.

7.- Cubierta vegetal.

8.- Estimación del escurrimiento a la salida de la cuenca. El escurrimiento que sale de la cuenca se considera como la suma de una fase líquida (agua) y una fase sólida (sedimentos):

a) Para determinar el *gasto líquido* se utiliza la fórmula Racional:

$$Q_p = 0.278 \cdot C_i \cdot A \quad (4.1)$$

donde:

Q_p = Gasto máximo o de pico (m^3/s)

C = Coeficiente de escurrimiento (varía entre 0.5 y 0.8). Ver tabla 4.1

i = Intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca (mm/h).

A = área de la cuenca (km^2)

Para estimar el tiempo de concentración se utiliza la fórmula de Kirpich:

$$t_c = 0.000325 \cdot \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (4.2)$$

donde:

S = Pendiente media del cauce principal

L = Longitud del cauce principal (m)

t_c = Tiempo de concentración (h)

Tabla 4.1 Valores del coeficiente de escurrimiento (Eslava, 2004)

Tipo del área drenada	Coeficiente de escurrimiento
	Máximo
Zonas comerciales:	
Zona comercial	0.95
Vecindarios	0.70
Zonas residenciales:	
Unifamiliares	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.60
Multifamiliares, compactos	0.75
Semiurbanas	0.40
Casas habitación	0.70
Zonas industriales:	
Espaciado	0.80
Compacto	0.90
Cementerios, parques	0.25
Campos de juego	0.35
Patios de ferrocarril	0.40
Zonas suburbanas	0.30
Calles:	
Asfaltadas	0.95
De concreto hidráulico	0.95
Adoquinadas	0.85
Estacionamientos	0.85
Techados	0.95
Praderas:	
Suelos arenosos planos (pendientes 0.02 ó menos)	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 ó más)	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 ó menos)	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 ó más)	0.35

Para el caso de las avenidas súbitas, el rango de tiempos de concentración que se ha encontrado, es entre 0.03 y 4 horas, con un promedio de 0.48 horas (29 minutos). En la tabla 4.2 se muestran algunos casos estudiados de avenidas súbitas en México.

Tabla 4.2 Avenidas súbitas históricas en México (Eslava, 2004)

No.	Nombre de la cuenca	Área de la cuenca (km ²)	Pendiente del cauce	Pendiente del cauce (°)	Longitud (m)	Tiempo de concentración (hrs)	Pendiente de la cuenca	Pendiente de la cuenca (°)
GUERRERO, ACAPULCO								
1	Pie de la cuesta 1	2.8	0.13	7.3	3325	0.37	0.2832	15.8
2	Pie de la cuesta 2	0.7	0.15	8.7	1950	0.23	0.1724	9.8
3	Coloso	2.3	0.09	4.9	2350	0.33	0.2001	11.3
4	Juan Álvarez Superior (Aguas Blancas)	4.5	0.17	9.5	4000	0.80	0.3001	16.7
	Juan Álvarez Total (Aguas Blancas)	9.8	0.08	4.4	5800	0.69	0.2047	11.6
5	Palma Sola-Camarón Superior	9.2	0.15	8.6	3400	0.35	0.3212	17.8
	Palma Sola-Camarón Total	12.6	0.11	6.5	5700	0.59	0.2467	13.9
6	Costa Azul	7.1	0.05	3.1	3450	0.53	0.2010	11.4
BAJA CALIFORNIA, TIJUANA								
1	Laureles Superior	2.4	0.04	2.1	3970	0.69	0.2037	11.5
	Laureles Total	6.1	0.03	1.9	6030	0.98	0.1962	11.1
2	México Lindo Superior	3.0	0.06	3.6	3255	0.48	0.1873	10.6
	México Lindo Total	4.0	0.05	2.9	4555	0.68	0.2233	12.6
3	Camino Verde	4.3	0.05	2.9	3410	0.53	0.2167	12.2
4	Sánchez Taboada	4.8	0.05	2.8	3710	0.58	0.1327	7.6
5	Pasteje-Aviacion	7.7	0.02	1.3	4440	0.90		
6	Aguaje de la Tuna Superior	12.6	0.05	2.6	8220	1.11	0.2105	11.9
	Aguaje de la Tuna Total	14.0	0.04	2.4	9120	1.24	0.2089	11.8
7	Manuel Paredes	15.5	0.03	1.5	10300	1.64	0.1589	9.0
CHIAPAS, MOTOZINTLA, TAPACHULA								
1	Arroyo Allende	15.5	0.21	12.0	5000	0.42	0.5700	29.7
BAJA CALIFORNIA SUR								
1	Arroyo El Zacatal (hasta el cruce con la carretera)	19.5	0.11	6.1	8150	0.79	0.1687	9.6
NUEVO LEON, MONTERREY								
1	Topo Chico	64.5	0.02	1.3	13630	2.14	0.1193	6.8
Promedios		10.61	0.08	4.59	5417.38	0.77	0.22	12.03
Máximo		64.5	0.21	12.0	13630	2.14	0.3212	29.7
Mínimo		0.7	0.02	1.3	1650	0.23	0.1193	6.8

En general se observa que los tiempos de concentración son menores a 2.14 horas y se trata de cuencas relativamente pequeñas (en promedio son menores de 10.61 km²).

b) *Gasto sólido* o cantidad de sedimentos por unidad de tiempo

Es la cantidad de sedimentos que produce una avenida por unidad de tiempo que debe sumarse al gasto líquido para tener el escurrimiento de la cuenca. El gasto sólido se obtiene mediante la Fórmula Universal de Pérdida de Suelo (FUPS):

$$E = 0.224 \cdot R \cdot K \cdot LS \cdot C \cdot P \quad (4.3)$$

donde:

E = Índice de erosión (kg/m^2) por evento (año, tormenta, etc.)

R = Índice de erosividad asociado a la lluvia en el sitio (adimensional)

K = Erosionabilidad del suelo; tipo de suelo (adimensional)

LS = Son 2 factores que toman en cuenta la pendiente y su longitud (adimensional)

C = Factor que toma en cuenta la cobertura vegetal (adimensional)

P = Factor que toma en cuenta las obras de protección contra erosión que existen en la zona (adimensional). Entre las más importantes se encuentran las terrazas, reforestación, siembra de pastos, presas de gaviones y desarenadores.

Factor R :

$$R = 0.00576 \cdot i^2 \cdot (1.213 + 0.3865 \cdot \ln(i)) \quad (4.4)$$

donde:

i = Intensidad de lluvia obtenida del mapa de isoyetas de una hora de duración y periodo de retorno de 5 años en (mm/h). Apéndice 1.

Factor K :

Se refiere al tipo de suelo que predomina en la cuenca, que está en función de la clasificación del suelo y que se presenta en la tabla 4.3.

Tabla 4.3 Valor del parámetro K (Eslava, 2004)

Tipo de suelo	Factor K
Macizo rocoso	0
Roca disgregada ($100 < \phi < 500$ mm)	0.05
Gravas ($3.5 < \phi < 100$ mm)	0.1
Arena gruesa ($2.4 < \phi < 3.5$ mm)	0.2
Arena mediana ($1.22 < \phi < 2.4$ mm)	0.23
Arena fina ($0.075 < \phi < 1.22$ mm)	0.26
Arena limosa	0.30
Arena arcillosa	0.33
Limo arenoso	0.36
Arcilla arenosa	0.40
Limo arenoso	0.45
Arcilla	0.50

Factor LS :

Se refiere a la relación longitud-pendiente del cauce principal de la cuenca; este factor se obtiene de la siguiente forma:

$$LS = \left[\frac{x}{22} \right]^m \cdot (0.065 + 0.045S_p + 0.0065 \cdot S_p^2) \quad (4.5)$$

donde:

x = Longitud del cauce (m)

S_p = Pendiente media del cauce principal (%)

m = Factor que depende del valor de la pendiente; dicho factor se selecciona con el siguiente criterio:

- $m = 0.5$ (Si $S_p \geq 5\%$)
- $m = 0.4$ (Si $3\% \leq S_p < 5\%$)
- $m = 0.3$ (Si $1\% \leq S_p < 3\%$)
- $m = 0.2$ (Si $S_p < 1\%$)

Para obtener el gradiente de la pendiente media del cauce principal en porcentaje se aplica la siguiente expresión:

$$S_p = 100 \cdot S \quad (4.6)$$

Factor *C*:

Se refiere a la cobertura vegetal en la zona de estudio. Para determinar el valor de *C* se entra a la siguiente tabla 4.4:

Tabla 4.4 Valores del factor *C* (Eslava, 2004)

Cobertura vegetal en porcentaje (%)	Factor <i>C</i>
Bosques bien definidos (97%)	0.02
80% ≤ Cobertura vegetal ≤ 96%	0.2
60% ≤ Cobertura vegetal ≤ 79%	0.3
40% ≤ Cobertura vegetal ≤ 59%	0.4
16% ≤ Cobertura vegetal ≤ 39%	0.5
5% ≤ Cobertura vegetal ≤ 15%	0.6
Suelo desnudo ≤ 4% de la cobertura vegetal	1.0

Nota: la cobertura se entiende que es entre pastizales, arbustos y bosques.

Factor *P*:

Tiene que ver con las obras que se han construido en las laderas para el control de la erosión, para su determinación se realiza un recorrido por la zona de estudio. Las técnicas más usadas en México para el control de la erosión son la reforestación, el cultivo de fajas de pasto, la construcción de terrazas, presas de gaviones y desarenadores, siendo más efectiva la construcción de terrazas. En la siguiente tabla 4.5 se muestran los valores que puede tomar el factor *P*.

Tabla 4.5 Valores del factor *P* (Eslava, 2004)

Tipos de obra de control de erosión	Factor <i>P</i>
Cuando más del 90% de las laderas de la cuenca tiene terrazas	0.1
El área de las laderas que tiene terrazas está entre 61% y 90%	0.2
El área de las laderas que tiene terrazas está entre 41% y 60%	0.3
El área de las laderas que tiene terrazas está entre 21% y 40%	0.4
El área de las laderas que tiene terrazas está entre 6% y 20%	0.5
Reforestación más del 90% de área de la cuenca	0.2
50% < reforestación < 90%	0.3
30% < reforestación < 49%	0.4
5% < reforestación < 29%	0.5
Si existen presas de gaviones en las barrancas de la cuenca	0.3
Si existen desarenadores en las localidades a la salida de la cuenca	0.35
Si no existen obras de control de erosión en toda la cuenca	1.0

El índice de erosión E será un indicador para determinar la concentración de sedimentos C_s que lleva el cauce. Por definición se dice que la concentración de sedimentos es la cantidad de material sólido entre el volumen total del fluido.

Para calcular C_s se determina primero el valor de E , aplicando el siguiente criterio:

$$\text{Si } E > 30; C_s = 0.6$$

$$\text{Si } E < 30; \text{ se aplica la siguiente ecuación: } C_s = 0.00063 \cdot A^2$$

Calculados el gasto líquido (Q_p) y la concentración de sedimentos (C_s) se calcula el gasto total del fluido (Q_T) que escurre sobre el cauce al final de la cuenca:

$$Q_T = \frac{Q_p}{1 - C_s} \quad (4.7)$$

donde:

Q_p = Gasto líquido (m^3/s)

Q_T = Gasto total que escurre sobre el cauce al final de la cuenca (m^3/s)

C_s = Concentración de sedimentos (adimensional)

El gasto sólido (Q_s) se obtiene con la siguiente expresión:

$$Q_s = Q_T - Q_p \quad (m^3/s) \quad (4.8)$$

Una vez calculado el gasto total se procede a calcular el área hidráulica requerida en el río para evitar desbordamientos.

9.- Determinación del área hidráulica requerida. El área hidráulica permisible es el área necesaria para que el flujo de escurrimiento, expresado como el gasto máximo o de pico, fluya por una sección de un arroyo sin presentar desbordamientos en sus márgenes.

Partiendo de la definición de volumen ó gasto:

$$Q_T = A_h \cdot V \quad (4.9)$$

donde:

Q_T = Gasto total (m^3/s)

A_h = Área hidráulica requerida (m^2)

V = Velocidad del flujo (m/s)

El área hidráulica permisible se puede calcular de la siguiente forma:

$$A_h = \frac{Q_T}{V} \quad (4.10)$$

La velocidad se determina con la siguiente expresión:

$$V = \frac{L}{3,600 \cdot t_c} \quad (4.11)$$

donde:

L = Longitud del cauce principal (m)

t_c = Tiempo de concentración (h)

10.- Levantamiento topográfico del arroyo.

11.- Determinación del área geométrica de las secciones transversales.

12.- Comparación entre el área hidráulica requerida y el área geométrica. La forma de saber si una sección en particular tendrá problemas por desbordamiento, es comparando las áreas hidráulicas permisibles (A_h), y geométricas (A_G).

13.- Determinación de las zonas inundables. Las zonas inundables se presentarán cuando el área geométrica es menor al área hidráulica y se identificarán sobre el levantamiento topográfico mediante el dibujo en planta de éste, dibujando hasta donde llega el nivel máximo del agua (traza) que requiere cada uno de los gastos máximos asociado a su correspondiente periodo de retorno. Recordando que este criterio está asociado a un periodo de retorno (T_r) de 5 años.

Métodos básicos empíricos para clasificar suelos

Tenacidad o consistencia cerca del límite plástico. Se emplea después de retirar las partículas de suelo mayores a 4 mm (gravas), y nos sirve para determinar que predomina más si el suelo fino o las arenas. Éste método consiste en tomar un puño de suelo húmedo, se amasa y se trata de formar un rollito de 3 mm de diámetro aproximadamente (Figura 4.1); si éste se puede hacer significa que el suelo tiene más finos que arenas y si deshace significa que es una arena con finos (*Crespo, 2004*).



Figura 4.1 Método de tenacidad o consistencia cerca del límite plástico

Ahora bien, para identificar en un suelo fino si se trata de una arcilla o un limo se pueden aplicar los siguientes métodos: método de dilatancia y método de resistencia en estado seco.

El método de dilatancia consiste en tomar un puño de suelo húmedo, hacer con él una pastilla (bolita de suelo de aproximadamente 1 cm de diámetro) y colocarlo en una de las manos (Figura 4.2). Se deja abierta la mano y con la otra se dan unos pequeños golpes a la mano y si se observa que la pastilla empieza a formar gotitas de agua sobre la superficie, se dice que es un limo, de lo contrario es una arcilla.



Figura 4.2 Método "dilatancia"

Por otro lado, el método de resistencia en estado seco, consiste en formar con el suelo húmedo una pastilla, se deja secar y después se trata de disgregar con la mano; si éste se disgrega fácilmente se dice que es un limo, de lo contrario se dice que es una arcilla (*Eslava, 2004*).

Descripción de los suelos más comunes:

Gravas. Son fragmentos de rocas y tienen más de 2 mm de diámetro. Como material suelto suele encontrarse en los lechos, en las márgenes y en los conos de deyección de los ríos, también en depresiones de terrenos rellenados por el acarreo de los ríos. Las gravas casi siempre encuentran con una proporción de cantos rodados, arenas, limos y arcillas.

Arenas. Son materiales de grano finos cuyas partículas varían entre 2 mm y 0.05 mm de diámetro. El origen de las arenas es análogo al de las gravas; las dos suelen encontrarse juntas en un mismo depósito. La arena de río contiene muy a menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcilla. Las arenas son materiales que estando limpias, no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi instantáneamente.

Limos. Son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producto en canteras o limo orgánico como el que suele encontrarse en ríos, siendo éste último de características plásticas. El diámetro de las partículas está comprendido entre 0.05 mm y 0.005 mm.

Los limos son sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas. Su color varía desde gris claro a muy oscuro. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad es muy alta.

Arcillas. Son partículas sólidas con un diámetro menos de 0.005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. En general las arcillas son plásticas, se contraen al secarse, presentan cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicárseles carga en su superficie se comprimen lentamente (*Crespo, 2004*).

4.2 RIESGO POR SOCAVACIÓN

4.2.1 La socavación y las cimentaciones de puentes

4.2.1.1 Cimentaciones superficiales

Se denomina cimentación a la parte inferior de una estructura y su función es transmitir la carga de la estructura al suelo en que ésta descansa. Una cimentación bien diseñada es la que transfiere la carga a través del suelo sin sobreesforzar a éste; de lo contrario se conduce a un asentamiento excesivo o bien a una falla cortante del suelo. Por ello, es importante evaluar la capacidad de carga de los suelos.

Las zapatas aisladas y las losas de cimentación se denominan cimentaciones superficiales; éstas hacen posible dispersar la carga de la estructura sobre un área grande de suelo. En un sentido general, las cimentaciones superficiales son aquellas que tienen una razón de profundidad de empotramiento contra ancho de aproximadamente menor que cuatro (Braja, 2001).

4.2.1.1.1 Estribos

Para definir la profundidad de desplante de estribos cimentados superficialmente es indispensable tener como dato el valor de la socavación general. El desplante se localizará debajo de la profundidad de socavación, para tener una sustentación segura.

Una alternativa a esta condición la constituye, algunas veces, la posibilidad de desplantar las zapatas en el talud de la margen en estudio; en este caso deben estimarse, con sumo cuidado, las condiciones de sustentación que se tendrán en la vida útil de la estructura, con objeto de determinar si es necesario o no, construir una protección contra la erosión en la superficie del talud, en su sección actual y futura **(SMMS, 1987)**.

El flujo alrededor de estribos es caracterizado por la presencia de una aceleración que va desde aguas arriba del estribo hacia la sección más contraída del río ubicada justo aguas abajo del estribo, luego se produce una desaceleración del flujo. Aguas abajo del estribo, el flujo principal es separado de un remolino muy grande por medio de una vía de un flujo o corriente turbulenta. Dependiendo de la geometría del estribo la corriente forma la separación entre el flujo principal y uno o más remolinos. Luego de cierta distancia el flujo uniforme es alcanzado otra vez **(Campaña, 1997)**.

También existen algunas circunstancias que incrementan el proceso de socavación, por ejemplo, en las curvas de los ríos la socavación es más importante en la zona exterior de la curva. Esto debido a que la velocidad en un río no es paralela a las orillas, el modulo de la velocidad no es uniforme a través de una sección, sino que en general el agua corre más por las partes más hondas, un caudal menor dará lugar a una corriente de mayor curvatura en la curva, así como convergente hacia la curva y divergente a la salida de la curva. También los pilares intermedios de un puente suponen un obstáculo a la corriente de agua, que genera un flujo turbulento e incrementa la socavación en dichas zonas.

4.2.1.1.2 Pilas

Para definir la profundidad de desplante de pilas para apoyos intermedios de puentes, se requiere contar con datos confiables de la socavación local. La experiencia en este campo permite afirmar que los resultados obtenidos con la aplicación de los criterios de Lischtvan-Levediev para la socavación general, y de Yaroslatsiev para la local, son confiables para el diseño de las estructuras construidas en nuestro país, en donde se tienen estructuras en servicio por cincuenta años o más **(SMMS, 1987)**.

Para **Gaviria, (1998)** los estudios realizados hasta la fecha permiten tener algunos parámetros que influyen en mayor o menor grado en la socavación local al pie de pilas de un puente, éstos son:

1. Parámetros Hidráulicos:

- Velocidad media de la corriente
- Tirante frente a la pila
- Distribución de velocidades
- Dirección de la corriente respecto al eje de la pila

2. Parámetros de Fondo:

- Diámetro de los granos
- Distribución granulométrica del material del fondo
- Forma de los granos
- Grado de cohesión o cementación
- Peso específico sumergido
- Estratificación del subsuelo

3. Parámetros Geométricos:

- Ancho
- Relación largo-ancho
- Perfil de la sección horizontal

4. Parámetros de ubicación del puente:

- Contracción en la sección
- Forma del río en planta
- Obras de control de gasto que se hayan construido aguas arriba o aguas abajo.

Es interesante hacer notar que para una misma pila, colocada en el mismo lugar, la socavación máxima producida no siempre se presenta en el mismo punto de la pila; ya que ésta depende de la velocidad del agua.

Parámetros que afectan la profundidad de socavación

1. La profundidad de socavación alrededor de pilas de puentes se ve influenciada por el tipo de transporte de sedimentos, ya sea, *agua clara*, *umbral de movimiento* o *transporte generalizado de sedimentos* y es el parámetro (V/V_c) el que marca la diferencia, donde V_c es la velocidad crítica.
2. El número de Froude es uno de los parámetros que mayor influencia muestra en el fenómeno de socavación local.
3. No se encuentra una clara influencia del número de Reynolds (Re). La mayor parte de las investigaciones han demostrado que Re no es relevante en el cálculo de la socavación.

Formas de socavación

Dependiendo de si existe o no movimiento de sedimentos en el cauce, se pueden presentar dos formas:

1. **Socavación en lecho móvil:** Se presenta cuando hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba hasta el sitio del ponteadero, quedando por lo tanto parte de este sedimento atrapado en el hueco de socavación.
2. **Socavación en agua clara:** Se presenta cuando no hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba, al sitio del ponteadero, por lo cual no hay reabastecimiento del hueco socavado.

4.2.1.2 Cimentaciones profundas

Las *pilas* y *pilotes* son cimentaciones que se usan cuando se requiere de gran profundidad para transmitir la carga de la superestructura a los estratos inferiores del suelo. La distinción entre pilotes y pilas se define por el diámetro, mientras que los pilotes pueden alcanzar 1 metro, las pilas lo pueden superar.

Por otro lado, si la razón de profundidad de empotramiento contra ancho es mayor que cuatro, la cimentación se clasifica como profunda (Braja, 2001).

Cuando los suelos cohesivos del fondo de un cauce son de baja resistencia, se obtienen profundidades de socavación mayores que para los suelos resistentes; esto conlleva a la utilización de cimentaciones profundas en cuyo diseño se deben cuidar las siguientes situaciones que se describen a continuación.

4.2.1.2.1 Apoyos extremos

En términos generales, la cimentación profunda para un puente en que se tiene un cauce bien definido, lleva a la necesidad de aumentar su longitud para evitar que los derrames de los terraplenes invadan el cauce. También se tiene la alternativa de usar estribos de concreto apoyados en elementos de cimentación profunda, en cuyo caso no es necesario hacer el puente de mayor longitud; sin embargo, en este caso debe tenerse en cuenta la longitud de la socavación general, que afectará la presión efectiva, disminuyendo su valor original al nivel de la punta de los elementos de cimentación.

4.2.1.2.2 Apoyos intermedios

En este caso se deben tener en cuenta los valores de la socavación general y local, es decir, la socavación total, la cual se considerará afectando la presión efectiva al nivel de la punta de pilotes, pilas o cilindros, además del efecto de disminución de carga por adherencia en estos elementos.

4.2.2 Evaluación de la socavación

Con objeto de poder definir la profundidad de desplante de apoyos de puentes trabajando por superficie, es indispensable conocer el efecto que la interacción agua-suelo produce en el fondo del cauce de cualquier corriente de agua.

Como se describió el agua tiene la capacidad para arrastrar partículas de suelo, lo cual depende básicamente de la velocidad del agua y del propio peso de las partículas. Este efecto define la socavación en fondos de cauces formados por suelos friccionantes, o la erosión en fondos de suelos cohesivos.

4.2.2.1 Tipos de socavación

Socavación normal o general. Se entiende por socavación general el descenso del fondo de un río que se produce al presentarse una creciente y es debida al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor velocidad, (Figura 4.3).

La erosión del fondo de un cauce definido por el cual discurre una corriente es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido que pueda traer el agua a una cierta sección y el material que sea removido por el agua de esa sección y al aumentar la velocidad del agua, aumenta también la capacidad de arrastre (*Guevara, 1998*).

Socavación en estrechamientos. Se entiende por socavación en estrechamientos la que se produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de área hidráulica en su cauce. El efecto es muy importante en puentes, donde por lo común y por razones de economía suelen ocurrir las reducciones, si bien puede presentarse en otros lugares del curso del río, en que un estrechamiento más o menos brusco tenga lugar.

Los cambios que la presencia de un puente impone a la corriente son principalmente los siguientes:

1. Cambio de la velocidad del flujo del agua en el cauce principal.
2. Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo del puente. Esto origina un mayor arrastre del material del fondo en la sección del cauce y, cuando ello es posible, un ensanchamiento del cauce.

Socavación en curvas. Cuando un río describe una curva existe una tendencia en los filetes líquidos situados más lejos del centro de curvatura a caminar más aprisa que los situados más hacia el interior; como consecuencia, la capacidad de arrastre de sólidos de los primeros es mayor que la de los segundos y la profundidad de erosión es mayor en la parte del cauce exterior a la curva que en la interior. El efecto es importante y ha de ser tenido en cuenta en la construcción de puentes en curvas de río o en el diseño de enrocamientos de protección en los mismos lugares pues al disminuir la velocidad la curva aumenta el depósito en esta zona y por ello, disminuye la zona útil para el flujo del agua y al aumentar la profundidad y el área hidráulica, aumenta el gasto.

Socavación local en estribos y pilas. Desde el punto de vista de definición, la socavación local en estribos es análoga a la que se presenta en las pilas de los puentes, sin embargo, se le distingue por existir algunas diferencias en los métodos teóricos y aun experimentales para su evaluación.

En el caso de la socavación local en pilas, cuando se coloca una pila de puente en la corriente de un río se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de ésta, y, por lo tanto, en su capacidad para producir arrastre sólido. Si la capacidad de arrastre supera localmente el aporte del gasto sólido del río, ocurrirá en la pila una socavación local.

4.3.1 Socavación general

En los cauces naturales, el paso de una corriente en una avenida produce la degradación del fondo, por el desplazamiento de las partículas que lo formaban, al ser empujadas por el agua. Dicho fondo se recupera al disminuir la velocidad de la corriente y las partículas que en ese momento se tengan en ese lugar quedan en reposo, a este proceso se le conoce como *socavación general*.

En caso de que el fondo esté constituido por suelos cohesivos, las avenidas producen una degradación lenta por el desplazamiento de partículas de suelo; con el tiempo se notará que el fondo está más profundo.

El efecto de la socavación del fondo en las márgenes, es la pérdida de estabilidad causada por la pérdida de suelos al pie de los taludes, por lo que la construcción de estructuras que eviten este efecto como son los estribos de puentes, permiten mantener estable el ancho del cauce, pero no impiden el proceso de socavación que se produce en el fondo del mismo.

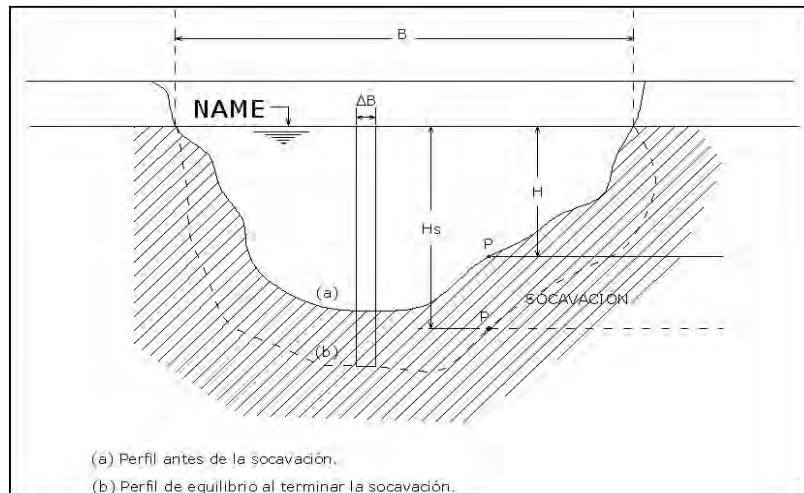


Figura 4.3 Variación de la velocidad media real de corriente con la profundidad

4.2.3.1 Método de Lischvan-Levediev

Para la aplicación de este método es necesario clasificar el tipo de suelo que existe en el cauce, como lo muestra la siguiente tabla 4.6. Las ecuaciones de estudio sólo analizan la socavación general en cauces definidos.

Tabla 4.6 Clasificación de suelos (Sánchez, 1997)

Cauce	Material del fondo	Distribución de material en el fondo
Definido	Cohesivo	Homogénea
Definido	Cohesivo	Heterogénea
Definido	No cohesivo	Homogénea
Definido	No cohesivo	Heterogénea
Indefinido	Cohesivo	Homogénea
Indefinido	Cohesivo	Heterogénea
Indefinido	No cohesivo	Homogénea
Indefinido	No cohesivo	Heterogénea

La socavación general termina, cuando la velocidad de la corriente (V_r), es igual a la velocidad erosiva (V_e). De acuerdo con la ecuación:

$$V_r = V_e \tag{4.12}$$

La velocidad de la corriente (V_r), está en función de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante; en tanto que la velocidad erosiva (V_e), depende de las características del material del cauce y del tirante.

La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, es la velocidad que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión. Por tanto es función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua. La velocidad real está dada principalmente en función de las características del río: pendiente, rugosidad y tirante o profundidad del agua (*Guevara, 1998*).

A continuación se presenta el análisis para diferentes tipos de suelo y condiciones estratigráficas, bajo la hipótesis de existencia de *idéntica rugosidad en toda la sección transversal*, de no ser así, es necesario realizar las modificaciones que se presentan al final.

1.- Análisis de la socavación general en suelos cohesivos

El valor de la socavación general está asociado a un gasto de diseño (Q_d) que tiene un periodo de retorno (Tr), y a un tirante de agua (H) que se presente durante una avenida.

Para suelos cohesivos la mínima velocidad de erosión, depende del peso volumétrico seco del material (γ_d) y de la profundidad de socavación máxima (H_s) como lo muestra la figura 4.2.

Dicha ecuación se define a continuación:

$$V_e = 0.60 \cdot \gamma_d^{1.18} \cdot \beta \cdot H_s \cdot x \quad (4.13)$$

El valor de β y x se obtiene de las tablas 4.7 y 4.8

La velocidad de la corriente (V_c), es calculada sobre una franja vertical de la sección transversal, afectada por una altura original de tirante (H), Figura 4.2. La hipótesis de desarrollo supone, que el gasto en cada franja es constante mientras dura el proceso erosivo. Al evaluar el gasto (Q) en la sección para condiciones iniciales se tiene:

$$Q = V \cdot \Delta A = \left(\frac{1}{n}\right) \cdot m^{0.5} \cdot H^{1.66} \cdot \Delta B \quad (4.14)$$

La ecuación (4.14) está basada en la expresión de Manning. Con la rugosidad constante en la sección, el término $(1/n) m^{1/2}$ se sustituye por α ; este parámetro se obtiene en condiciones iniciales con el tirante medio (H_m) y el ancho efectivo del cauce B_e ; se considera descontando el ancho de las pilas:

$$Q_d = \left(\frac{1}{n}\right) \cdot m^{0.5} \cdot H_m^{1.66} \cdot B_e \quad (4.15)$$

Para una sección transversal con obstáculos en la corriente, la ecuación anterior se afecta por un factor de contracción, función de la velocidad en la corriente (V_r) y la longitud libre entre pilas (L); según Maza, este factor es igual a:

$$\mu = 1 - \left(\frac{0.387 \cdot V_r}{L}\right) \quad (4.16)$$

El valor de $\mu = 1.0$ si no hay obstáculos, la tabla 4.9 muestra los valores de μ en función de la velocidad de corriente (V_r) y la longitud libre entre pilas (L). La ecuación (4.8) resulta:

$$Q_d = \alpha \cdot H_m^{1.66} \cdot B_e \cdot \mu \quad (4.17)$$

De la ecuación (4.17) se obtiene el valor de α , definido por:

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{1.66} \cdot B_e \cdot \mu} \quad (4.18)$$

En la franja de estudio, para condiciones finales, existe una profundidad máxima de socavación (H_s) y una velocidad de corriente (V_r); con base en la ley de continuidad, el gasto resulta:

$$Q = V_r \cdot H_s \cdot \Delta B \quad (4.19)$$

Al igualar las ecuaciones 4.14 y 4.19, se tiene:

$$\alpha \cdot H^{1.66} \cdot \Delta B = V_r \cdot H_s \cdot \Delta B \quad \text{ó} \quad V_r = \frac{\alpha \cdot H^{1.66}}{H_s} \quad (4.20)$$

Tabla 4.7 Valores de β (Sánchez, 1997)

Probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto de diseño	Coefficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Tabla 4.8 Valores de x (Sánchez, 1997)

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
γ_d (ton/m ³)	X	1/(1+X)	γ_d (ton/m ³)	X	1/(1+X)	d(mm)	X	1/(1+X)	d(m m)	X	1/(1+X)
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.4	0.71	140	0.27	0.79
0.9	0.48	0.68	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450	0.22	0.82
1.04	0.43	0.70	1.71	0.3	0.77	10.00	0.34	0.75	570	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

Tabla 4.9 Valores del coeficiente de contracción, μ (Sánchez, 1997)

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

2.- Análisis de la socavación general en suelos no cohesivos

Los suelos no cohesivos están formados por granos gruesos (arenas, gravas finas, etc.), para estos materiales, la velocidad de la corriente (V_r) es obtenida de la ecuación 4.19.

La velocidad erosiva está en función del diámetro medio de los suelos (d_m) y resulta:

$$V_e = 0.68 \cdot \beta \cdot d_m^{0.28} \cdot H_s \cdot x \quad (4.21)$$

Al cumplir la ecuación (4.12) es fácil calcular el valor de la profundidad de socavación (H_s).

3.- Cálculo de la profundidad de socavación en suelos homogéneos.

Para secciones homogéneas, la profundidad de socavación máxima (H_s) se encuentra con las expresiones 4.12, 4.13 y 4.20, al realizar las sustituciones, para suelos cohesivos. Así resulta la función:

$$H_s = \left[\frac{(\alpha \cdot H^{1.66})}{0.60 \cdot \gamma_d^{1.18} \cdot \beta} \right]^{\left(\frac{1}{1+x} \right)} \quad (4.22)$$

Para suelos no cohesivos, de acuerdo con las expresiones 4.12, 4.20 y 4.21 la profundidad de socavación (H_s) resulta:

$$H_s = \left[\frac{(\alpha \cdot H^{1.66})}{0.68 \cdot \gamma_d^{0.28} \cdot \beta} \right]^{\left(\frac{1}{1+x} \right)} \quad (4.23)$$

El valor de la socavación es la diferencia entre los resultados de las ecuaciones 4.22 ó 4.23 y el tirante inicial (H):

$$\text{Socavación} = H_s - H \quad (4.24)$$

Así, al conocer el perfil original, es posible calcular la erosión en los puntos requeridos. Dado que la hipótesis básica acepta que el gasto permanece constante en la franja de análisis y en la orillas éste es cero, el método no permite calcular la erosión lateral en las márgenes.

4.- Cálculo de la profundidad de socavación en suelos no homogéneos

Independientemente de la estratigrafía presente, la profundidad de equilibrio arriba de la cual los granos son arrastrados por el agua, se obtiene a base de iteraciones.

Al elegir un punto (P_i) en la sección transversal, se procede a calcular la profundidad de erosión por estratos, de acuerdo a las características de cada uno.

El cálculo se realiza en sentido descendente; si en el primer estrato el valor calculado es menor a su espesor el proceso termina; en caso contrario, debe continuarse con el siguiente, hasta que la profundidad calculada sea ubicada en su totalidad en la estratigrafía de la sección transversal.

4.2.3.2 Método de Lischvan-Levediev Modificado

Maza (1966), realizó un trabajo en el que simplifica el método expuesto, de éste modo se evita el uso de tablas. El valor de la velocidad de la corriente se calcula de acuerdo a la ecuación 4.20.

1.- Velocidad erosiva (V_e)

Para suelos no cohesivos, la velocidad erosiva se obtiene de las siguientes ecuaciones, según sea el diámetro de la partícula (d_{84}).

Si $0.00005 \text{ m} \leq d_{84} \leq 0.0028 \text{ m}$, para arenas:

$$V_e = (4.7 \cdot \beta \cdot d_{84}^{0.28}) \cdot H_s^{\left(\frac{0.322}{d_{84}^{0.030}}\right)} \quad (4.25)$$

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

$$V_e = (4.7 \cdot \beta \cdot d_{84}^{0.28}) \cdot H_s^{\left(\frac{0.223}{d_{84}^{0.092}}\right)} \quad (4.26)$$

Cuando $0.184 \text{ m} \leq d_{84} \leq 1.0 \text{ m}$, se emplea:

$$V_e = (4.7 \cdot \beta \cdot d_{84}^{0.28}) \cdot H_s^{\left(\frac{0.191}{d_{84}^{0.187}}\right)} \quad (4.27)$$

En suelos cohesivos V_e se obtiene:

$$V_e = (0.000173 \cdot \beta \cdot \gamma_d^{1.18}) \cdot H_s^{\left(\frac{66.28}{\gamma_d^{0.725}}\right)} \quad (4.28)$$

La ecuación (4.28) es válida para valores de (γ_d) comprendidos entre 800 y 2000 Kg/m³.

En las ecuaciones 4.25 a 4.28 (d_{84}) significa el diámetro de la muestra de sedimento cuando el 84% en peso es menor a ese tamaño. En este método se utiliza el (d_{84}), en lugar del (d_{50}), para hacer intervenir el acorazamiento que existe en materiales con granulometría extendida o bien graduada. El d_{84} de la muestra original corresponde aproximadamente al diámetro medio de la coraza.

En las ecuaciones anteriores, β es un coeficiente asociado al período de retorno para el gasto de diseño, expresado por la ecuación siguiente, que es válida para periodos de retorno (Tr) comprendidos entre 15 y 1500 años.

El Apéndice 1 muestra periodos de retorno para obtener dicho coeficiente que se obtiene de la siguiente ecuación:

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \cdot \ln(Tr) \quad (4.29)$$

Martin (2003), hace una recomendación para los periodos de retorno Tr según la importancia de los puentes, como se muestra a continuación:

- Poca: 25 a 50 años
- Media: 100 años
- Alta: 100 a 200 años

2.- Cálculo de socavación para suelos homogéneos

Para suelos no cohesivos y de acuerdo a las ecuaciones 4.12, 4.20 y las ecuaciones 4.25 a 4.27 se tiene:

$$H_s = \left[\frac{(\alpha \cdot H^{1.66})}{4.7 \cdot x \cdot d_{84}^{0.28}} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.030}}{0.322 + d_{84}^{0.030}} \right) \quad (4.30)$$

$$H_s = \left[\frac{(\alpha \cdot H^{1.66})}{4.7 \cdot x \cdot d_{84}^{0.28}} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.092}}{0.322 + d_{84}^{0.092}} \right) \quad (4.31)$$

$$H_s = \left[\frac{(\alpha \cdot H^{1.66})}{4.7 \cdot x \cdot d_{84}^{0.28}} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.187}}{0.322 + d_{84}^{0.187}} \right) \quad (4.32)$$

Las ecuaciones 4.30 a 4.32 corresponden respectivamente a las ecuaciones 4.25 a 4.27, respecto al tamaño de las partículas.

En suelos cohesivos, la ecuación resulta:

$$H_s = \left[\frac{(5,780 \cdot H^{1.66})}{\beta \cdot \gamma_d^{1.18}} \right] \left(\frac{\gamma_d^{0.75}}{66.28 + \gamma_d^{0.75}} \right) \quad (4.33)$$

3.- Cálculo de la erosión si la rugosidad no es constante en la sección transversal

Esto puede presentarse entre el cauce principal y el de avenidas o en zonas con diferente vegetación. El análisis se realiza por zonas con igual rugosidad, para obtener el coeficiente (α_i) en función del gasto (Qd_i) que pasa por cada una de ellas.

El gasto en cada zona de rugosidad constante es:

$$Q_{di} = \left[\frac{\frac{A_i \cdot h_{mi}^{0.66}}{n_i}}{\sum_i^n \frac{A_i \cdot h_{mi}^{0.66}}{n_i}} \right] \cdot Q_d \quad (4.34)$$

Conocidos los gastos Q_{di} en cada zona y el material del fondo en ellas, se tiene la socavación general por medio de las ecuaciones 4.18 y 4.30 a 4.33.

4.- Reducción de la erosión cuando el flujo transporta mucho sedimento

Si existe un gran transporte de material fino o de lavado en suspensión, la profundidad de socavación general disminuye. Esto ocurre porque es necesaria una cierta cantidad de energía, para mantener en suspensión y transportar el material. Al aumentar el sedimento en suspensión, la viscosidad y el peso específico de la mezcla agua-sedimento aumenta y reducen la turbulencia del flujo; este factor se evalúa con la ecuación (4.35), que multiplica a las ecuaciones 4.25 a 4.28. Para el caso de la profundidad de socavación, el valor de la ecuación 4.34 divide a las ecuaciones 4.29 a 4.32, con lo cual se reduce la profundidad de socavación H_s .

$$\Psi = 0.38 + 0.00618 \cdot \gamma_m^2 \quad (4.35)$$

donde:

Ψ = Parámetro que afecta el valor de la socavación (adimensional)

γ_m = Peso específico de la mezcla agua-sedimento (kg/m^3)

4.2.4 Socavación local

Una segunda causa de degradación del fondo es la colocación de un obstáculo al paso de la corriente. En este caso se produce la remoción del suelo en el lado aguas arriba de dicho obstáculo, lo que se conoce como *socavación local*. Aquí las pozas o depresiones que se forman, también se rellenan con el depósito de partículas al disminuir la velocidad del agua aunque, en general, quedan pequeñas depresiones frente a los obstáculos como testimonio de este fenómeno.

Este fenómeno ha sido más estudiado, porque afecta directamente a la cimentación de las pilas desplantadas sobre el cauce. Existe un gran número de investigaciones realizadas en distintas partes del mundo.

Por lo tanto, el criterio de elección de las expresiones para el cálculo de la socavación local, se debe basar en la experiencia obtenida en el diseño para cierta región, con características específicas para identificarla.

Dentro de los muchos métodos que existen para calcular socavación local en pilas se han seleccionado algunos, solamente para ilustrar la gran variedad de métodos existentes (*Guevara, 1998*):

- Laursen y Toch (1953, 1956)
- Adaptación de Neill (1964) al método de Laursen y Toch
- Larras (1963)
- Neill (1964)
- Arunachalam (1965, 1967)
- Carsten (1966)
- Maza Sánchez (1968)
- Breusers, Nicollet y Shen (1977)
- Universidad Estatal de Colorado (CSU)
- Melville y Sutherland (1988)
- Froehlich (1991), entre otros.

En la República Mexicana se han utilizado los métodos de Laursen-Toch y Yaroslavtziev. Un tercer método fue desarrollado por *Maza, (1966)* en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Aun cuando los métodos utilizados para los cálculos de socavación local producen valores relativamente iguales; no implica que estos sean idénticos a los medidos en campo, normalmente los calculados son mucho mayores a los medidos en campo, sin ser posible determinar el factor de seguridad para cada caso. Por ello en la práctica se toma un factor de seguridad de 1.5 para cubrir las incertidumbres en la valuación de las variables.

Cabe hacer notar que aunque ambos tipos de socavación general y local se producen simultáneamente, para fines de cálculo se consideran por separado. A continuación se presentan los métodos considerados para el cálculo de la socavación local en pilas y estribos.

4.2.4.1 Método de Laursen-Toch (1953,1956)

Este método se basa en experimentos de laboratorio realizados en el estado de Iowa, E.U. donde las funciones fueron elaboradas con datos de modelos experimentales.

Laursen-Toch distinguen dos casos generales: la corriente es paralela al eje longitudinal al eje de la pila o existe esviajamiento. Para el primer caso la profundidad de socavación s , es:

$$s = K_1 \cdot K_2 \cdot b \quad (4.36)$$

donde:

K_1 = Relación entre el tirante de la corriente y el ancho de la pila (H/b), (Figura 4.4).

K_2 = Coeficiente de corrección que depende de la forma de la pila, (Tabla 4.10).

b = Ancho de la pila.

Los parámetros importantes son: el tirante de la corriente (H) y la forma de la pila para determinar el coeficiente de corrección K_2 , sin importar la velocidad de la corriente, el tipo de grano y la distribución granulométrica de éstos.

En una corriente esviajada, la profundidad de socavación s , es:

$$s = K_1 \cdot K_3 \cdot b \quad (4.37)$$

K_3 es función del ángulo de esviaje y forma de la pila, (Figura 4.5).

Para estos investigadores, lo importante reside en los valores máximos de profundidad de socavación, independientemente de la existencia o no de material de arrastre y de los tipos de formaciones, que se tuvieran en el cauce.

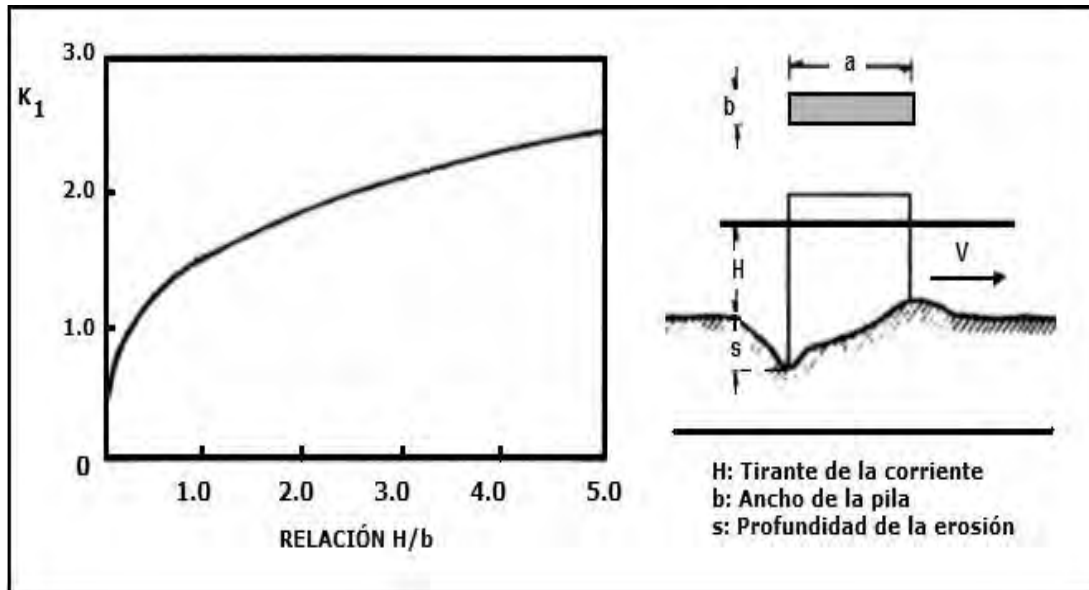


Figura 4.3 Relación entre la erosión y la profundidad relativa (Juárez, 1980)

Forma de la nariz		Coefficiente K_2 de Scheneible
Rectangular		1.00
Semicircular		0.90
Elíptica	$P/r = 2/1$	0.81
	$P/r = 3/1$	0.75
Lenticular	$P/r = 2/1$	0.81
	$P/r = 3/1$	0.69

Forma de la nariz		Según Tisson
Biselada		0.78
Perfil hidrodinámico	$a/b = 4$ 	0.75

Tabla 4.10 Coeficiente de corrección que depende de la forma de la pila, sólo es aplicable a pilas orientas según la corriente (Juárez, 1980)

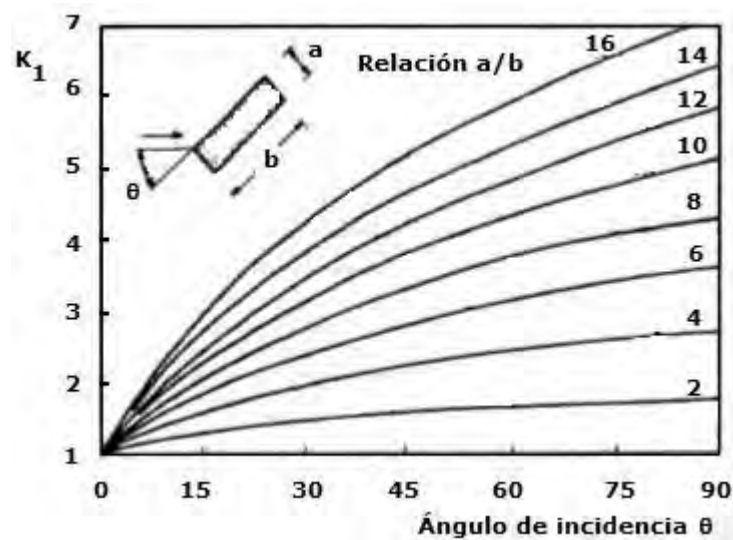


Figura 4.5 Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente θ (Juárez, 1980)

4.2.4.2 Método de Yaroslatsiev

Yaroslatsiev obtiene expresiones para evaluar la socavación, por medio de observaciones realizadas en puentes localizadas en la Ex-Unión Soviética, de esta forma presenta la expresión (4.38) que se puede utilizar para todo tipo de suelos: cohesivos y no cohesivos.

$$s = \frac{K_f \cdot K_v \cdot (e + K_h) \cdot V_r^2}{g - 30 \cdot d} \quad (4.38)$$

donde:

K_f = Coeficiente que está en función de la forma y el ángulo de esviaje de la pila, (Figuras 4.6 a 4.8).

K_v = Determina la influencia del número de Froude, (Figura 4.9).

e = Parámetro que está en función de la ubicación de la pila en el cauce, y es igual a 1 si la pila está en un cauce de avenidas y 0.6 si está en un cauce principal.

K_h = Se evalúa con la influencia de la relación tirante total/ancho de pila, (Figura 4.10).

V_r = Velocidad de la corriente

g = Aceleración de la gravedad (9.8 m/s^2)

d = Diámetro equivalente en suelos granulares, debe evaluarse en cm

La ecuación (4.38) se utiliza directamente para *suelos no cohesivos*; en suelos cohesivos, se utiliza un diámetro equivalente, según el tipo de suelo, compactación y peso volumétrico seco; en la tabla 4.11 se presentan estos valores que son sustituidos en el término $30d$.

En este método, la profundidad de la socavación depende de la velocidad media, del tirante, características de la pila y de la granulometría del fondo; sin embargo, no propone límites para los valores calculados. Permite una valoración paso a paso, del fenómeno durante todo el proceso. *Si el diámetro de la partícula es menor de 0.5 cm, el término $30d$ de la ecuación (4.38) debe ser despreciado.*

Figura 4.6 Valores de K_f y b_1 (Juárez, 1980)

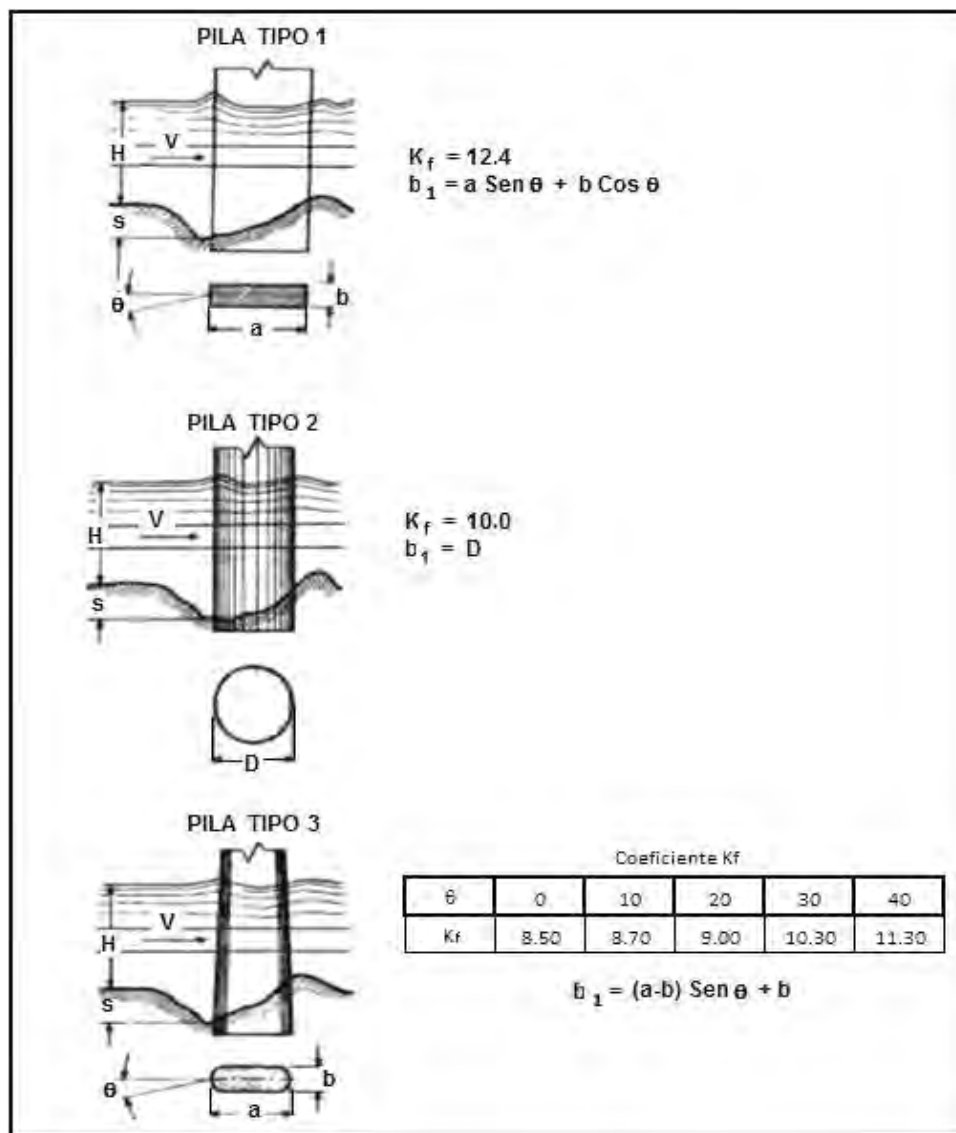


Figura 4.7 Valores de K_f y b_1 (Juárez, 1980)

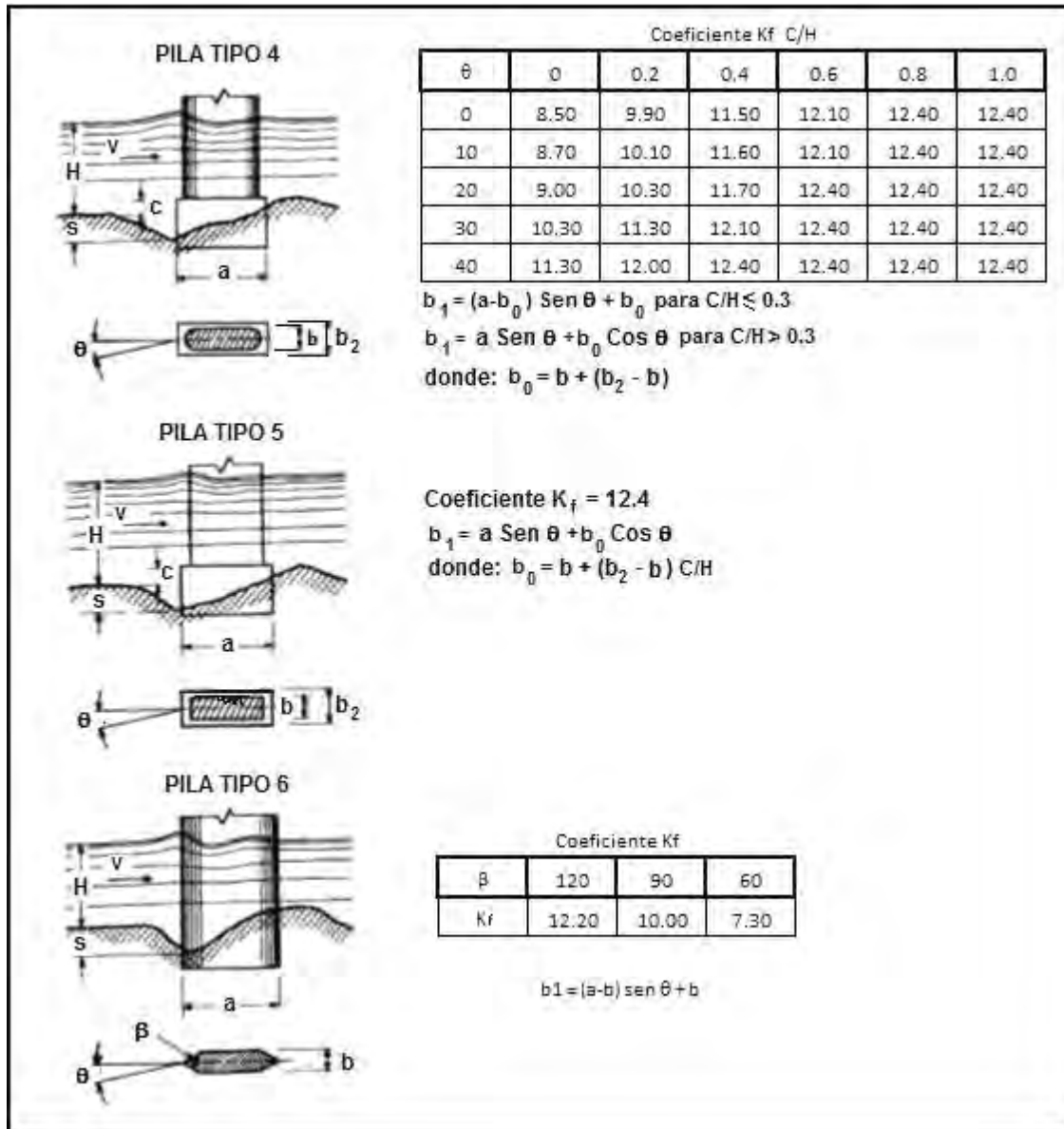


Figura 4.8 Valores de K_f y b_1 (Juárez, 1980)

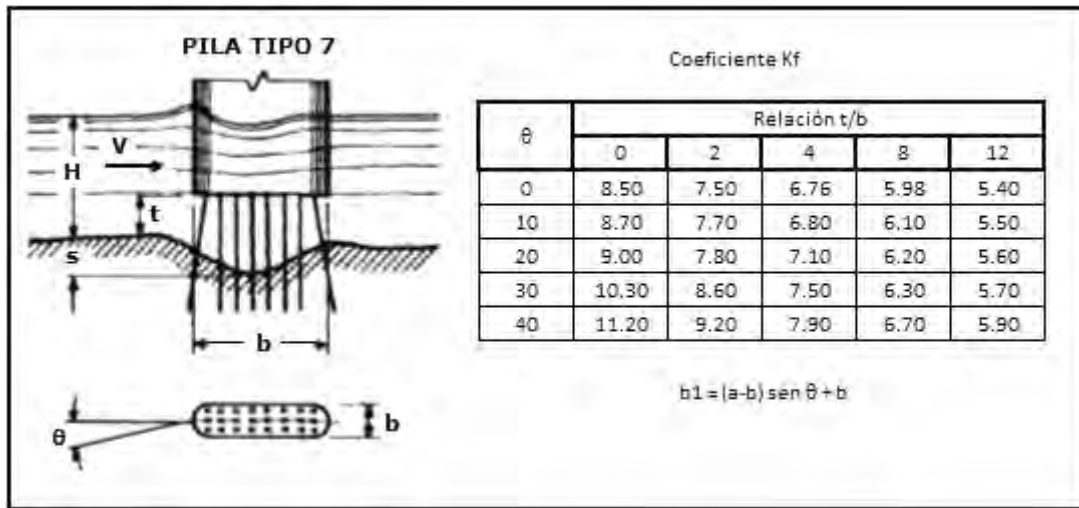


Figura 4.9 Coeficiente K_v (Juárez, 1980)

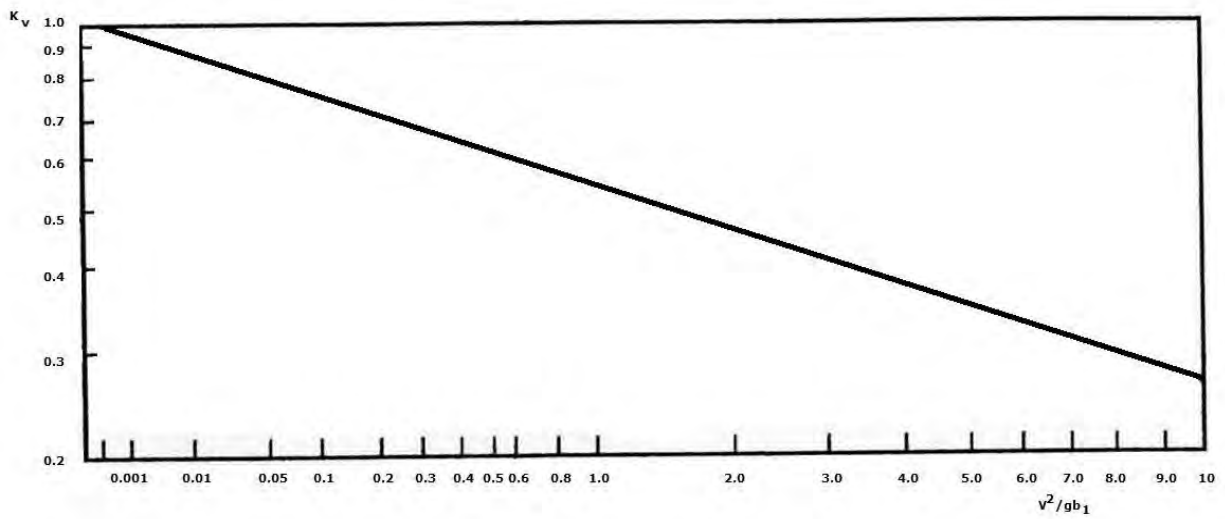


Figura 4.10 Coeficiente K_H (Juárez, 1980)

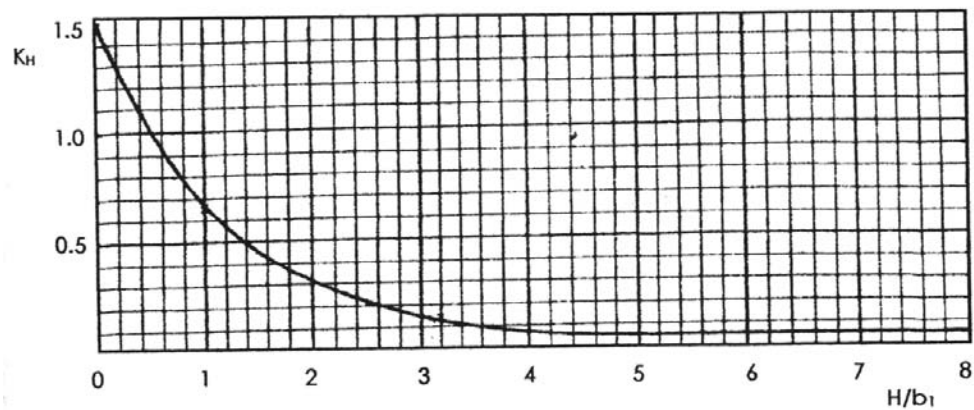


Tabla 4.11 Diámetros equivalentes a suelos granulares, para suelos cohesivos (Juárez, 1980)

Características de los suelos	Peso volumétrico del material seco (ton/m ³)	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares, en cm.		
		Arcillas y tierras fuertemente arcillosas	Tierras ligeramente arcillosas	Suelos de aluvión (arcillas margosas)
Poco compactos	1.2	1	0.5	0.5
Medianamente compactos	1.2-1.6	4	2	2
Compactos	1.6-2.0	8	8	3
Muy compactos	2.0-2.5	10	10	6

4.2.4.3 Método de Maza (1968)

De acuerdo a los estudios de maza, la curva de **Laursen-Toch** limita la zona de aplicabilidad de la fórmula de **Yaroslatsiev**. Por esto, para obtener la profundidad de erosión en cualquier caso, *recomienda aplicar los dos métodos y escoger como correcto, el menor valor obtenido con cualquiera de ellos.*

En conclusión, si la ecuación 4.38 propuesta por Yaroslatsiev proporciona el valor menor, se debe a que con el tirante existente, la velocidad de la corriente es relativamente baja y no alcanza la condición expresada por Laursen-Toch.

Por el contrario, si la ecuaciones (4.36 ó 4.37) de Laursen-Toch proporcionan un valor menor, éste es correcto, debido a que el método fija valores extremos de socavación bajo condiciones específicas de la corriente; con velocidades grandes, la ecuación de Yaroslatsiev tendría un valor alto por el parámetro V^2 .

De experimentos realizados por Maza en el Instituto de Ingeniería de la UNAM 1968, fue posible construir gráficas para tres tipos de pilas: rectangular, circular y pila redondeada; en el eje de abscisas se tiene el número de Froude modificado por esviajamiento, en las ordenadas la relación tirante total contra ancho de pila; se tienen curvas para distintos valores de tirante inicial contra proyección de la pila, en dirección normal a la corriente, como lo muestran las figuras 4.11 a 4.13. Así, al restar el tirante total menos el tirante inicial, es posible conocer la profundidad de la socavación local.

Figura 4.11 Método de Maza. Evaluación de socavación local en pilas rectangulares
(Juárez, 1980)

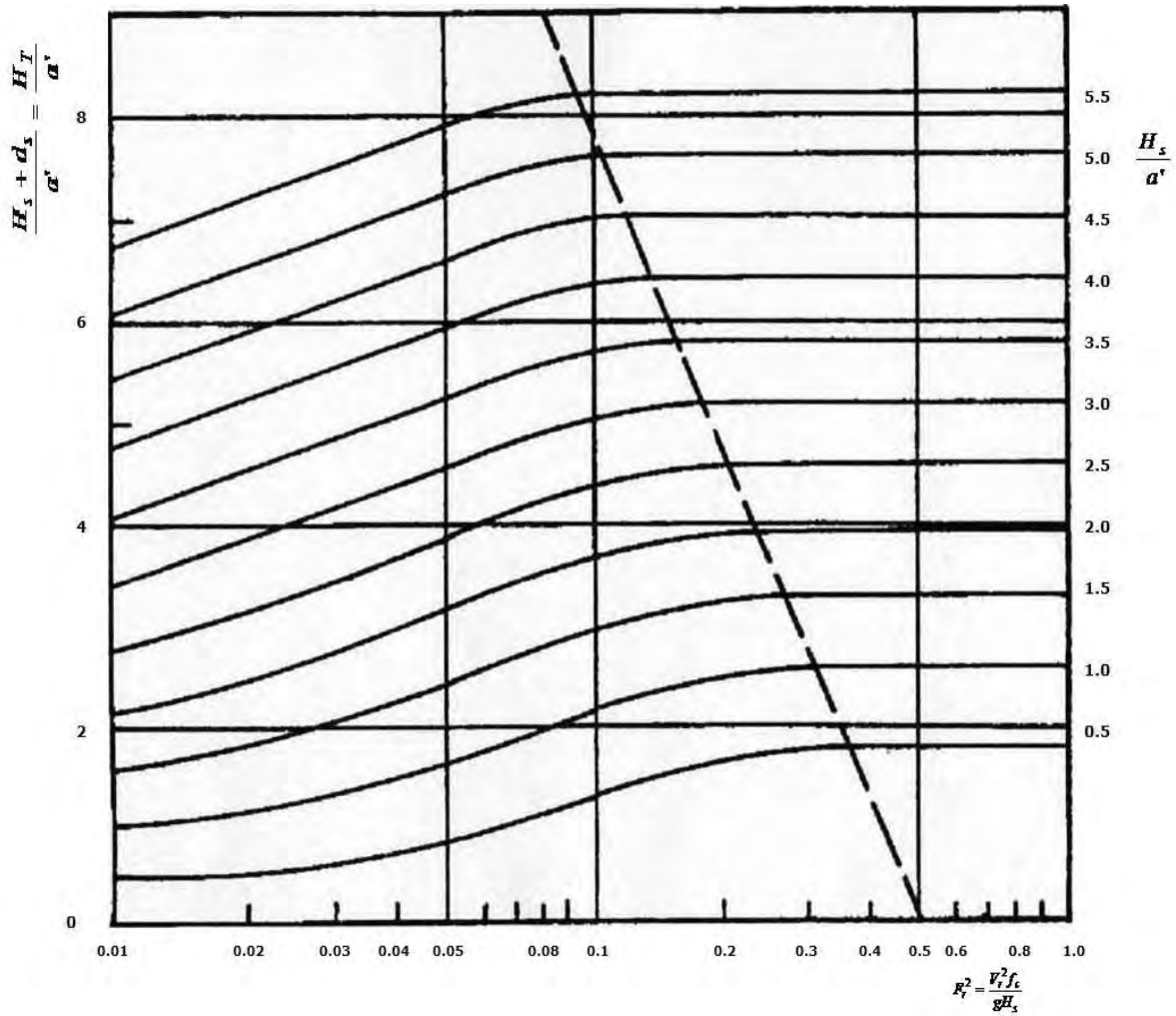
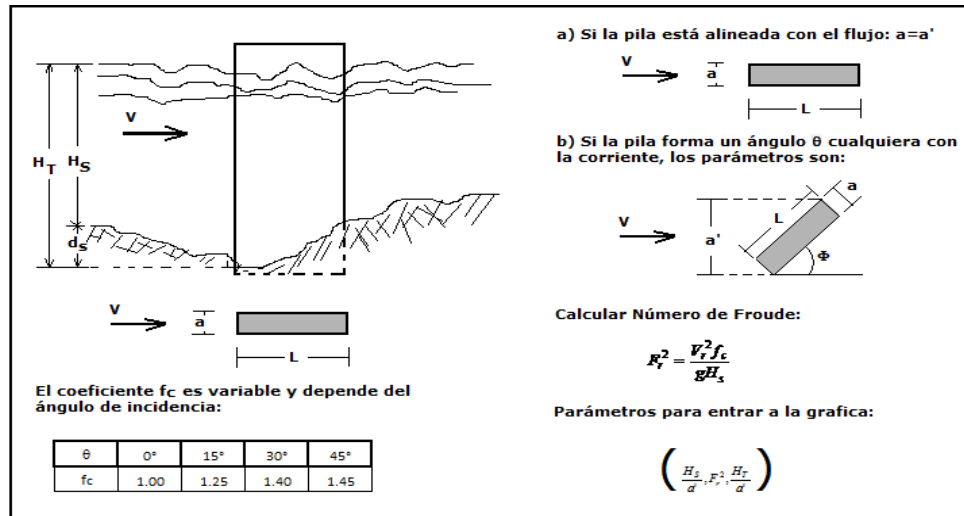


Figura 4.12 Método de Maza. Evaluación de socavación local en pilas circulares (Juárez 1980)

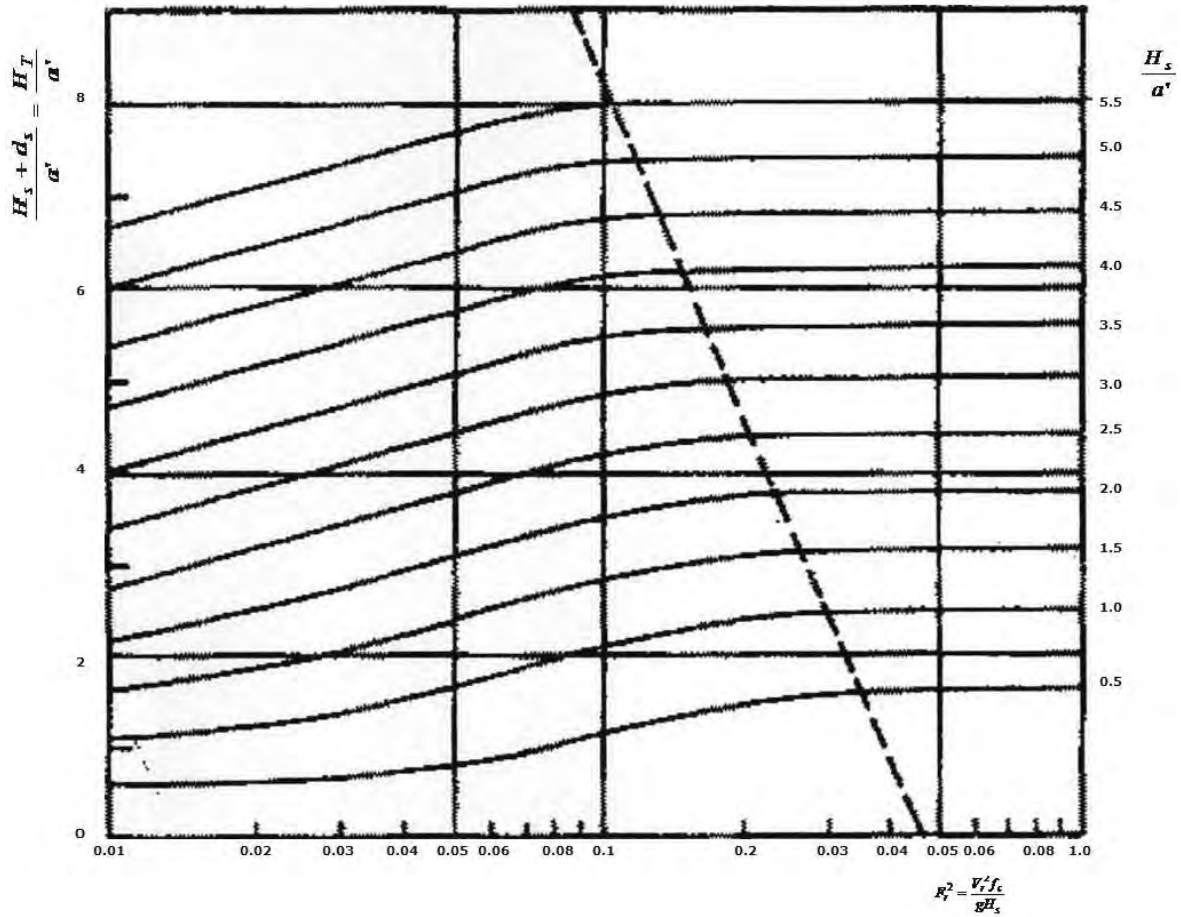
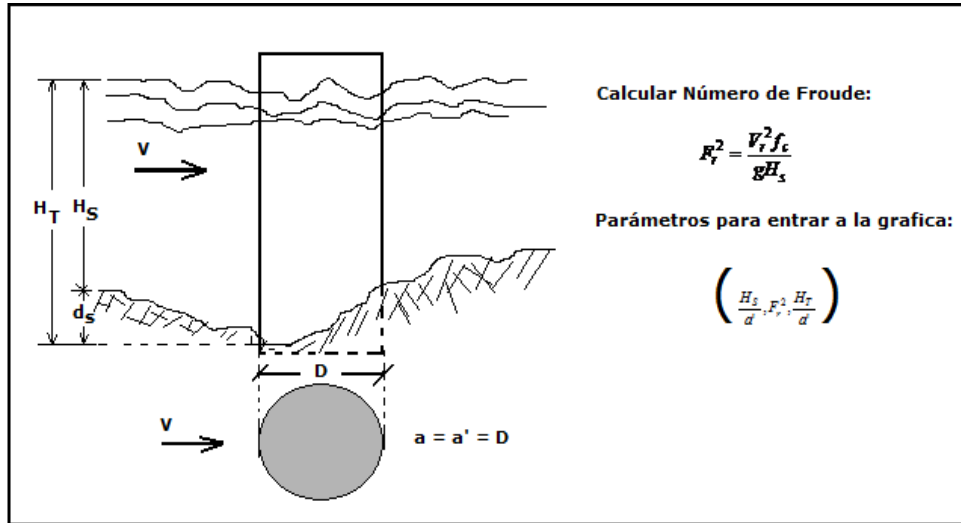
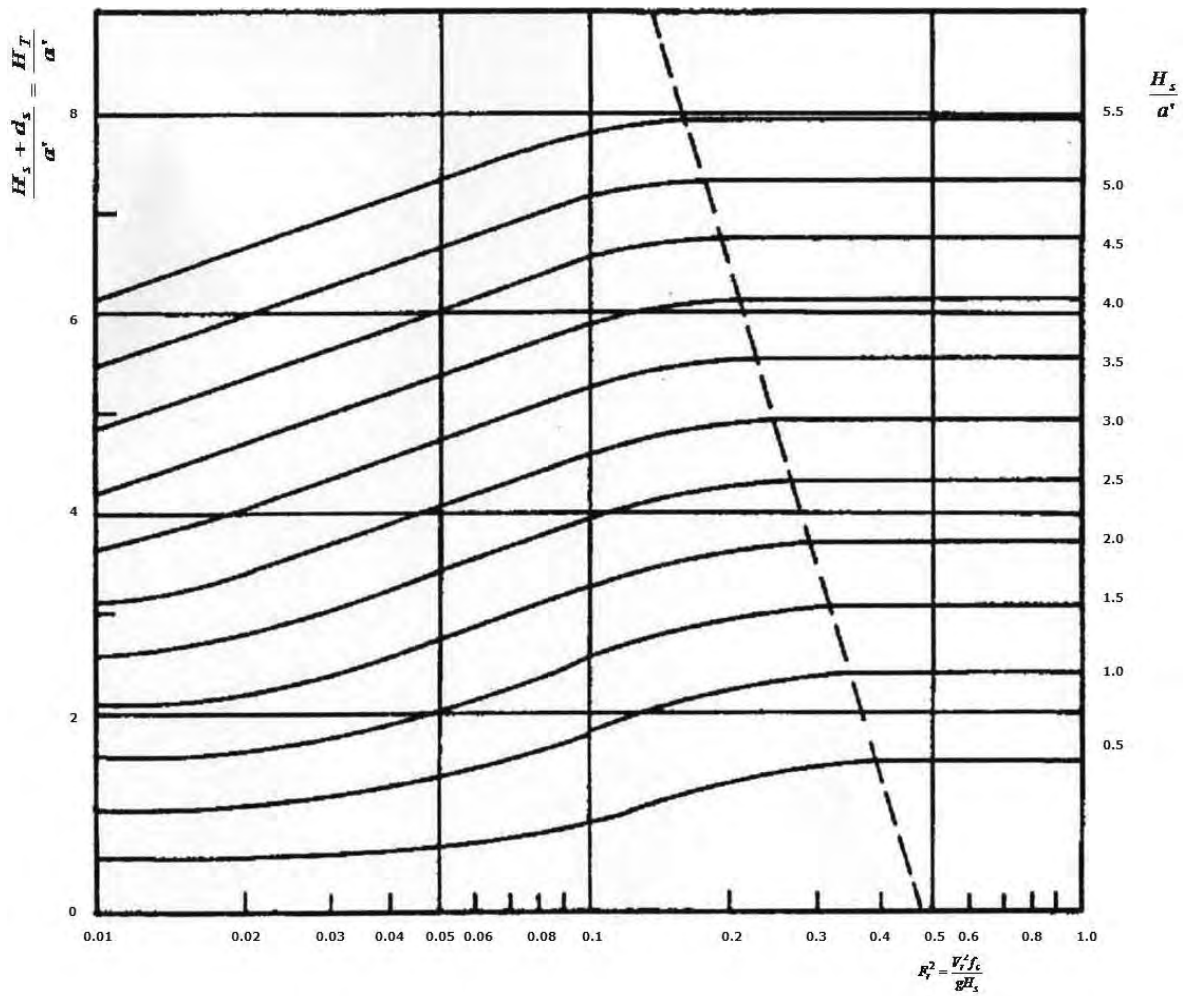
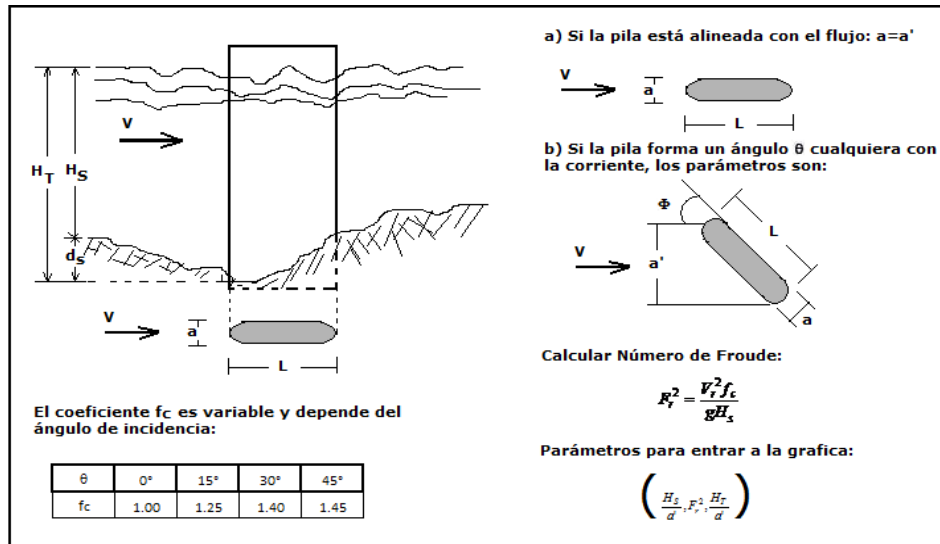


Figura 4.13 Método de Maza. Evaluación de socavación local en pilas rectangulares con esquinas redondeadas (Juárez, 1980)



Geometría del agujero de socavación local

Maza informa que el talud del agujero de socavación aguas arriba es igual al ángulo de reposo del material. Investigaciones recientes comprueban la afirmación anterior, **Richardson y Abed (1993)**, determinaron el valor del ángulo de reposo en agua, que es idéntico al medido en aire con una desviación estándar de 3° .

En la figura 4.14 se muestra el avance de la socavación para un tiempo de 100 minutos, con un ángulo en las paredes de 33° , aproximadamente igual al ángulo de reposo del material. El corte A-A, figura 4.15 muestra que la máxima profundidad, existe en el punto ubicado sobre un eje de la pila paralelo a la corriente, en el lado aguas arriba; de esta forma, para una pila circular y cuadrada el semiancho total del agujero de socavación es:

$$\frac{b}{2} + \frac{s}{\tan \phi} \quad (4.39)$$

donde:

b = Ancho de la pila (m)

s = Profundidad de socavación (m)

ϕ = Ángulo de reposo del material

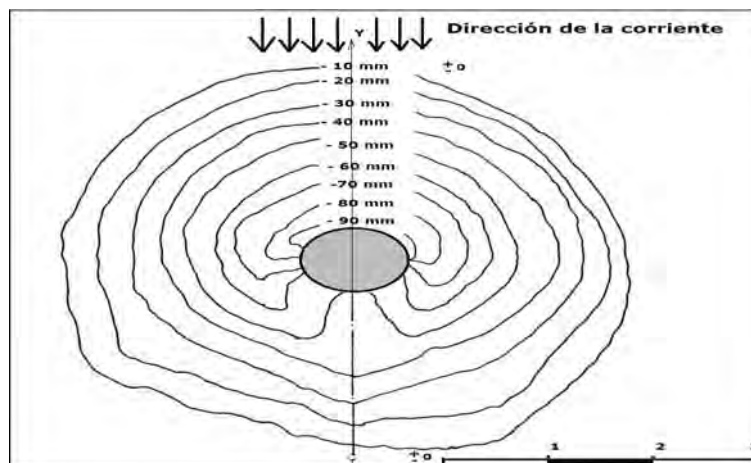


Figura 4.14 Geometría del agujero de socavación local

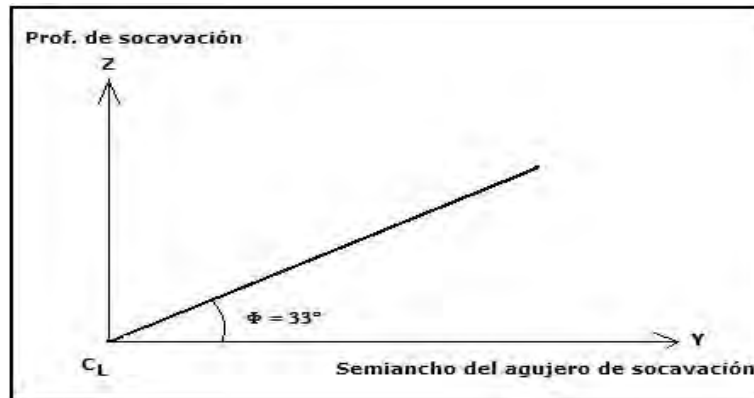


Figura 4.15 Máxima profundidad de socavación

4.2.5 Medidas de protección contra la socavación local en pilas de puentes

De acuerdo a (*Plata et al, 1999*) entre los principales mecanismos hasta ahora empleados pueden mencionarse los siguientes:

- Diseño de las pilas con formas aerodinámicas. Las principales formas empleadas en este tipo de protección son las biseladas o lenticulares. Disposición en el lecho de material granular. Dicho material se caracteriza por tener un diámetro mayor al de los sedimentos del lecho original del canal. El diámetro escogido debe ser tal que permita la resistencia a la erosión evitando el arrastre del material del lecho y por ende la formación del cuenco de socavación.
- Ubicación de la pila en sitios donde el lecho tenga características de no erodabilidad.
- Inyecciones de concreto en el lecho en la zona de cimentación de la pila.
- Reducción de vorticidad y de corrientes secundarias. Esta metodología consiste en implementar elementos no estructurales a la pila que permitan disipar la energía de las corrientes secundarias del flujo (vorticidad).

La finalidad de los autores de esta investigación es la de proponer un nuevo tipo de elementos protectores fáciles de construir y efectivos contra el fenómeno en cuestión. Dicha investigación tomó como punto de partida los resultados obtenidos de estudios realizados por diferentes autores entre los que se pueden mencionar Apelt y West estudiados por *Acosta (1997), Gupta (1987) y Chiew (1992)*.

Para **Acosta (1997)**, las pruebas realizadas por Apelt y West ubicando placas planas en la parte posterior de pilas circulares. El efecto encontrado fue la significativa variación en las condiciones del flujo en la estela del cilindro. Dicha variación produce la formación de vórtices en la parte posterior de la pila, alejados de la misma.

Gupta (1987), ubica un elemento hidrodinámico tipo ala delta delante de la pila (Figura 4.16) con el fin de disminuir la acción ejercida por los vórtices de herradura sobre el lecho de la base de la pila. Dicho elemento se ubicó siempre al nivel del lecho del canal.

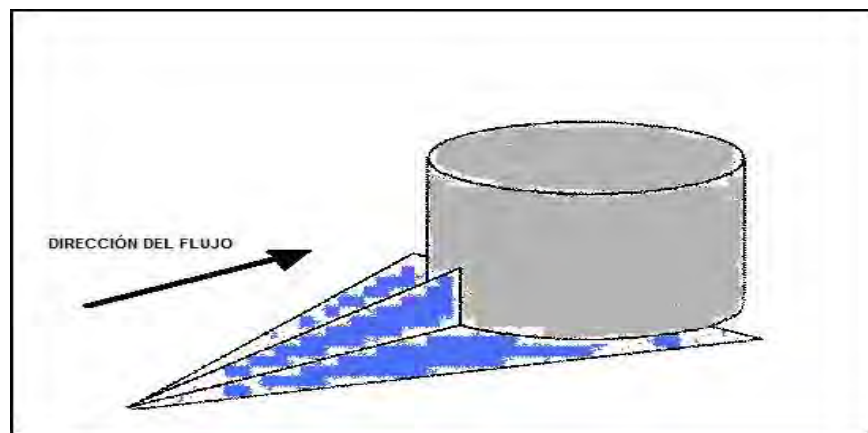


Figura 4.16 Ala delta probada por Gupta (1987).

Chiew (1992), estudió el efecto de colocar un disco horizontal concéntrico con un diámetro del doble del de la pila protegida. Este disco fue probado a diferentes profundidades entre -0.17 y 0.17 veces la profundidad del flujo. Para complementar su análisis utilizó los datos obtenidos por **Ettema (1980)**, quien ensayó la misma geometría del elemento protector. Igualmente utilizó los datos obtenidos por Tanaka y Yano estudiados por **Gupta (1987)**, quienes probaron nuevamente la forma circular con tamaños que variaron entre 3 y 6 veces el diámetro de la pila protegida.

Partiendo de los resultados anteriormente mencionados, **Manjarrés (1996)**, utilizó una pila circular de 7.62 cm (3") de diámetro, con baquelita ($D=0.80$ mm, D es el diámetro medio de los sedimentos) como material del lecho del canal de pruebas. La estructura protectora utilizada fue un disco con diámetro igual a 1.5 veces el de la pila, ubicado excéntricamente (Figura 4.17) de forma tal que la zona deflectora quedara en la parte anterior de la pila.

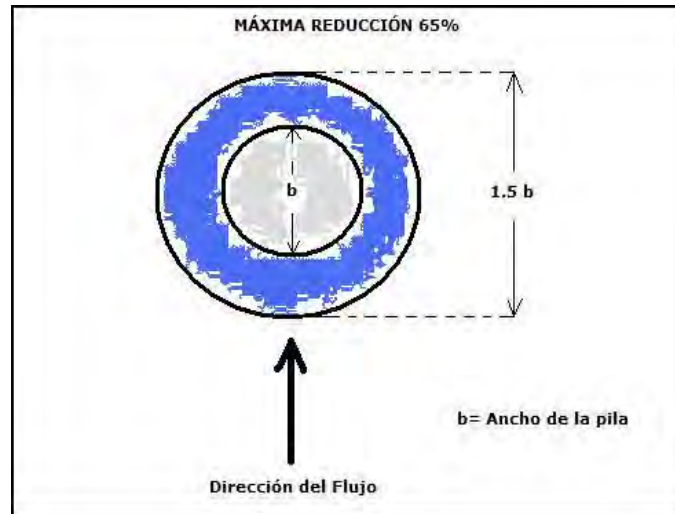


Figura 4.17 Protección probada por Manjarrés
(Máxima reducción de socavación 65%)

Roca (1997), probó tres nuevas geometrías para el elemento protector denominadas A, B y C figuras 4.18, 4.19 y 4.20. La forma de estas geometrías fue escogida de acuerdo a la forma del cuenco de socavación que se produce en la estructura sin protección.

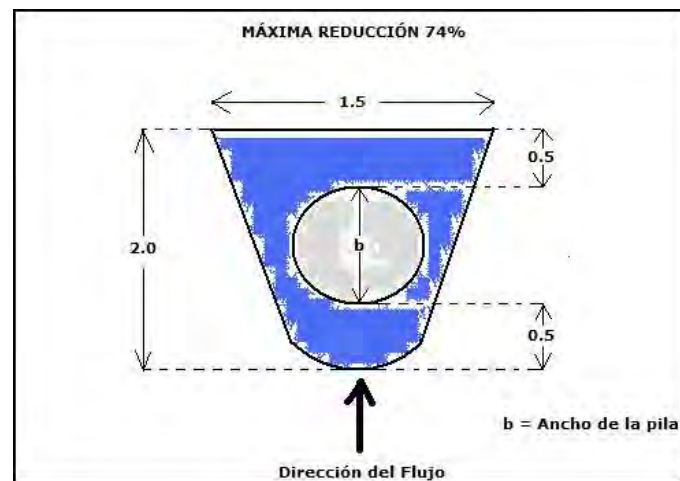


Figura 4.18 Geometría A probada por Roca
(Máxima reducción de socavación 74%)

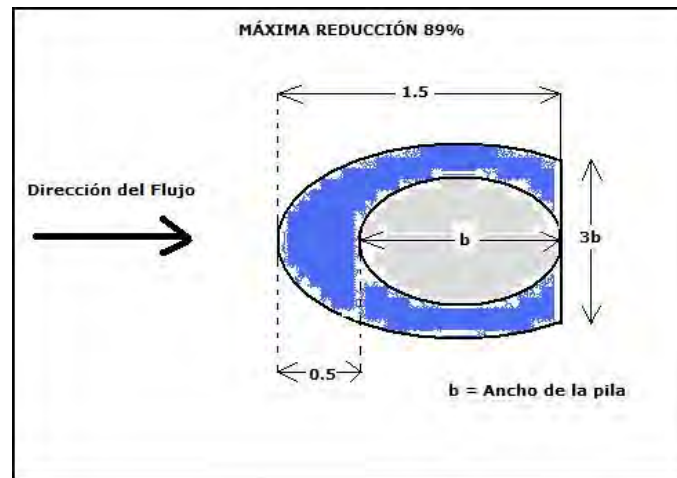


Figura 4.19 Geometría B probada por Roca
(Máxima reducción de socavación 89%)

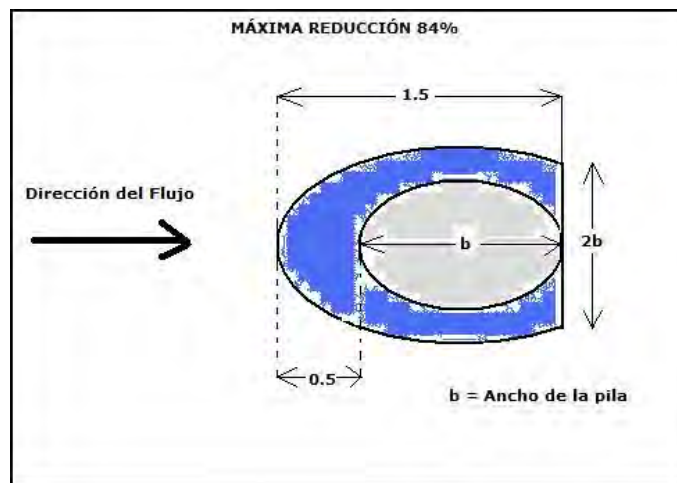


Figura 4.20 Geometría C probada por Roca
(Máxima reducción de socavación 84%)

Acosta (1997), llevó a cabo nuevos ensayos cambiando la forma de la pila y el material del lecho. En este caso se usó una pila rectangular con ancho de 7.5 cm y largo de 37.5 cm, con arena ($D=0.52$ mm) como material de fondo del canal. Nuevamente fueron probadas 2 geometrías diferentes para el elemento protector, denominadas D (Figura 4.21) y E (Figura 4.22) que nuevamente fueron diseñadas acorde con la forma del cuenco de socavación.

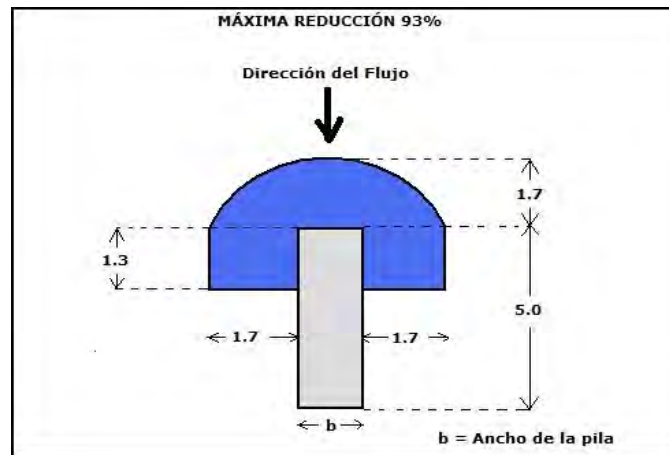


Figura 4.21 Geometría D probada por Acosta (Máxima reducción de socavación 93%)

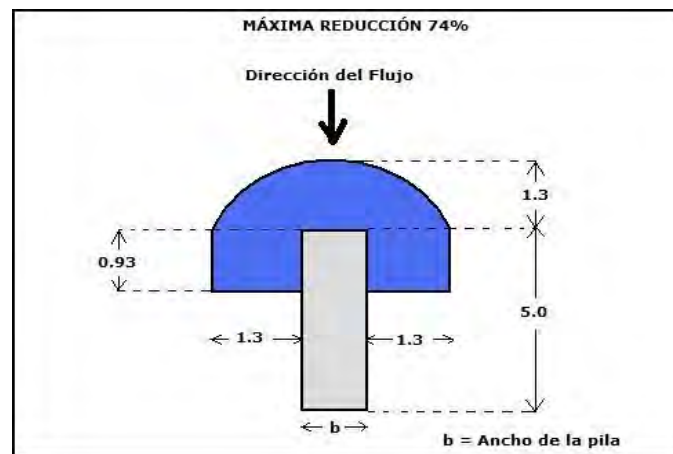


Figura 4.22 Geometría E probada por Acosta (Máxima reducción de socavación 74%)

Rojas (1998), experimentó nuevamente en un lecho de arena ($D=0.52$ mm) y pila de forma biselada de 90° (forma más utilizada en Colombia) de 7.5 cm de ancho y 46 cm de largo.

Rojas probó tres geometrías diferentes para la estructura protectora. Las dos primeras correspondieron a las geometrías D y E empleadas por Acosta pero ajustadas a la nueva forma de pila probada. La tercera se denomina geometría F (Figura 4.23) determinada por las formas de los cuencos de socavación resultantes en las pruebas realizadas para las dos primeras geometrías D y E.

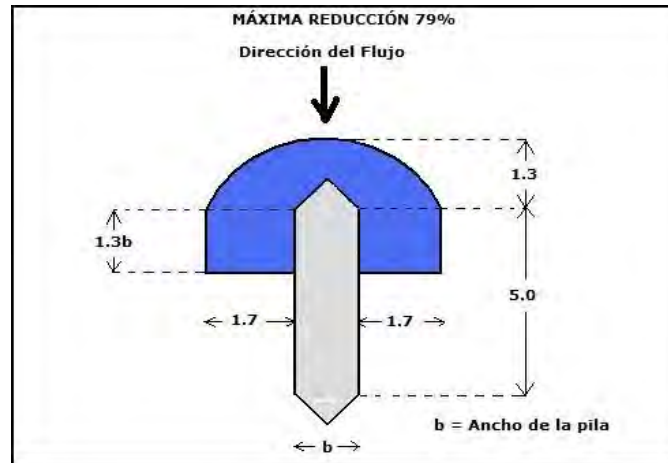


Figura 4.23 Geometría F probada por Rojas
(Máxima reducción de socavación 79%)

Finalmente **Martínez (1998)**, probó una nueva geometría para el elemento protector acoplado a la forma de pila biselada (prueba 5.1). Dicha geometría (geometría G) resultó de hacerle algunas variaciones a la geometría F ya probada por Rojas. Nuevamente, empleó un diámetro medio de los sedimentos del lecho de 0.52 mm y ancho de pila de 7.5 cm (Ver la geometría G en la figura 4.24).

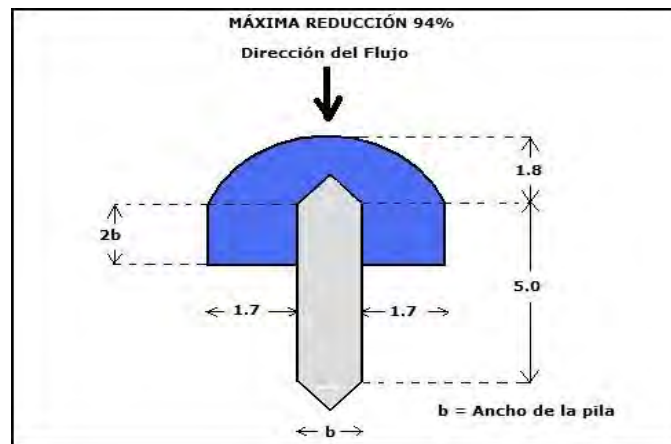


Figura 4.24 Geometría G probada por Martínez
(Máxima reducción de socavación 94%)

Posteriormente realizó ensayos para una pila rectangular con nariz redondeada del mismo ancho que la anterior, en la que probó nuevamente la forma de geometría G. De acuerdo a los resultados obtenidos y con el fin de mejorar la efectividad de la estructura protectora, se probó una nueva forma para el elemento que se denominó geometría H (Figura 4.25).

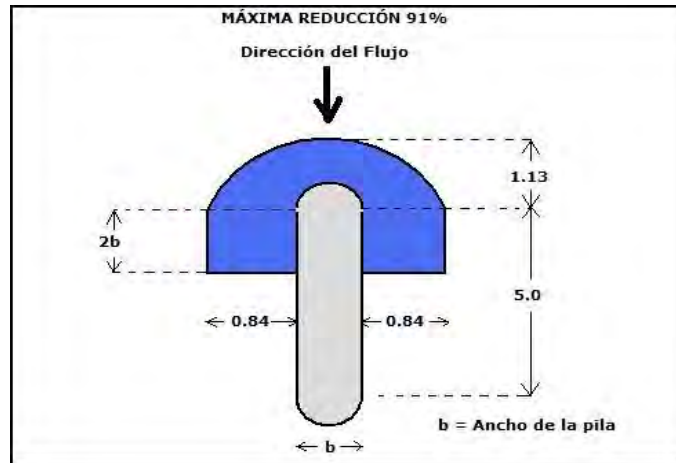


Figura 4.25 Geometría H probada por Martínez (Máxima reducción de socavación 91%)

Tabla 4.12 Resumen de las pruebas realizadas

MANJARRÉS (1996)		
Prueba	Forma Geométrica	Distancia al lecho y_d (cm)
1.1	Sin elemento	-
1.2	Circular	9.0
1.3	Circular	4.5
1.4	Circular	0.0
ROCA (1997)		
2.1	A	0.0
2.2	B	0.0
2.3	B	9.0
2.4	B	4.5
2.5	Circular	0.0
ACOSTA (1997)		
3.1	Sin elemento	-
3.2	D	0.0
3.3	D	4.5
3.4	E	0.0
ROJAS (1998)		
4.1	Sin elemento	-
4.2	D	0.0
4.3	E	0.0
4.4	F	0.0
MARTINEZ (1998)		
5.1	G (Biselada) Neg.	0.0
5.2	Sin elemento	-
5.3	G (Semicircular) Neg.	0.0
5.4	H	0.0

Análisis de resultados

Para cada una de las pruebas realizadas, se compararon las profundidades de socavación sin y con elemento protector bajo las mismas condiciones. En la tabla 4.13 se presentan el porcentaje máximo y el mínimo del cambio de la profundidad de socavación para cada uno de los tipos de pruebas, del resumen presentado por (Plata et al, 1999) en la tabla se observa lo siguiente:

- Ubicar las estructuras protectoras por encima del nivel del lecho resulta ser menos efectivo que hacerlo al nivel del mismo.
- En parte la efectividad de cada una de las geometrías empleadas en los elementos protectores depende de la forma de la pila en la que se instalan al igual que los patrones de los cuencos de socavación generados. A medida que la geometría del elemento protector se parece más a la del cuenco producido sin protección dicha protección resulta ser más efectiva.
- Las geometrías óptimas resultaron ser la B (para forma de pila circular) y la D (para forma de pila rectangular) en las pruebas tipo 2.2 y 3.2 respectivamente, donde fueron ubicadas al nivel del lecho del canal. En el caso de las pilas con forma biselada y semicircular, la geometría G fue la última (pruebas 5.1 y 5.3).

Tabla 4.13 Porcentajes de variación máxima y mínima de las profundidades de socavación en presencia de estructuras protectoras con respecto a las condiciones sin protección

Tipo de prueba	Forma usada	Distancia al lecho y _d (cm)	Variación Máx. (%)	Variación Mín. (%)
1.2	Circular	9.0	35.60	-2.80
1.3	Circular	4.5	51.00	-2.32
1.4	Circular	0.0	-65.67	-51.86
2.1	A	0.0	-73.74	-49.58
2.2	B	0.0	-88.72	-48.18
2.3	B	9.0	-25.86	-8.10
2.4	B	4.5	-41.79	-21.22
2.5	C	0.0	-84.02	-55.18
3.2	D	0.0	-92.73	-67.21
3.3	D	4.5	-26.23	-12.76
3.4	E	0.0	-73.23	-60.65
4.2	D	0.0	-58.33	-3.88
4.3	E	0.0	-74.10	-0.36
4.4	F	0.0	-79.35	-17.67
5.1	G	0.0	-93.35	-82.00
5.3	G	0.0	-94.18	-81.76
5.4	H	0.0	-91.38	-83.64

La tabla 4.14 muestra un resumen de las pruebas y los porcentajes de variación de las profundidades de socavación encontradas por *Chiew, (1992)* ya descritos.

De los resultados mostrados se observa que:

- Las estructuras probadas por *Ettema, (1980)* se hacen más efectivas cuando la relación distancia al lecho/profundidad del flujo (y_d/y) es negativa, lo que ocurre cuando dichos elemento se ubican por debajo del nivel del lecho. Es igualmente observable que la efectividad de los elementos disminuye a medida que se ubican a mayor distancia del nivel del lecho, por encima del mismo.
- La eficiencia de los elementos protectores circulares probados aumenta a medida que su tamaño se incrementa. El mayor porcentaje de disminución de la socavación lo alcanzó el disco concéntrico de veces el diámetro de la pila protegida de Tanaka Yano (78%). Se ubicó a una distancia del fondo del 6 % de la profundidad del flujo. Comparando con lo obtenido por Roca para las geometrías B y C (disminución del 80%), con dimensiones casi tres veces menores, indica la importancia no solo de la ubicación del elemento sino también de la geometría con que se diseñe.

Tabla 4.14 Porcentaje de decrecimiento en la socavación local encontrada por Chiew, Tanaka y Yano, Ettema

ETTEMA (1980)		
Díámetro de la protección	Distancia al lecho/profundidad del flujo (y_d/y)	% Variación
2b	-0.25	-53
2b	0.11	-40
2b	0.00	-18
2b	0.14	0.0
TANAKA AND YANO (1967)		
3b	0.000	-25
3b	0.050	-23
3b	0.085	-20
4b	0.000	-57
4b	0.050	-40
4b	1.000	-30
5b	0.060	-55
5b	0.090	-43
6b	0.060	-78
6b	0.085	-60
6b	0.145	-45
CHIEW (1987)		
2b	-0.17	-53
2b	0.04	-20
2b	0.17	0.0

La presencia de las estructuras protectoras debilita la acción de los vórtices de herradura. Las corrientes secundarias generadas en el flujo interrumpido, solo pueden actuar sobre el lecho mediante vórtices laterales ya bien distanciados de la pila (Figura 4.26, se observan los cuencos de socavación máxima a los lados de la pila).

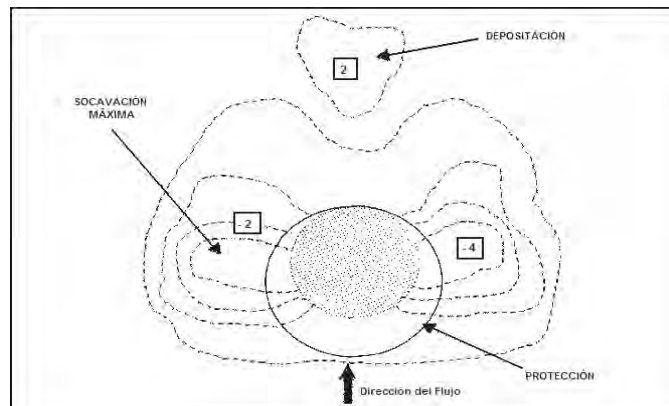


Figura 4.26 Patrón del cuenco de socavación encontrado cuando se usa una placa plana Circular como protección

El estudio de estos autores es positivo, por ello describen que la efectividad de dichas estructuras varía de acuerdo con los siguientes factores:

- La ubicación con respecto al lecho. La efectividad del elemento protector, cualquiera que sea su forma o su dimensión, disminuye a medida que se incrementa la magnitud de la distancia al lecho (y_d) hasta un punto en que se torna totalmente inefectivo.
- El tamaño. Es claro que a medida que las dimensiones de la placa protectora aumentan, se incrementa su efectividad. Tanaka y Yano estudiados por **Gupta (1987)**, mejoraron los resultados proporcionados por los discos que probaron acercándolos al nivel del lecho y aumentando sus dimensiones.
- La geometría. Los resultados obtenidos en las investigaciones de la Universidad de los Andes mostraron que al diseñar geometrías similares a los patrones de los cuencos de socavación obtenidos para cada forma de pila sin protección, aumenta de manera importante la efectividad de las estructuras probadas.

Retomando el último factor descrito, los diseños de los elementos protectores más efectivos para cada una de las formas de pila probadas son:

Forma de la pila	Geometría que reduce la socavación	% de reducción
Circular	B	88
Rectangular	D	92
Biselada	G	93
Semicircular	H	94

Con los estudios de (*Plata et al, 1999*) se concluye que la funcionalidad de los elementos protectores parece aumentar cuando se colocan en pilas con formas hidrodinámicas. El mayor porcentaje de reducción de la profundidad de socavación se obtuvo para la pila semicircular (94%) y la menor reducción se encontró para la circular (88%).

CAPÍTULO V

CRITERIOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES

En este capítulo se describen los criterios que se tienen para la revisión de la seguridad estructural de los puentes ante el paso de avenidas extraordinarias, con lo cual se buscó establecer recomendaciones para valorar la vulnerabilidad estructural de estas edificaciones con el fin de prevenir y evitar su falla, además de proponer algunas medidas preliminares para reducir su vulnerabilidad estructural.

5.1 NORMAS DE DISEÑO

Las solicitaciones actuantes en una estructura dependen de las condiciones de uso y de los fenómenos de la naturaleza que puedan presentarse en un lapso. Por ello es importante la evaluación de los efectos de las fuerzas que se presentan, en presencia de una avenida en un cauce; para así determinar los desplazamientos, fuerzas y propiedades dinámicas bajo estas condiciones. El valor de las cargas y fuerzas actuantes en puentes están definidas por normas de diseño, para los casos más comunes. *En puentes fallados por socavación, se ha observado que en el momento de colapso, no existe tráfico sobre la estructura; por ello la carga viva no interviene en el proceso, lo mismo se repite para la fuerza de sismo (Sánchez, 1997).*

El presente trabajo expone los criterios basados en la Normatividad de la SCT (1984) y las Normas **AASHTO (1992)**.

5.1.1 Normatividad de la SCT (1984)

	Capítulo	Designación
001	Ejecución de Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares	N-PRY-CAR-6-01-001/01
002	Características Generales de Proyecto	N-PRY-CAR-6-01-002/01
003	Cargas y Acciones	N-PRY-CAR-6-01-003/01
004	Viento	N-PRY-CAR-6-01-004/01
005	Sismo	N-PRY-CAR-6-01-005/01
006	Combinaciones de Cargas	N-PRY-CAR-6-01-006/01
007	Distribución de Cargas	N-PRY-CAR-6-01-007/04
008	Consideraciones para Puentes Especiales	N-PRY-CAR-6-01-008/04
009	Presentación del Proyecto de Nuevos Puentes y Estructuras Similares	N-PRY-CAR-6-01-009/04

Tabla 5.1 Capítulos de la Norma SCT para proyectos de puentes

(Normas que se pueden consultar en la página de Internet del Instituto Mexicano del Transporte)

Es importante señalar que en esta Normatividad *IMT, (2008)* no se presentan los criterios directos para el diseño de puentes por el paso de avenidas, sino más bien, algunas recomendaciones aisladas que se pueden tomar en consideración para atacar algunos aspectos del diseño ante este fenómeno. En lo que sigue se describen algunos aspectos que pueden ser empleados de manera indirecta en la evaluación de la vulnerabilidad de puentes por el paso de avenidas.

5.1.1.1 Definición de cargas

Cargas permanentes

Son las que tienen una variación despreciable durante la vida de la estructura, y son: Cargas muertas, Empujes de tierras, Empujes hidrostáticos.

Cargas variables

Son las que tienen una variación importante durante la vida de la estructura, con una alta frecuencia de ocurrencia y son: carga viva, impacto y fuerza centrífuga.

Cargas eventuales

Son las producidas por acciones que ocurren ocasionalmente durante la vida de la estructura, como: Viento, Sismo, Frenaje, Fricción, Variación de temperatura, Empuje dinámico del agua, Subpresión, Contracción por fraguado, Acortamiento de arcos, Flujo plástico, Asentamientos diferenciales y Oleaje.

5.1.1.2 Empujes de tierras

Los elementos estructurales que tienen rellenos, se calculan para resistir empujes de tierra, mediante el procedimiento de Rankine o cualquier otro método, que tome en cuenta principios de mecánica de suelos, de interacción suelo-estructura y de flexibilidad de la cimentación.

En la determinación del empuje se considera lo siguiente:

1. La presión mínima a considerar en el diseño, es la equivalente a la que produciría un líquido con un peso volumétrico de 4.7 KN/m^3 equivalentes a 480 kg/m^3 .
2. En las secciones de marcos rígidos, donde el empuje de tierra resulte favorable, para determinar los elementos mecánicos de diseño se considera una reducción del 50% del empuje calculado.
3. Cuando la carga viva vehicular pueda acercarse a una distancia de la parte superior de la estructura, igual o menor a la mitad de su altura, se incrementa el empuje de tierras suponiendo que la altura se aumenta en 60 cm por efecto de la carga viva. Si se colocan losas de aproximación adecuadamente reforzadas y apoyadas en uno de sus extremos sobre la estructura, no se considera el efecto de sobrecarga por carga viva.

5.1.1.3 Empujes hidrostáticos

En el diseño de elementos estructurales que retienen rellenos, se considera la acción del empuje hidrostático suponiendo saturado el relleno. Esta acción puede despreciarse si se prevé la inclusión de elementos para el drenaje total del relleno en el respaldo de la estructura, mediante drenes, capas de enrocamiento o grava, y/o tubos perforados.

5.1.1.4 Cargas eventuales

5.1.1.4.1 Viento

Las cargas eventuales debidas a la acción del viento pueden ser:

- Empujes estáticos. Causados por presiones y succiones del flujo de viento cuya variación en el tiempo es despreciable.
- Empujes dinámicos. Son fuerzas paralelas al flujo principal causadas por la variación del viento y cuya fluctuación en función del tiempo influye de manera significativa en la respuesta estructural.

- Vibraciones transversales al flujo. Causadas por vórtices alternantes generados por la presencia de cuerpos cilíndricos o prismáticos dentro del flujo del viento.
- Inestabilidad aeroelástica. Es la amplificación dinámica de la respuesta estructural causada por los efectos combinados de la forma geométrica de la estructura y de los distintos ángulos de incidencia del viento.

Determinación de las cargas por viento

Para determinar las cargas debidas a la acción del viento sobre las estructuras, se utilizan los métodos de análisis: simplificado, estático y dinámico, y en casos excepcionales métodos experimentales.

A grandes rasgos, la fuerza de viento se toma como el producto del área expuesta de la estructura (A_z) por la presión de diseño que se obtiene para una velocidad de diseño del viento.

Velocidad de diseño

La velocidad de diseño del viento, a partir de la cual se determinan los efectos que éste produce sobre la estructura, se obtiene con la siguiente fórmula:

$$V_D = F_T \cdot F_\alpha \cdot V_R \quad (5.1)$$

donde:

V_D = Velocidad de diseño del viento (km/h)

F_T = Factor de topografía, que depende de las características del relieve del terreno circundante, (adimensional).

F_α = Factor de exposición, que considera los efectos de la exposición local, el tamaño y altura de la estructura, (adimensional).

V_R = Velocidad regional del viento, en el sitio donde se ubica la estructura, (km/h). En el Apéndice 2 se presentan mapas de velocidad regional del viento para diferentes periodos de retorno (Tr).

Presión dinámica de base

La presión dinámica de base (q_z) a una altura (z) del centro de gravedad del área expuesta sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de aguas de construcción (NAC), es la presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él y se determina con la fórmula:

$$q_z = 0.049 \cdot G \cdot V_D^2 \quad (5.2)$$

donde:

q_z = Presión dinámica de base a la altura (z), (Pa)

V_D = Velocidad de diseño del viento, determinada como se indica en la fracción F.1 de esta Normatividad, (km/h).

G = Factor de corrección por la altura sobre el nivel del mar, (adimensional), determinado con la siguiente expresión:

$$G = \frac{8 + h_m}{8 + 2 \cdot h_m} \quad (5.3)$$

donde:

h_m = Altura sobre el nivel del mar del sitio de la estructura, (km).

Presión actuante

La presión actuante (p_z) a una altura (z) del centro de gravedad del área expuesta sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de aguas de construcción (NAC), se obtiene con la expresión:

$$p_z = C_p \bullet q_z \quad (5.4)$$

donde:

p_z = Presión actuante a la altura z , (Pa)

C_p = Coeficiente de presión que tiene los valores que se indican en el inciso F.4.1 de esta Normatividad (adimensional).

q_z = Presión dinámica de base a la altura (z), determinada como se indica en la Fracción F.2 de esta Normatividad, (Pa).

Fuerzas del viento para diseño

La fuerza del viento con fines de diseño se obtiene multiplicando la presión actuante (p_z) por el área expuesta de la estructura (A_z). Se puede considerar el área total expuesta multiplicada por la presión actuante a la altura de su centro o dividir el área expuesta en franjas horizontales para considerar la variación vertical de la presión actuante.

5.1.1.4.2 Fricción

Este efecto se genera en los dispositivos de apoyo al dilatarse o contraerse la estructura por efecto de los cambios de temperatura, se considera como una fuerza horizontal en el sentido longitudinal de la estructura, aplicada en estos dispositivos. En el caso de apoyos elastoméricos (neopreno) debe revisarse la resistencia al cortante por el efecto de esa fuerza, de ser necesario los valores máximo y mínimo del coeficiente de fricción se pueden determinar mediante pruebas físicas. Debe tomarse en cuenta el factor de la humedad y la posible degradación o contaminación en la superficie de deslizamiento o de rotación.

5.1.1.4.3 Variación de la temperatura

En el análisis de la estructura se toman en cuenta los esfuerzos, las deformaciones y los desplazamientos que en ella se originan por las variaciones de temperatura en sus elementos estructurales. Dichas variaciones se determinan tomando en cuenta lo siguiente:

1. Las variaciones de temperatura se consideran dentro de los siguientes rangos (SCT, 2008):

ESTRUCTURAS METALICAS		ESTRUCTURAS DE CONCRETO	
Clima Moderado	Clima Extremo	Clima Moderado	Clima Extremo
5 a 35°C	0 a 40°C	10 a 30 °C	5 a 35 °C

2. Dentro de los rangos que se indican, se selecciona la temperatura de construcción, que corresponde al promedio de la temperatura ambiente que se espere durante 24 hrs anteriores al cierre de una estructura continua o a la colocación de dispositivos de apoyo y juntas de dilatación en estructuras libres.
3. A partir de la temperatura de construcción se determinan las variaciones de temperatura en aumento y disminución, por diferencia con los límites máximos y mínimos de los rangos que se indican en el inciso 1 de esta Normatividad.
4. Para estructuras de concreto o de acero con losas de calzada de concreto, adicionalmente a los efectos de variación de temperatura, se calculan los efectos por variación del gradiente térmico en el peralte de la superestructura.

El gradiente térmico varía en función de la profundidad de la fibra, como se muestra en la figura 5.1 de esta Normatividad, en la que los gradientes en la superficie de la estructura (T_1), a 10 cm de profundidad (T_2) y en su lecho inferior (T_3), valen:

- En climas moderados: $T_1 = 23^\circ\text{C}$ y $T_2 = 6^\circ\text{C}$
- En climas extremos: $T_1 = 30^\circ\text{C}$ y $T_2 = 8^\circ\text{C}$
- El valor de $T_3 = 0^\circ\text{C}$, a menos que se realice un estudio específico en el sitio determinado, pero no debe exceder de 3°C .

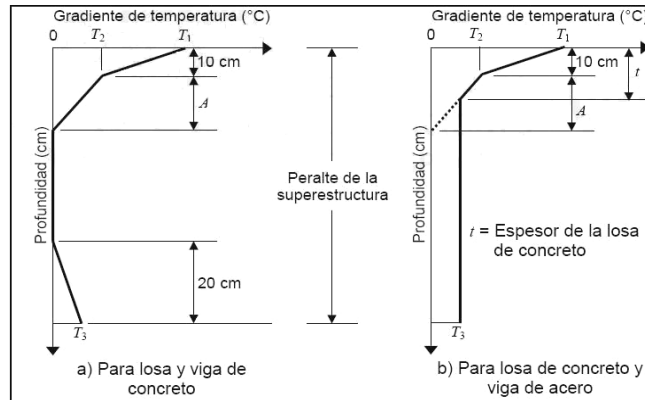


Figura 5.1 Variación de los gradientes térmicos en el peralte de la superestructura

Los valores de T_1 , T_2 y T_3 corresponden a gradientes positivos (expansión térmica), para gradientes negativos se multiplican por 0.5.

La dimensión A , que se muestra en la figura 5.1, se considera de 30 cm para estructuras de concreto con peralte igual o mayor que 40 cm o para peraltes menores, igual al peralte total menos 10 cm. Para estructuras de acero con losa de concreto es de 30 cm.

5.1.1.4.4 Empuje dinámico del agua

El efecto del empuje dinámico sobre pilas se calcula suponiendo que las velocidades varían como una parábola de segundo grado, lo que da por resultado una distribución triangular de las presiones. La presión promedio se calcula con la expresión:

$$p = 0.5003 \cdot C_D \cdot V^2 \quad (5.5)$$

donde:

p = Presión promedio (KPa)

V = Velocidad promedio de la corriente, que corresponde al gasto dividido entre el área hidráulica (m/s).

C_D = Coeficiente de arrastre longitudinal, cuyo valor es:

- 1.4 para todas las pilas en las que se acumulan objetos arrastrados por la corriente.
- 1.4 para pilas con tajamar rectangular.
- 0.8 para pilas con tajamar triangular en que el ángulo de ataque es igual o menor a 90° .
- 0.7 para pilas con tajamar semicircular.

El empuje total (P) es producto de la presión promedio por el área expuesta (A_D):

$$P = p \cdot A_D \quad (5.6)$$

En el caso de que se estime que pueden acumularse objetos arrastrados por la corriente sobre la pila, el área expuesta se incrementa a juicio del proyectista. Cuando el nivel de agua rebasa el canto inferior de la superestructura (entradós), el empuje sobre ésta se determina multiplicando la presión máxima por el área expuesta de la superestructura. La presión máxima corresponde al doble de la presión promedio.

Si la corriente incide sobre la pila en una orientación diferente al eje longitudinal de su planta, se considera el efecto de un empuje lateral, calculando la presión promedio lateral con la siguiente expresión:

$$P_L = 0.051 \cdot C_L \cdot V^2 \quad (5.7)$$

donde:

P_L = Presión promedio lateral (KPa)

V = Velocidad promedio de la corriente, que corresponde al gasto dividido entre el área hidráulica, (m/s).

C_L = Coeficiente de arrastre lateral, que depende del ángulo (θ) que se forma entre la dirección de la corriente y el eje longitudinal de la planta de la pila como se muestra en la figura 5.2, con los siguientes valores:

- Para $\theta = 0^\circ$; $C_L = 0$
- Para $\theta = 5^\circ$; $C_L = 0.5$
- Para $\theta = 10^\circ$; $C_L = 0.7$
- Para $\theta = 20^\circ$; $C_L = 0.9$
- Para $\theta \geq 30^\circ$; $C_L = 1.0$

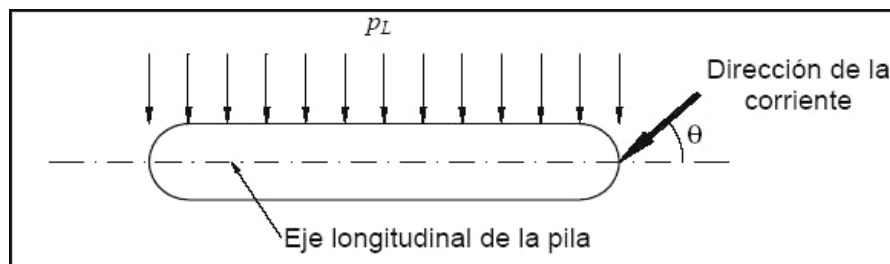


Figura 5.2 Dirección de la corriente respecto al eje longitudinal de la pila

El empuje lateral total (P_L) es el producto de la presión promedio por el área expuesta (A_L) de la pila:

$$P_L = p \cdot A_L \quad (5.8)$$

5.1.1.4.5 Subpresión

Para el diseño de los elementos de cimentación y estructura que se encuentra por debajo del nivel de agua, se toma en cuenta el efecto de la subpresión, que es una fuerza vertical ascendente, igual al producto del volumen sumergido por la densidad del líquido desalojado.

En el caso de superestructuras para las que se prevea que pueden quedar parcial o totalmente sumergidas en forma temporal, se calcula la reacción negativa producida por la subpresión y se diseña una conexión a la superestructura capaz de tomar dicha reacción y de mover una porción de la subestructura con un peso mayor que dos veces su valor.

5.1.1.5 Combinación de cargas

Definición

Las combinaciones de cargas para diseño, son el conjunto de cargas permanentes, variables y eventuales, *viento y sismo*; y que se agrupan dependiendo de la probabilidad de su ocurrencia simultánea en cada elemento de la estructura. Para cada caso específico y dependiendo de sus circunstancias particulares, se seleccionan los grupos de cargas aplicables para diseñar cada elemento, según la condición más desfavorable, considerando un incremento en los esfuerzos admisibles básicos para cada grupo cuando se utiliza el método de diseño por esfuerzos de trabajo o, si se emplea el método de factores de carga, estableciendo en cada grupo los factores para obtener las cargas o acciones últimas a partir de los valores de servicio en función de la probabilidad de su ocurrencia simultánea.

Grupos de cargas

Los elementos de la estructura o de la cimentación sobre la que se apoye, se diseñan para resistir, en condiciones de seguridad, todos los grupos de carga que sean aplicables al tipo de estructura y a las condiciones particulares del sitio en donde ésta se ubique, considerando lo siguiente:

Cada grupo de cargas se integra por las *combinaciones de cargas permanentes*, variables y eventuales que sean aplicables, es decir:

Para el grupo **N**: $CP_N + CV_N + CE_N$

donde:

N = Número del grupo a considerar

CP_N = Combinación de cargas permanentes para el grupo N

CV_N = Combinación de cargas variables para el grupo N

CE_N = Combinación de cargas eventuales para el grupo N

Dichas combinaciones comprenden las acciones sobre la estructura debidas a las siguientes cargas:

- Combinación de cargas permanentes (**CP_N**):

$$\beta_{CM} \bullet CM + \beta_{ET} \bullet ET \quad (5.9)$$

- Combinación de cargas variables (**CV_N**):

$$\beta_V \bullet (V + I) + \beta_{FC} \bullet FC \quad (5.10)$$

- Combinación de cargas eventuales (**CE_N**):

$$\beta_{VE} \bullet VE + \beta_{VCV} \bullet VCV + \beta_S \bullet S + \beta_{FL} \bullet FL + \beta_{ACT} \bullet (A + C + T) + \beta_{PL} \bullet PL + \beta_{SP} \bullet SP \quad (5.11)$$

donde:

β_{CM} , β_{ET} , β_V , β_{FC} , β_{VE} , β_{VCV} , β_S , β_{FL} , β_{ACT} , β_{PL} y β_{SP} , son coeficientes que se aplican a cada una de las cargas y acciones, que consideran la probabilidad de su ocurrencia simultánea, y cuyos valores se obtienen de la Tabla 5.2, según el grupo de carga que se considere.

CM = Carga muerta

S = Sismo

ET = Empuje de tierra

FL = Frenaje

V = Carga viva

A = Acortamiento de arcos

I = Impacto

C = Efecto de la contracción por fraguado

FC = Fuerza centrífuga

T = Efecto de temperatura

VE = Viento sobre la estructura

PL = Empuje dinámico del agua

VCV = Viento sobre la carga viva

SP = Subpresión

Cuando el diseño se realice por el *método de cargas de trabajo*, tomando en cuenta lo establecido en las Normas de los Títulos PRY·CAR·6·03, *Diseño de Estructuras de Concreto* y PRY·CAR·6·04, *Diseño de Estructuras de Acero*, se atenderá lo siguiente:

Los esfuerzos admisibles de los elementos por diseñar, se multiplican por el factor de incremento de esfuerzos admisibles (F_{EA}) que se muestra en la Tabla 5.2, según el grupo de cargas considerado, salvo en los casos de los grupos II y III, en los que interviene el viento, cuando se trate de elementos estructurales o conexiones en que los elementos mecánicos de diseño sean causados exclusivamente por la acción del viento, en cuyo caso no se incrementan los esfuerzos admisibles.

El valor del coeficiente β_{ET} es en general igual que 1, excepto para marcos rígidos, en los que se aplica con un valor de 0.5, para aquellos elementos en que el empuje de tierras sea favorable.

Cuando el diseño se realice por el método de factores de carga, tomando en cuenta lo establecido en las Normas de los Títulos PRY·CAR·6·03, *Diseño de Estructuras de Concreto* y PRY·CAR·6·04, *Diseño de Estructuras de Acero*, se atenderá lo siguiente:

Cada carga y acción de las combinaciones indicadas en la Fracción D.2 del *método de cargas de trabajo*, se multiplica además por el factor de carga (γ) que se muestra en la Tablas 5.2, según el grupo de cargas considerado.

Tabla 5.2 Coeficientes y factores para cada grupo de cargas (IMT, 2008)

Grupo		Coeficiente β para cargas:										Factor de carga γ	Factor de incremento de esfuerzos F_{EA}	
		Permanentes		Variables		Eventuales								
		β_{CM}	β_{ET}	β_V	β_{FC}	β_{VE}	β_{VCV}	β_S	β_{FL}	β_{ACT}	β_{PL}			β_{SP}
Cargas de trabajo	I	1	[1]	1	1	0	0	0	0	0	1	1	-	1 ^[2]
	II	0	1	0	0	1	0	0	0	0	1	1	-	1.25
	III	1	[1]	1	1	0.3	1	0	1	0	1	1	-	1.25
	IV	1	[1]	1	1	0	0	0	0	1 ^[6]	1	1	-	1.25
	V	1	1	0	0	1	0	0	0	1 ^[6]	1	1	-	1.4
	VI	1	[1]	1	1	0.3	1	0	1	1 ^[6]	1	1	-	1.4
	VII	1	1	0	0	0	0	1	0	0	1	1	-	1.33

Continuación:

Grupo		Coeficiente β para cargas:										Factor de carga	Factor de incremento de esfuerzos	
		Permanentes		Variables		Eventuales								
		β_{CM}	β_{ET}	β_V	β_{FC}	β_{VE}	β_{VCV}	β_S	β_{FL}	β_{ACT}	β_{PL}	β_{SP}	γ	FEA
Factores de carga	I	[3]	[1]	1.5 ^[4]	1	0	0	0	0	0	1	1	1.5 ^[4]	-
	II	[3]	[1]	0	0	1	0	0	0	0	1	1	1.3	-
	III	[3]	[1]	1.2	1	0.3	1	0	1	0	1	1	1.3	-
	IV	[3]	[1]	1.2	1	0	0	0	0	1 ^[6]	1	1	1.25	-
	V	[3]	[1]	0	0	1	0	0	0	1 ^[6]	1	1	1.25	-
	VI	[3]	[1]	1.2	1	0.3	1	0	1	1 ^[6]	1	1	1.25	-
	VII	[3]	[1]	0	0	0	0	1	0	0	1	1	1.3	-

[1] Para estos grupos de cargas, el valor de β_{ET} se determina conforme a lo indicado en los Incisos D.2.3, D.3.5 de esta Norma.

[2] Véase el Inciso D.2.2 de esta Norma

[3] Para estos grupos de cargas, el valor de β_{CM} se determina conforme a lo indicado en el Inciso D.3.4 de esta Norma.

[4] Véase el Inciso D.3.3 de esta Norma.

[5] Véase el Inciso D.3.2 de esta Norma.

[6] El factor β_{ACT} incluye los efectos de variación de la temperatura ambiental y los del gradiente térmico en el seno de la superestructura.

Para los empujes laterales en muros de contención y en marcos rígidos, con la exclusión de alcantarillas rígidas, se toma un coeficiente β_{ET} de 1.3, para empujes laterales de tierra en reposo, de 1.15; para empujes verticales de tierra y para alcantarillas rígidas de 1; y para alcantarillas flexibles, de 1.5.

5.1.2 Normas AASHTO (1992)

Las Especificaciones AASHTO, (1992) para el Diseño de Puentes por el Método LRFD contienen catorce secciones:

1. Introducción
2. Características Generales y de Ubicación
3. Cargas y Factores de Carga
4. Análisis y Evaluación Estructural
5. Estructuras de Concreto
6. Estructuras de Acero
7. Estructuras de Aluminio
8. Estructuras de Madera
9. Tableros y Sistemas de Tablero
10. Cimentaciones
11. Estribos, Pilas y Muros
12. Estructuras Enterradas y Revestimientos para Túneles
13. Barandas
14. Juntas y Apoyos

Al igual que la Normatividad anterior (SCT), se pueden adoptar algunas recomendaciones tendientes a evaluar ciertos aspectos de la vulnerabilidad de puentes por el tránsito de avenidas, ya que no se dispone de criterios sólidos que permitan de manera directa analizar el entorno de inestabilidad que puede presentar la estructura ante la presencia de este fenómeno hidrometeorológico. En lo que sigue se hará una descripción de los puntos de esta Norma que pueden ser usados para efectos de este trabajo.

5.1.2.1 Cargas de diseño y factores de carga

Las estructuras se deben diseñar para llevar las cargas y fuerzas siguientes:

- *Carga muerta*
- *Carga viva*
- *Impacto o efecto dinámico de la carga viva*
- *Cargas de viento*

- *Otras fuerzas, cuando existen, de la manera siguiente: Fuerzas longitudinales; fuerza centrífuga; fuerzas térmicas; empuje de tierra; flotabilidad; esfuerzos de retracción, acortamiento de la nervadura, esfuerzos de construcción; presión de la corriente y hielo; y esfuerzos sísmicos.*

Se dividen de acuerdo a su presencia en el tiempo en *permanentes* y *variables*; como lo muestra la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Cargas y su clasificación (Sánchez, 1997)

CARGAS PERMANENTES
Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales
Presión de tierra (horizontal)
Carga muerta en relleno de tierra
Sobrecarga de tierra en estribos
CARGAS VARIABLES
Fuerza de frenaje de vehículo
Fuerza centrífuga vehicular
Agrietamiento
Fuerzas por colisión vehicular
Fuerzas por impacto de barcos
Sismo
Fricción
Carga de hielo
Fuerzas dinámicas de vehículo
Carga viva peatonal
Asentamiento
Contracción
Gradiente de temperatura
Presión de corriente
Viento sobre carga viva
Viento sobre estructura

Las Normas AASHTO presentan las combinaciones de cargas y fuerzas a que la estructura puede estar sujeta, la ecuación que define estas combinaciones es la siguiente:

$$\text{Grupo(N)} = \gamma [\beta_{CM}CM + \beta_{CV}(CV + Y) + \beta_CFC + \beta_{ET}ET + \beta_{VE}VE + \beta_{PC}PC + \beta_{VCV}VCV + \beta_{FL}FL + \beta_A(A + C + T) + \beta_{TT}TT + \beta_{PH}PH] \quad (5.12)$$

donde:

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

I = Impacto por carga viva

ET = Empuje de tierras

S = Subpresión

VE = Viento sobre la estructura

VCV = Presión del viento sobre carga viva

FL = Fuerza longitudinal por carga viva

FC = Fuerza centrífuga

A = Acortamiento por compresión

C = Contracción

T = Temperatura

TT = Sismo

PC = Presión de la corriente

PH = Presión de hielo

El valor del coeficiente de carga (γ) está en función de la carga de servicio, dicho valor se puede obtener de la tabla 5.4.

Y = Peso volumétrico del suelo.

El presente estudio, consiste en analizar las condiciones de *estabilidad de puentes ante el paso de avenidas extraordinarias*, por ello sólo se utilizaron las combinaciones de *fuerzas participantes*. Ver tabla 5.4.

Tabla 5.4 Combinaciones de cargas de servicio (Sánchez, 1997)

Grupo	γ	FACTORES β											
		CM	CV+I	FC	ET	S	PC	VE	VCV	FL	A+C+T	TT	PH
I	1.0	1	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0
II	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0
III	1.0	1	0	0	β_E	1	1	0.3	0	0	0	0	0
IV	1.0	1	0	0	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0
V	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0
VI	1.0	1	0	0	β_E	1	1	0.3	0	0	1	0	0

El análisis de los parámetros básicos para la revisión de la estabilidad en la estructura se realiza en varios estados del proceso de socavación, donde se distinguen tres puntos de definición:

- 1) El puente se encuentra en condiciones normales de época de estiaje, con tirante mínimo; para este caso las fuerzas presentes son:
 - Peso propio
 - Fuerza de viento
 - Empuje de tierras en estribos
 - Subpresión

- 2) Presencia de la avenida máxima en el cauce, que provoca su degradación y por consiguiente arrastre de material; la fuerza adicional a las originales es:
 - Empuje dinámico del agua

- 3) 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, a las fuerzas acumuladas en el estado anterior se agrega la generación de esfuerzos adicionales por los asentamientos que sufra la estructura.

Las normas AASHTO proponen criterios para evaluar las cargas producidas por las fuerzas de *carga muerta*, *empuje de tierras*, *subpresión*, *presión de corriente*, *viento sobre la estructura* y *fuerza de fricción por temperatura*; que están presentes simultáneamente al fenómeno de socavación; y así poder analizar el comportamiento estructural de los puentes.

5.1.2.1.1 Carga muerta

Es el peso de la estructura terminada, incluye carpeta asfáltica, banquetas, vías, tuberías, conductos, cables y demás instalaciones de servicio público. Cabe mencionar que cuando se coloque una capa adicional para desgaste, se debe considerar.

Para calcular la carga muerta se consideran los pesos volumétricos que muestra la tabla 5.5:

Tabla 5.5 Pesos volumétricos (Sánchez, 1997)

Material	Peso volumétrico (kg/m ³)
Acero o acero fundido	7,850
Hierro fundido	7,210
Aleaciones de aluminio	2,800
Madera	800
Concreto (simple o reforzado)	2,400
Arena, tierra, grava o balasto compactados	1,920
Arena, tierra o grava sueltas	1,600
Macadam o grava, compactadas con aplanadora	2,240
Relleno de escorias	960
Pavimento (excluyendo adoquinado de madera)	2,400
Vía de FF. CC. (riel, guardarriel y accesorios de vía)	3,200 (kg/m)
Mampostería	2,720 (kg/m)
Tablón asfáltico de 2.5 cm. de espesor	44 (kg/m ²)

5.1.2.1.2 Empuje de tierras

Para estructuras destinadas a contener rellenos de tierra, se deben diseñar para resistir presiones obtenidas con la expresión de Rankine, pero no menos de la presión equivalente a la de un fluido con peso de 480 kg/m³. En marcos rígidos el momento de presión lateral de tierra se podrá reducir al 50% como máximo, para determinar el momento positivo de las vigas, en la losa superior o inferior y superior, según sea el caso.

En todo proyecto se debe incluir el drenaje adecuado y suficiente para los rellenos por medio de agujeros de escurrimiento, colocación de filtros, tubos para drenar, drenes de grava o drenes perforados.

La expresión para determinar el empuje activo horizontal (P_a) se calcula con la expresión (T. William, 1997):

$$P_a = \frac{\gamma \cdot H^2 \cdot K_a}{2} \quad (5.13)$$

donde:

γ = Peso específico del suelo

H = Altura del muro

K_a = Coeficiente de presión activa

K_a se obtiene:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (5.14)$$

ϕ = Ángulo de fricción del material de relleno, ver tabla 5.8

5.1.2.1.3 Subpresión

Se debe considerar, cuando afecta el diseño de cimentación y la subestructura; se calcula como la fuerza de empuje, igual al peso del volumen de agua desalojada.

$$\text{Subpresión} = \delta \cdot H_m \cdot A_e \quad (5.15)$$

donde:

δ = Densidad del agua (0.998 ton/m³)

H_m = Tirante medio

A_e = Área expuesta

5.1.2.1.4 Presión de corriente

Se presenta cuando la subestructura está sometida a fuerzas dinámicas por la corriente; su efecto es evaluado en función de la velocidad de la corriente y la forma de la pila:

$$P = 52.5 \cdot K \cdot V^2 \quad (5.16)$$

donde:

P = Presión de la corriente (KPa)

V = Velocidad promedio de la corriente (m/s)

Valores para el coeficiente (K):

$K = 1.375$ para pilas con extremos rectangulares

$K = 0.50$ en pilas con parteaguas si el ángulo de la dirección de la corriente $\leq 30^\circ$

$K = 0.67$ en pilas de sección rectangular

El punto de aplicación coincide con el centroide de la cara expuesta de la pila.

5.1.2.1.5 Fuerza de viento

Las especificaciones ASSHTO presentan un *método simplificado para la evaluación de fuerzas de viento de tipo estático*, que son aplicadas a las diversas partes de la estructura.

a) Velocidad de diseño

El ángulo de esviajamiento es medido de la perpendicular al eje longitudinal del puente, y se debe tomar aquel que produzca el máximo esfuerzo en la subestructura. Las fuerzas transversal y longitudinal se deben aplicar simultáneamente en el centroide de gravedad del área expuesta de la superestructura.

Tabla 5.6 Presiones de diseño para la transmisión de fuerzas del viento de la superestructura a la subestructura (Sánchez, 1997)

Ángulo de esviajamiento (°)	Armaduras				Trabes			
	Presión Transversal		Presión Longitudinal		Presión Transversal		Presión Longitudinal	
	Pa	kg/m ²	Pa	kg/m ²	Pa	kg/m ²	Pa	kg/m ²
0	3679	375	0	0	2453	250	0	0
15	3434	350	589	60	2158	220	294	30
30	3188	325	1373	140	2011	205	589	60
45	2305	235	2011	205	1619	165	785	80
60	1177	120	2453	250	834	85	932	95

Las fuerzas longitudinal y transversal actúan simultáneamente a la altura del centro de gravedad del área expuesta de la superestructura, la que es la proyección vertical en

un alzado según el eje longitudinal de la misma, y se utilizan para las combinaciones de carga de los grupos de cargas II y V que se indican en la Tabla 5.6. Para los grupos de cargas III y VI de esta Tabla, dichas fuerzas se reducen 70% y se añade la fuerza de viento sobre la carga viva que se indica en la Tabla 5.7 de esta Normatividad, según el ángulo de esviajamiento (θ) supuesto, actuando a una altura de 1.8 metros sobre la rasante.

Tabla 5.7 Fuerzas aplicadas a la carga viva (Sánchez, 1997)

Ángulo de esviajamiento ($^{\circ}$)	Fuerza lateral (kg/m)	Fuerza longitudinal (kg/m)
0	149	0
15	131	18
30	122	36
45	98	48
60	51	57

En puentes comunes contruidos a base de trabes y losa que tengan una longitud de claro no mayor a 38 m, se pueden aplicar las siguientes cargas, en vez de usar valores más precisos:

Carga de viento sobre superestructura:

- 244 kg/cm² en dirección transversal
- 59 kg/cm² en dirección longitudinal

Carga de viento sobre carga viva:

- 149 kg/m en dirección transversal
- 60 kg/m en dirección longitudinal

Las fuerzas longitudinales y transversales se aplican a la subestructura, para una velocidad base de 160.9 km/h y deben ser calculadas para una fuerza de viento de 195 kg/m². Para una dirección del viento esviajada con respecto a la subestructura, la fuerza debe ser descompuesta en dos componentes perpendiculares a la elevación lateral y frontal de la subestructura.

La componente perpendicular a la cara lateral actuará en el área expuesta, la componente perpendicular a la elevación frontal actúa en el área expuesta, y deben ser aplicadas en forma simultánea con las cargas de viento de la superestructura. Las

cargas de los grupos II y V pueden ser reducidas en un 70% para los grupos III y VI, tal como lo describe esta Norma (*AASHTO, 1992*).

Fuerzas de volteo

Los efectos de las fuerzas que tienden a voltear la estructura deben ser calculados para los grupos II, III, V, VI de las combinaciones de carga, sobre la hipótesis de que la dirección de viento forma un ángulo recto al eje longitudinal de la estructura. Además, una fuerza vertical hacia arriba es aplicada en el lado donde actúa el viento, localizada en la cuarta parte del ancho de la superestructura. Esta fuerza será de 98 kg/m^2 del área en planta del piso y banqueta para las combinaciones del grupo II y V; para los grupos III y VI se tomará un valor de 29 kg/m^2 .

5.1.2.1.6 Fricción

Por especificación, la carga de fricción es el 5% de la carga muerta que actúa sobre la subestructura. Se debe a los cambios de temperatura que actúan sobre la superestructura y representa la fuerza de dilatación, transmitida a la subestructura a través de los apoyos.

5.2 MÉTODOS BASADOS EN EL ANÁLISIS DE LA INESTABILIDAD ESTRUCTURAL

En las Normas no existen criterios directos para analizar el entorno de inestabilidad de la estructura de un puente ante el tránsito de avenidas, sin embargo se presentan algunas recomendaciones aisladas que abordan aspectos relacionados con éste fenómeno hidrometeorológico, que al ser agrupados con otros conceptos de Ingeniería Estructural, Mecánica de suelos e Hidráulica, se puede derivar métodos viables para evaluar la vulnerabilidad de puentes.

La mayoría de los puentes que fallan por socavación tienen cimentaciones superficiales, las que son diseñadas como estructuras de gravedad; por esto es importante revisar las condiciones básicas de estabilidad que incluyen: volteo, traslación y esfuerzos admisibles en la cimentación e interacción suelo-estructura. La

figura 5.3 muestra los parámetros básicos para la revisión de la estabilidad estructural de un puente.

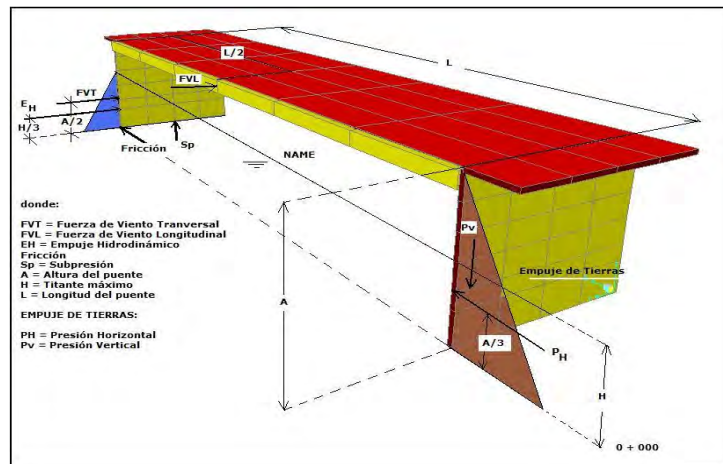


Figura 5.3 Parámetros básicos para la revisión de la estabilidad de un puente

5.2.1 Revisión por volteo

Las especificaciones **AASHTO (1992)**, definen la seguridad ante volteo, en función del tipo de suelo existente en el desplante de la cimentación:

$$FS = \text{Momento resistente} / \text{Momento actuante}$$

Factores de seguridad admisibles por volteo:

Para cimentación desplantada en roca; $FS \geq 1.5$

Para cimentación desplantada en suelo; $FS \geq 2$

El factor de seguridad (FS) se expresa en función de las fuerzas y brazos de palanca respectivos como se muestra en la figura 5.4 basado en criterios de diseño para muros rígidos.

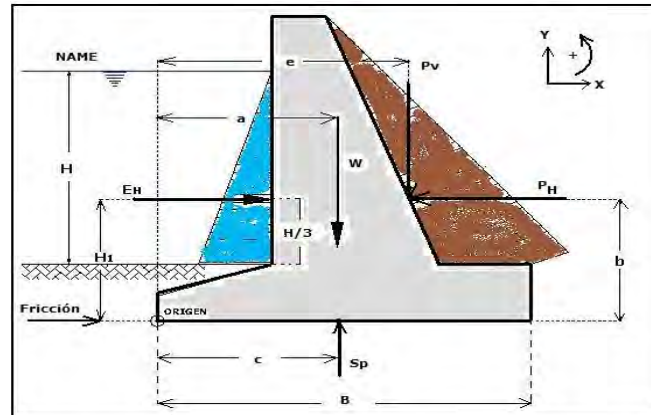


Figura 5.4 Fuerzas presentes en las subestructuras de un puente

De donde se obtiene el siguiente Factor de Seguridad:

$$FS = \frac{W \cdot a}{(P_H \cdot b) - (P_V \cdot e) - (E_H \cdot H_1) + (S_p \cdot c)} \quad (5.17)$$

donde:

W = Peso del estribo o muro más peso de suelo sobre el centro de giro para muros de gravedad o semigravedad. En muros de cantiliver o contrafuertes, es el peso del estribo más suelo sobre la losa.

a = Brazo de palanca del peso del muro

b = Brazo de palanca de la resultante de fuerzas horizontales

c = Brazo de palanca de la fuerza de subpresión

e = Brazo de palanca de la resultante de fuerzas verticales

H = Tirante del cauce

S_p = Subpresión

Fr = Fricción

E_H = Empuje hidrodinámico

B = Ancho de la cimentación

H_1 = Distancia de aplicación teórica del empuje hidrodinámico

P_H y P_V = Fuerzas Horizontal y Vertical ejercidas por el empuje de tierras

Las cargas muerta y viva son utilizadas sin factores de carga. Teniendo en cuenta que la inestabilidad de la estructura depende del tipo de suelo; es decir, si es poco o muy altamente erosionable; y del valor de la fuerza hidrodinámica que se ejerza en la estructura durante el tránsito de un gasto en una avenida extraordinaria.

5.2.2 Revisión por traslación

Este tipo de falla se presenta cuando la fuerza resistente por contacto en el área de la cimentación es menor a las fuerzas laterales aplicadas, las especificaciones **AASHTO (1992)**, definen el siguiente factor de seguridad (FS):

$$FS = \frac{F}{P_H} \geq 1.5 \quad (5.18)$$

donde:

F = Sumatoria de fuerzas resistentes al deslizamiento, en función del tipo de suelo

P_H = Sumatoria de fuerzas horizontales

1.- Para suelos cohesivos no drenados ($\phi=0$):

$$F = c_a \bullet (B - mn) + c \bullet mn + P_p$$

donde:

c_a = Coeficiente de adhesión entre suelo cohesivo y concreto, ver tabla 5.8

B = Ancho de la cimentación, ver figura 5.6

mn = Dimensión de la punta de la llave de la corriente, ver figura 5.6

c = cohesión del suelo, ver tabla 5.8

P_p = Resistencia pasiva del suelo en el frente de la llave de cortante:

$$P_p = 2 s D_k \text{ (para rocas), ver figura 5.6}$$

s = resistencia a cortante de la roca, con carga normal nula

D_k = Profundidad del dentellón, ver figura 5.6

2.- Para suelos granulares o cohesivos drenados, normalmente consolidados ($c=0$):

$$F = (W + P_v) \bullet \tan f + P_p$$

donde:

f = Factor de fricción, ver tabla 5.8

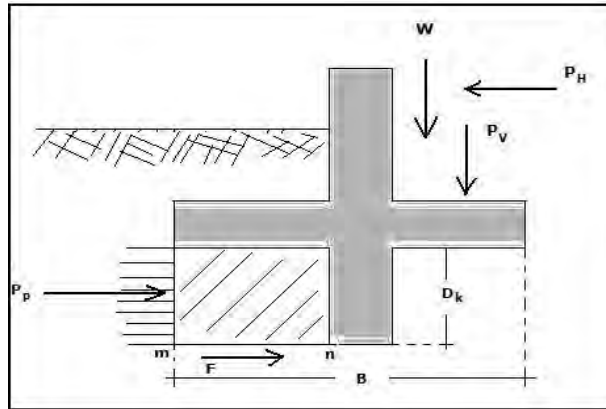


Figura 5.6 Llave de cortante

3.- En suelos rocosos:

$$F = (W + P_v) \cdot \tan f + s \cdot mn + P_p$$

Las cargas muerta y viva son utilizadas sin factores de carga para revisar la seguridad ante volteo y deslizamiento. En la determinación del factor de seguridad, el efecto de la presión pasiva de suelo, que resiste en el frente del muro, se toma en cuenta sólo si se considera que la roca no será removida o erosionada durante la vida de la estructura.

La localización de la resultante de presión debe estar dentro del tercio central del ancho (B) de cimentación en suelos y, de $B/4$ a partir del centro para cimentaciones en roca.

**Tabla 5.8 Fricción última, ángulos de fricción y adhesión para diferentes materiales
(Sánchez, 1997)**

Materiales en contacto	Factor de fricción f , ó $\tan \delta$	Ángulo de fricción ($^{\circ}$)
<i>Masa de concreto con:</i>		
Roca limpia y sana	0.70	35
Grava limpia, mezcla grava-arena, arena gruesa	0.55-0.60	29-31
Arena limpia de fina a media, limo medio a arena gruesa, limo o grava con arcilla	0.45-0.55	24-29
Arena fina limpia, limo o arcilla fina a arena media	0.35-0.45	19-24
Arena limosa fina, limo no plástico	0.30-0.35	17-19
Arcilla muy rígida y dura o preconsolidada	0.40-0.50	22-26
Arcilla media rígida y rígida o arcilla limosa	0.30-0.35	17-19
<i>Pilas formadas por placas de acero con:</i>		
Grava limpia, mezcla grava-arena, roca bien graduada rellena con lajas	0.40	22
Arena limpia, mezcla de grava-arena limosas, roca dura de una sola forma	0.30	17
Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	0.25	14
Arena fina limosa, limo no plástico	0.20	11
<i>Concreto colado con cimbra o concreto en pilas en contacto con los siguientes materiales:</i>		
Grava limpia, mezcla grava-arena, roca bien graduada rellena con lajas	0.40-0.50	22-26
Arena limpia, mezcla de grava-arena limosas, roca dura de una sola forma	0.30-0.40	17-22
Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	0.30	17
Arena fina limosa, limo no plástico	0.25	14
<i>Varios materiales estructurales:</i>		
Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas o metamórficas:		
a) Roca suave labrada sobre roca suave labrada	0.70	35
b) Roca dura labrada sobre roca suave labrada	0.65	33
c) Roca dura labrada sobre roca dura labrada	0.55	29
Mampostería sobre madera	0.50	26
Acero sobre pilas de acero formadas por placas	0.30	17

Materiales en contacto	Cohesión del suelo c (kg/cm ²)	Adhesión, c_a (kg/cm ²)
Suelo cohesivo muy suave	0-1.22	0-1.22
Suelo cohesivo suave	1.22-2.44	1.22-2.44
Suelo cohesivo semirígido	2.44-4.89	2.44-3.67
Suelo cohesivo rígido	4.89-9.77	3.67-4.64
Suelo cohesivo muy rígido	9.77-19.55	4.64-6.35

5.2.3 Desplazamientos laterales

Para este tipo de estructuras, los reglamentos utilizados hoy en día no definen el valor de los desplazamientos laterales máximos. Como referencia se presentan los criterios existentes, que limitan los desplazamientos laterales en edificios.

Las deformaciones originadas en puentes pueden ser permanentes, un ejemplo, es el desplazamiento horizontal de la estructura, generado por el arrastre de material en la base de la pila (*Sánchez, 1997*).

Con base en observaciones y resultados experimentales *Galambos, (1987) y Arnal, (2005)*, se han propuesto valores para limitar los desplazamientos bajo el criterio de límites de servicio.

El límite de servicio se define como la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afectan el funcionamiento de la estructura, sin perjudicar la capacidad para soportar cargas (*Sánchez, 1997*).

En general, para estructuras donde haya unión de elementos no estructurales, los desplazamientos ante cualquier tipo de combinación de solicitaciones no excederán:

$$\Delta = 0.002 \cdot h \quad (5.19)$$

Para estructuras que no cumplan el requisito anterior no deberán exceder:

$$\Delta = 0.004 \cdot h \quad (5.20)$$

En marcos de acero, donde no existan fuerzas laterales no deberán exceder:

$$\Delta = \frac{0.006 \cdot h}{n^{0.455}} \quad (5.21)$$

donde:

h = Altura de entrepiso

n = Número de columnas

5.2.4 Esfuerzos admisibles

En cimentaciones superficiales, la condición de seguridad por capacidad de carga es:

$$q_{m\acute{a}x} \leq \frac{q_{ult}}{FS} \quad (5.22)$$

donde:

$q_{m\acute{a}x}$ = Presi3n m\acute{a}xima de contacto en la cimentaci3n

q_{ult} = Capacidad \acute{u}ltima de carga y se obtiene

q = Presi3n efectiva por sobrecarga; $q = \gamma' D$

γ' = Peso espec\acute{i}fico sumergido de suelo

D = Profundidad de desplante de la cimentaci3n

FS = Factor de seguridad (**Crespo, 2004**):

Para cimentaciones sobre arcillas; $FS \geq 3$ y para condiciones extremas $FS = 1.75$

Para cimentaciones sobre arenas; $FS = 3$

El valor de $q_{m\acute{a}x}$ es funci3n de la carga axial (Q) sobre la cimentaci3n y los valores de excentricidad por momento, para excentricidades en la direcci3n larga L (ver figura 5.7) y se calcula as\acute{i}:

Si $e_L < L/6$:

$$\bullet \quad q_{m\acute{a}x} = Q \cdot \left(\frac{(1 + 6e_L)}{L \cdot (B \cdot L)} \right) \quad (5.23)$$

$$\bullet \quad q_{m\acute{i}n} = Q \cdot \left(\frac{(1 - 6e_L)}{L \cdot (B \cdot L)} \right) \quad (5.24)$$

Si $L/6 < e_L < L/2$:

$$\bullet \quad q_{m\acute{a}x} = \left(\frac{(2 \cdot Q)}{3 \cdot B \cdot \left(\frac{L}{2} - e_L \right)} \right) \quad (5.25)$$

$$\bullet \quad q_{m\acute{i}n} = 0 \quad (5.26)$$

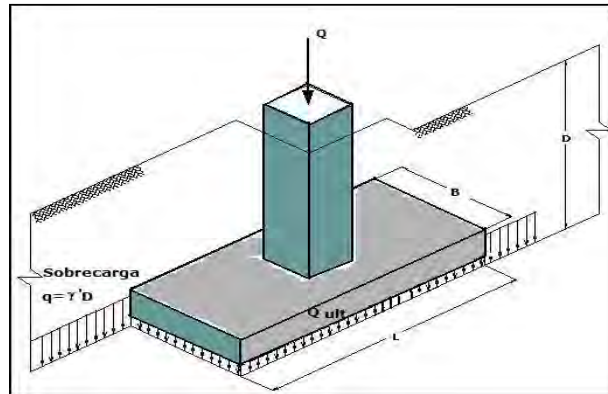


Figura 5.7 Geometría de una cimentación superficial

En caso de existir excentricidad en la dirección corta en las ecuaciones 5.23 a 5.26, el valor de B es sustituido por L y viceversa, como lo muestra la figura 5.8.

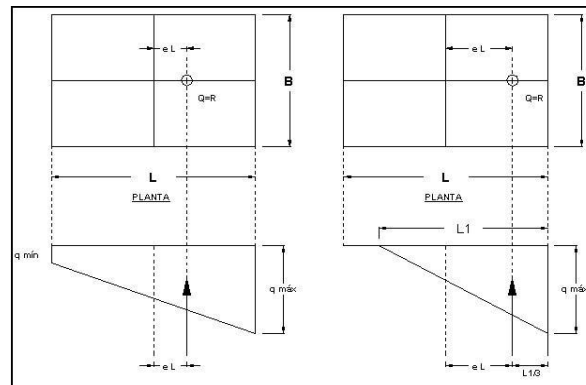


Figura 5.8 Presión de contacto en una cimentación con carga excéntrica, respecto a un eje

La capacidad de carga (q_{ult}) del suelo para cimientos largos ($L > 5B$) según las normas AASHTO 1992, se evalúa con la expresión:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q \quad (5.27)$$

donde:

N_c, N_γ, N_q = Factores de capacidad de carga que son función del ángulo de fricción del material (θ), dichos valores se muestran en la tabla 5.9.

S_c, S_γ, S_q = Factores de forma de la cimentación

i_c, i_γ, i_q = Factores de carga por inclinación

c = Cohesión del suelo, ver tabla 5.8

γ = Peso específico del suelo o roca

B = Ancho de la cimentación

q = Presión efectiva por sobrecarga en la base de la cimentación

Generalmente la capacidad de carga admisible (q_a) equivale entre el 0.2 y el 0.3 de q_{ult} (Crespo, 2004).

Tabla 5.9 Factores de capacidad de carga (Sánchez, 1997)

ϕ	N_c	N_γ	N_q	ϕ	N_c	N_γ	N_q
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88	-	-	-	-

El factor de forma de la cimentación debe ser utilizado para cimentaciones continuas donde $L < 5B$, definido por:

$$S_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \tag{5.28}$$

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \tan \phi \quad (5.29)$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B}{L}\right) \quad (5.30)$$

Para cimentaciones con cargas inclinadas, como lo muestra la figura 5.9:

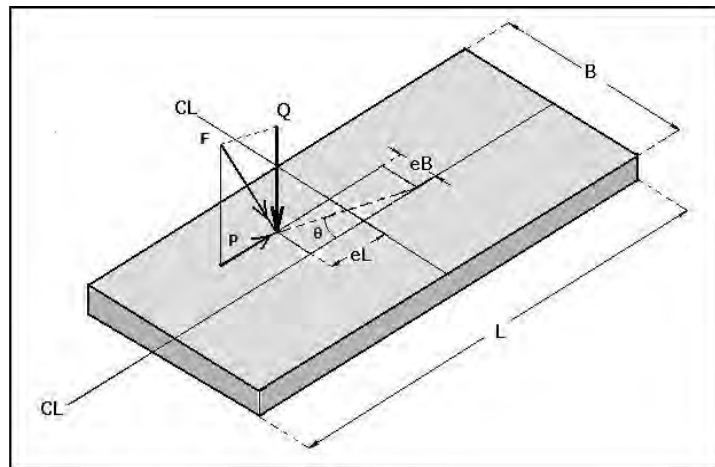


Figura 5.9 Definición de cargas y dimensiones con carga excéntrica e inclinada

Los factores de carga por inclinación están definidos por:

$$i_c = i_q - \left[\frac{(1 - i_q)}{N_c \cdot \tan \phi} \right]; \quad \text{Para } \phi > 0 \quad (5.31)$$

$$i_c = 1 - \left[\frac{(n \cdot P)}{B \cdot L \cdot c \cdot N_c} \right]; \quad \text{Para } \phi = 0 \quad (5.32)$$

$$i_q = \left[\frac{(1 - P)}{Q + (B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi)} \right]^n \quad (5.33)$$

$$i_\gamma = \left[\frac{(1 - P)}{Q + (B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi)} \right]^{(n+1)} \quad (5.34)$$

$$n = \left[\frac{2 + \left(\frac{L}{B}\right)}{1 + \left(\frac{L}{B}\right)} \right] \cdot \text{Cos}^2 \theta + \left[\frac{2 + \left(\frac{B}{L}\right)}{1 + \left(\frac{B}{L}\right)} \right] \cdot \text{Sen}^2 \theta \quad (5.35)$$

donde:

P = Carga axial total en la estructura

Q = Carga axial actuante

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

θ = Angulo de excentricidad de la carga

El nivel freático del agua influye en la capacidad última de carga del suelo, ya que actúa sobre el peso específico del material. Por esto en la ecuación 5.27 se toma un promedio pesado del peso específico en función del nivel freático, como lo muestra la figura 5.10.

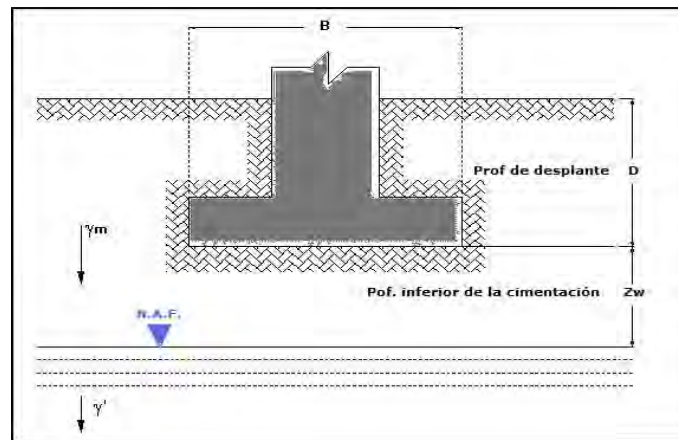


Figura 5.10 Influencia del N.A.F. en la capacidad de carga

Para materiales con $\phi < 37^\circ$, el peso del material es:

$$\text{Si } Z_w \geq B; \text{ Usar } \gamma = \gamma_m \text{ (no afecta)} \quad (5.36)$$

$$\text{Si } Z_w < B; \text{ Usar } \gamma = \gamma' + (Z_w/B) (\gamma_m - \gamma') \quad (5.37)$$

$$\text{Si } Z_w \leq 0; \text{ Usar } \gamma = \gamma' \quad (5.38)$$

donde:

γ' = Peso específico sumergido de suelo

γ_m = Peso volumétrico de la mezcla agua-sedimento (kg/m^3)

Cuando el ángulo de fricción $\phi \geq 37^\circ$, se tiene:

$$\gamma = ((2 \cdot D) - Z_w) \cdot \left(\frac{(Z_w \cdot \gamma_m)}{D^2} \right) + \left(\frac{\gamma'}{D^2} \right) \cdot (D - Z_w)^2 \quad (5.39)$$

$$D = (0.5 \cdot B) \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (5.40)$$

En caso de que la carga presente excentricidad, el valor del área de cimentación utilizada en las ecuaciones anteriores debe modificarse, el área real es: $(B - 2e_B) (L - 2e_L)$.

Valores de capacidad de carga admisibles de los suelos (*Crespo, 2004*):

- Suelos granulares 1 a 8 kg/cm^2
- Arcillas y mezclas de suelos 1 a 8 kg/cm^2

Valores de capacidad de carga admisibles de las rocas:

- Roca suave 8 a 40 kg/cm^2
- Roca medianamente dura 40 a 60 kg/cm^2
- Roca dura y sana > 60 kg/cm^2

5.2.5 Revisión por interacción suelo-estructura

Consideraciones generales

El fenómeno de interacción suelo-estructura existe cuando las características del suelo influyen en la respuesta estructural. Como ha sido tratado en capítulos anteriores, la socavación reduce la longitud de empotramiento de las pilas; modifica los estratos del cauce en los cuales se encuentran cimentados los apoyos y aumenta el valor del período fundamental debido a la combinación de los eventos presentes durante el paso de una avenida: empuje hidrodinámico, subpresión, empuje de tierras, fricción y viento; fuerzas que pueden generar inestabilidad.

La interacción entre la estructura de cimentación y el suelo consiste en encontrar un sistema de reacciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de cimentación y a la masa del suelo produzcan la misma configuración de desplazamientos diferenciales entre los dos elementos. Para lograr este cálculo, es necesario basarse por un lado en las leyes físicas que rigen el comportamiento de la masa del suelo y por el otro en los procedimientos nominales para el cálculo estructural en la determinación de fuerzas y deformaciones, tomando en cuenta las propiedades mecánicas del material con el cual estará construida la estructura de cimentación (*Zeevaert, 1980*).

La tabla 5.10 muestra los periodos dominantes del suelo para diferentes características geotécnicas y para espesores del orden de 25 m entre la superficie del suelo y la base firme, con los cuales nos podemos dar una idea de los valores de velocidad de propagación de onda de cortante en los suelos.

Tabla 5.10 Periodos dominantes del suelo (*Zeevaert, 1980*)

Suelo	T (Periodo)	Velocidad de propagación de onda de cortante (m/s)
Muy blando	2.5	40
Blando	2.0	50
Semi-rígido	1.5	67
Rígido	0.75	100
Muy rígido	0.5	200
Duro	0.3	333
Roca	0.2-0.15	-

5.2.5.1 Formas de análisis

a) Modelos de resorte equivalente

Es el modelo más simple para el análisis del movimiento de giro de una estructura, por la acción de fuerzas excitantes; se supone soportada por resortes, que representan las características del terreno. La evaluación de este sistema debe realizarse con 6 resortes en total, 3 lineales y 3 de tipo angular, sus valores se pueden calcular de manera teórica o experimental. *Dobry y Gazetas, (1986)* obtuvieron expresiones teóricas para la evaluación de los 6 resortes en cada dirección de desplazamiento, como lo muestra la figura 5.11.

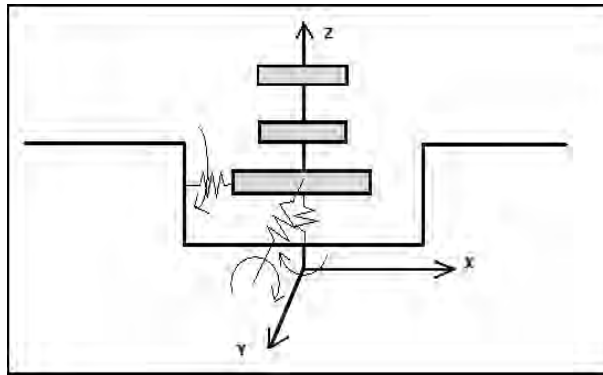


Figura 5.11 Modelo de resortes sin considerar la masa de suelo

b) Modelo del terreno de masas concentradas

Este modelo se representa por masas concentradas, eslabonadas verticalmente, como lo muestra la figura 5.12, cada masa tiene una constante de resorte y el coeficiente de amortiguamiento que corresponde a cada estrato del terreno. Las propiedades para este modelo son difíciles de determinar y el modelo no toma en cuenta la disipación de la energía.

Para el cálculo de esfuerzos en la masa de suelos se hace uso de la teoría de elasticidad, o de alguna de sus modificaciones; aún cuando se sabe que el suelo no es elástico sino más bien es elástico-plástico y viscoso.

Generalmente para el apoyo de cargas pesadas las cimentaciones son monolíticas semiflexibles y rígidas, por ello desde el punto de vista geotécnico la hipótesis de un análisis interacción suelo-estructura; considera la modelación del terreno como infinitamente rígido y flexible (*Zeevaert, 1980*).

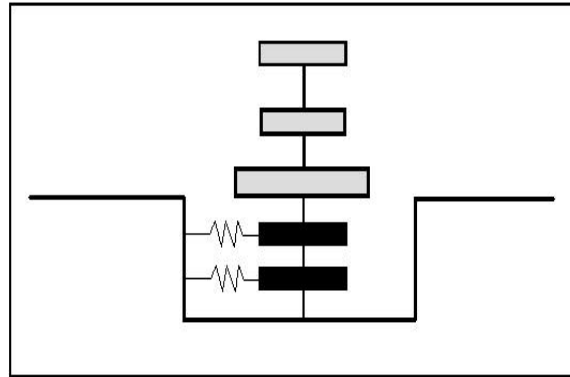


Figura 5.12 Modelo de resortes, con masas de suelo discretizadas

c) Modelo del medio semiinfinito

El suelo se modela como un cuerpo elástico, uniforme o semiinfinito viscoelástico, se puede incluir el amortiguamiento del suelo en el análisis, si se considera como cuerpo viscoelástico, figura 5.13.



Figura 5.13 Modelo del espacio semiinfinito

d) Modelo de elementos finitos

El terreno es discretizado en elementos finitos, figura 5.14; en este tipo de modelo se toma en cuenta la no linealidad de las propiedades del suelo. El comportamiento inelástico del suelo se considera por medio de ecuaciones constitutivas no lineales.

La discretización para un modelo de elemento finito se debe seleccionar cuidadosamente. Si el terreno está estratificado en forma horizontal y cada estrato con propiedades uniformes, la discretización unidimensional resulta adecuada. En todo caso, debe definirse una frontera rígida, donde disipar la energía del movimiento. Como desventaja se tiene un alto costo del análisis.

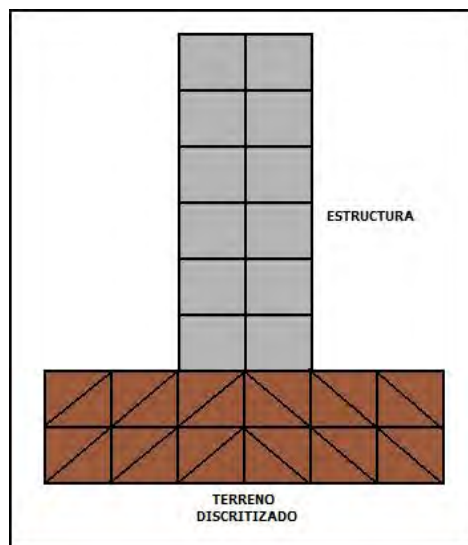


Figura 5.14 Modelo del elemento infinito

Resortes equivalentes

De acuerdo con el trabajo de **Sánchez, (1997)** la modelación que ofrece menor grado de dificultad y mejor efectividad para analizar la interacción suelo-estructura es con base en resortes equivalentes. Por consiguiente, en este trabajo se hará alusión a dicha modelación matemática para estudiar el entorno de estabilidad de la estructura de los puentes por el paso de avenidas.

Las características del suelo son sustituidas por resortes dinámicos. La evaluación de las rigideces dinámicas se puede realizar de dos formas:

- a) Considerar sólo la superficie de la cimentación, de manera que el valor de los resortes se afecten por factores de empotramiento.
- b) considerar la cimentación como un cuerpo, que proporciona rigidez en función de los momentos de inercia con respecto a cada eje de rotación.

En éste tipo de análisis los resortes equivalentes del suelo se evalúan para cada dirección (tres angulares y tres de traslación). El programa de cálculo que se utilizo para evaluar el fenómeno de interacción fue el SAP2000, que posee las características de considerar seis resortes en cada nodo de la cimentación de la estructura.

Funciones de rigidez estática para resortes equivalentes

El suelo sobre el que está desplantada la cimentación se considera como un espacio semiinfinito, de comportamiento elástico, homogéneo e isótropo, el cual es representado por resortes lineales y angulares.

En condiciones de carga estática, (***Dobry y Gazetas, 1986***) proponen las expresiones de las tablas 5.12 y 5.13 para evaluar la rigidez del suelo en traslación y giro, en cimentaciones con distinta forma geométrica. Otros investigadores en vez de utilizar la geometría real de la estructura, ocupan una cimentación circular con radio equivalente, el que varía con el modo de vibrar analizado.

De acuerdo con (***Whitman, 1972***) el valor del radio equivalente resulta:

Tabla 5.11 Valor del radio equivalente (r_o)

Modo de vibración	R para cimentación rectangular	No. de ecuación
Vertical	$1.128 (BL)^{1/2}$	1
Horizontal	$1.128 (BL)^{1/2}$	2
Giro	$1.141 (BL^3)^{1/4}$	3
Torsión	$0.96 (BL(B^2+L^2))^{1/4}$	4

Las ecuaciones 1 y 2 de la tabla 5.11 se obtienen al igualar las áreas de cimentación real con la equivalente. Para las ecuaciones 3 y 4 se realiza el mismo procedimiento con los momentos de inercia, en cada dirección, figura 5.15.

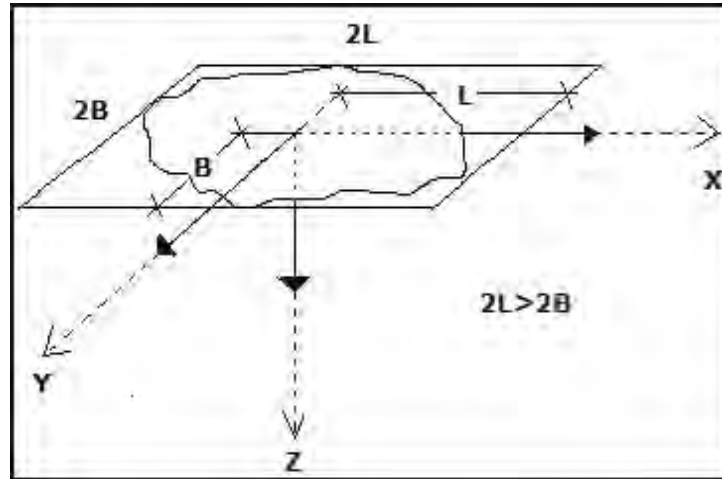


Figura 5.15 Definición de parámetros.

Cuando se utiliza una cimentación circular equivalente (tabla 5.11), en las ecuaciones de la tabla 5.12 el valor de B es sustituido por r_0 (radio equivalente).

Tabla 5.12 Definición de símbolos básicos y parámetros requeridos para las ecuaciones de (Dobry y Gazetas, 1986)

Modo de vibración	Eje	Elemento mecánico	Rigidez estática	Amortiguamiento	Parámetros requeridos			
					Específico para cada modo	Expresión para círculos	Expresión para rectángulos	
Vertical	Z	V	Cortante	K_z	C_z	Área, A	$A = \Pi B^2$	$A = 4LB$
Horizontal (dirección corta)	Y	H_y	Normal dir. corta	K_y	C_y	Área, A	$A = \Pi B^2$	$A = 4LB$
Horizontal (dirección larga)	X	H_x	Normal dir. larga	K_x	C_x	Área, A	$A = \Pi B^2$	$A = 4LB$
Giro (dirección corta)	X	M_x	Momento dir. corta	K_{rx}	C_{rx}	Momento de inercia, I_x	$I_x = \Pi B^4/4$	$I_x = 4LB^3/3$
Giro (dirección larga)	Y	M_y	Momento dir. larga	K_{ry}	C_{ry}	Momento de inercia, I_y	$I_y = \Pi B^4/4$	$I_y = 4L^3B/3$
Torsión	Z	M_t	Momento de torsión	K_t	C_t	Momento polar de inercia, J	$J = \Pi B^4/2$	$J = 4LB(L^2 + B^2)/3$

Tabla 5.13 Expresiones para el cálculo de rigidez estática
(Dobry y Gazetas, 1986)

Modo de vibración	Geometría de la cimentación			No. de ecuación
	Forma general	Círculo	Tipo lineal	
Vertical	$K_z = S_z 2LG / (1-\nu)$ $S_z = 0.8$ para $A/(4L^2) < 0.02$ $S_z = 0.73 + 1.54(A/4L^2)$, si $A/(4L^2) > 0.02$	$K_z = 4GB / (1-\nu)$	$K_z / 2L = 0.8G / (1-\nu)$	5
Horizontal (dirección corta)	$K_y = S_y 2LG / (2-\nu)$ $S_y = 2.24$ para $A/(4L^2) < 0.16$ $S_y = 4.5(A/(4L^2))^{0.38}$, si $A/(4L^2) > 0.16$	$K_y = 8GB / (2-\nu)$	$K_y / 2L = 2.24G / (2-\nu)$	6
Horizontal (dirección larga)	$K_x = K_y - 0.21LG(1-B/L) / (0.75 - \nu)$	$K_x = 8GB / (2-\nu)$	-	7
Giro (dirección corta)	$K_{rx} = S_{rx} G L x^{0.75} / (1-\nu)$ $S_{rx} = 2.54 / (B/L)^{0.25}$, para $B/L < 0.4$ $S_{rx} = 3.2$, para $B/L > 0.4$	$K_{rx} = 2.667G^3 / (1-\nu)$	$K_{rx} / 2L = 1.57GB^2 / (1-\nu) \cdot (1 + [0.31 \ln(3-4\nu)]^2)$	8
Giro (dirección larga)	$K_{ry} = 3.2G L y^{0.75} / (1-\nu)$	$K_{ry} = 2.667G^3 / (1-\nu)$	-	9
Torsión	$K_t = S_t G J^{0.75}$ $S_t = 3.8 + 10.7(1-B/L)^{10}$	$K_t = 5.333GB^3$	-	10

En el trabajo realizado **Sánchez (1997)**, comprueba los errores en las formulas propuestas por **Whitman (1972)**, al considerar una cimentación con radio equivalente respecto a la forma real, la diferencia entre ambos valores es distante.

5.2.5.2 Efecto de acoplamiento y empotramiento

Varios investigadores han realizado estudios para determinar el aumento de la rigidez estática, en función de la longitud de empotramiento de la cimentación (D).

En la dirección vertical, la rigidez estática aumenta por el incremento del área de contacto entre la cimentación y suelo. Así se tienen expresiones para evaluar el efecto de empotramiento de una cimentación; la que se considera como un cuerpo sin masa, y espesor delgado.

Sánchez (1997), presenta las siguientes expresiones para una cimentación con empotramiento D , localizada en un suelo donde el estrato resistente está a una profundidad H_s :

$$FE_h = \left(1 + \frac{R_h}{2 \bullet H_s}\right) \bullet \left(1 + \frac{2 \bullet D}{3 \bullet R_h}\right) \bullet \left(1 + \frac{5 \bullet D}{4 \bullet R_h}\right) \quad (5.41)$$

$$FE_r = \left(1 + \frac{R_r}{6 \bullet H_s}\right) \bullet \left(1 + \frac{2 \bullet D}{R_r}\right) \bullet \left(1 + \frac{0.71 \bullet D}{H_s}\right) \quad (5.42)$$

$$FE_v = \left(1 + \frac{1.28 \bullet R_h}{H_s}\right) \bullet \left(1 + \frac{0.5 \bullet D}{R_h}\right) \bullet \frac{\left(1 + \left(0.85 - \frac{0.28 \bullet D}{R_h}\right) \bullet \left(\frac{D}{H_s}\right)\right)}{1 - \left(\frac{D}{H_s}\right)} \quad (5.43)$$

donde:

FE_h = Factor de empotramiento horizontal

FE_r = Factor de empotramiento de rotación

FE_v = Factor de empotramiento vertical

R_h , R_r , R_t = Radio equivalente de desplazamiento horizontal, giro y torsión

H_s = Tirante en el cual se alcanza la máxima socavación

D = Profundidad de desplante de la cimentación.

Los valores de R_h y R_r se obtienen de las ecuaciones 2 y 3 de la tabla 5.11. Las ecuaciones se aplican en dirección horizontal, de giro y vertical, respectivamente.

En cimentaciones rectangulares, Pais y Kausel proponen para un estrato homogéneo e isótropo (semiespacio) las ecuaciones:

$$FE_{x,y} = 1 + \left(\frac{0.33 + 1.34}{\left(1 + \frac{L}{B}\right)} \right) \bullet \left(\frac{D}{B}\right)^{0.8} \quad (5.44)$$

$$FE_{rx} = 1 + \left(\frac{D}{B}\right) + \left(\frac{1.6}{\left(0.35 + \frac{L}{B}\right)}\right) \cdot \left(\frac{D}{B}\right)^2 \quad (5.45)$$

$$FE_{ry} = 1 + \left(\frac{D}{B}\right) + \left(\frac{1.6}{\left(0.35 + \left(\frac{L}{B}\right)^4\right)}\right) \cdot \left(\frac{D}{B}\right)^2 \quad (5.46)$$

$$FE_t = 1 + \left(\frac{1.3 + 3.2}{\left(\frac{L}{B}\right)}\right) \cdot \left(\frac{D}{B}\right)^{0.9} \quad (5.47)$$

donde:

$FE_{x,y}$ = Factor de empotramiento horizontal

FE_{rx} = Factor de empotramiento de K_{rx} (rigidez del resorte angular sobre la dirección corta de la cimentación).

FE_{ry} = Factor de empotramiento de K_{ry} (rigidez del resorte angular sobre la dirección larga de la cimentación).

FE_t = Factor de empotramiento de torsión

B = Ancho de la cimentación

L = Longitud de la cimentación

D = Profundidad de desplante de la cimentación

Sánchez (1997), presenta las expresiones siguientes, que están en función de la relación de Poisson (ν), el empotramiento (D) y el radio equivalente r_0 :

$$FE_v = 1 + 0.6 \cdot (1 - \nu) \cdot \left(\frac{D}{R_h}\right) \quad (5.48)$$

$$FE_h = 1 + 0.55 \cdot (2 - \nu) \cdot \left(\frac{D}{R_h} \right) \quad (5.49)$$

$$FE_r = 1 + 1.2 \cdot (1 - \nu) \cdot \left(\frac{D}{R_h} \right) + 0.2 \cdot (2 - \nu) \cdot \left(\frac{D}{R_r} \right)^3 \quad (5.50)$$

donde:

FE_h = Factor de empotramiento horizontal

FE_r = Factor de empotramiento de rotación

FE_v = Factor de empotramiento vertical

R_h, R_r = Radio equivalente de desplazamiento horizontal y giro

D = Profundidad de desplante de la cimentación

ν = Relación de Poisson

Sánchez (1997), presenta una grafica aplicable a la rigidez vertical, en función de la relación de Poisson y la razón D/R_h , ver figura 5.16.

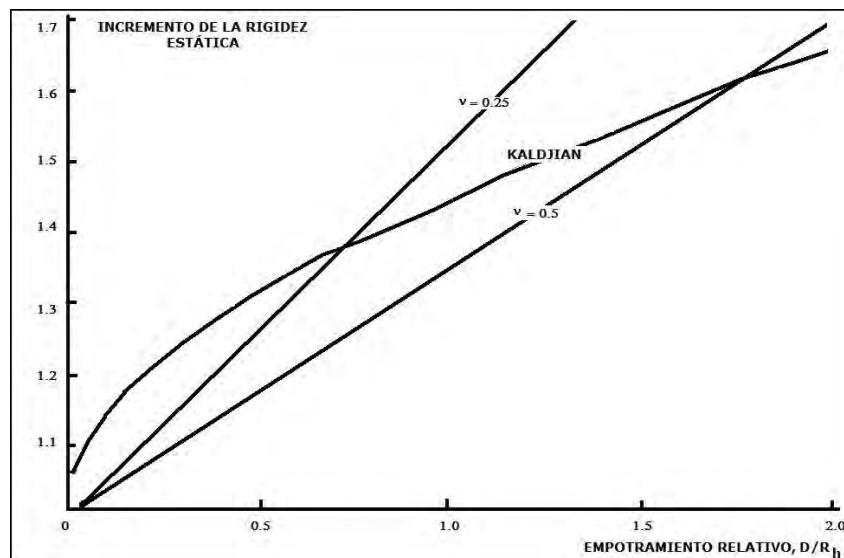


Figura 5.16 Variación de la rigidez Vs empotramiento

5.2.5.3 Módulo de cortante, G

En forma esquemática el *módulo de cortante* es la pendiente recta que une los extremos de un ciclo de cargas en la curva esfuerzo-deformación. Las variables más importantes para evaluar el módulo de cortante son:

1. Amplitud de la deformación
2. Esfuerzos medios efectivos y tiempo de aplicación
3. Relación de vacíos
4. Características de los granos y estructura del suelo
5. Historia de esfuerzos
6. Frecuencia de vibraciones de máquinas colocadas sobre la cimentación
7. Grado de saturación
8. Temperatura

Las primeras cinco variables son consideradas directas o indirectamente en los procesos para evaluar el valor de G , estos métodos incluyen: *evaluación en campo, pruebas en laboratorio y expresiones que relacionan el módulo de cortante, con otras propiedades fáciles de medir en campo.*

Para este estudio se usará la tabla 5.14; que corresponde para deformaciones pequeñas, a corto plazo y en condiciones no drenadas.

Tabla 5.14 Valores típicos del módulo de cortante para amplitudes de pequeña deformación (Sánchez, 1997)

Tipo de suelo	Módulo de cortante (kg/cm ²)
Arcilla suave	210-350
Arcilla dura	700-1400
Arcilla muy dura o dura	≥1400
Arena densa media*	350-1050
Arena densa*	700-1400
Grava densa media*	1050-1750
Grava densa*	1400-2800

Nota: *Para cimentaciones superficiales

Relación de Poisson, ν

En problemas de interacción suelo-estructura, la *relación de Poisson* que es la razón de la deformación axial con respecto a la transversal y la densidad de masa; influyen en valor de la velocidad de ondas de cortante de suelo y se consideran “propiedades importantes”. Los valores de ν , según sea el tipo de suelo se pueden tomar de la tabla 5.15:

Tabla 5.15 Valores de la relación de Poisson
(Sánchez, 1997)

Tipo de suelo	ν
Arcilla saturada no drenada	0.50
Arcilla parcialmente saturada	0.35-0.45
Arena densa o grava	0.40-0.50
Arena media densa o grava	0.30-0.40
Limo	0.30-0.40

5.3 CRITERIO PARA DETERMINAR EL ANCHO Y LA ALTURA DE PUENTES

En la literatura se dispone del trabajo de (Sánchez *et al*, 2004) en el cual se propone un criterio para determinar el ancho y altura recomendables en puentes a fin de sufrir daños por tránsito de avenidas.

Cuando en los ríos se presentan crecientes con gastos muy grandes, en atención a que los gastos de material sólido son notoriamente menores que los de agua, el fondo de los cauces prácticamente no se profundiza por lo cual, para conducir los caudales extraordinarios, los anchos de los ríos y sus tirantes se incrementan considerablemente. Estos fenómenos dan lugar a que se colapsen los puentes colocados en estos ríos si no tienen la longitud y la altura necesarias para resistir el paso de las crecientes. Este método permite determinar cuáles podrían ser esas longitudes y alturas.

Este método resulta adecuado para enfrentar situaciones de emergencia, como la reconstrucción rápida de los puentes dañados para reiniciar pronto el tránsito. El método se desarrolla teniendo en cuenta los datos de varios puentes que no sufrieron daños y de otros que se colapsaron durante las crecientes.

Las pendientes longitudinales pueden estimarse en las zonas adyacentes a los puentes mediante planos topográficos con escalas relativamente grandes. Las secciones transversales de los valles suelen tener pendientes más o menos simétricas de la zona más baja hacia el límite de los valles.

El material granular de los terrenos de estos valles suele tener diámetros medios desde $D = \pm 0.00005$ m en arena muy fina y pendiente $S = \pm 0.00001$, hasta $D = \pm 0.005$ m en gravas con pendientes $S = \pm 0.001$. Suponiendo que el coeficiente de rugosidad según Manning depende del tamaño de los granos.

De acuerdo a estas ideas, se elaboraron tres programas, los cuales están disponibles con los autores (**Sánchez et al, 2004**).

CAPÍTULO VI

REVISIÓN DE UN PUENTE DAÑADO POR EL PASO DE UNA AVENIDA EXTRAORDINARIA

6.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PUENTE DE LA COLONIA OBRERA (CHIAPAS)

El puente de la colonia obrera está ubicado en la Ciudad de Tapachula Chiapas, que cruzaba el río Coatán, este puente quedó completamente destrozado por el paso del Huracán Stan, tal como se mostro en el capítulo II, ya que el paso de la avenida desapareció por completo los terraplenes de acceso. Este puente falló por el efecto de la socavación en la base de las pilas.

Información básica

Datos de geotecnia.

En aspectos generales sobre estudios realizados en la zona se encontró que se trata de un suelo homogéneo de tipo friccionante; la estratigrafía está compuesta principalmente por gravas con arena y boleos chicos (mezcla grava-arena, arena gruesa), con un peso volumétrico igual a 1,600 kg/m³. El diámetro promedio de las partículas de suelo superficial se considera igual a 4 mm (**Sántiz, 2007**).

Datos Hidráulicos

La avenida máxima extraordinaria durante el Huracán Stan fue de 3,000 m³/s con una velocidad promedio de 5.88 m/s y un tirante máximo de 4 m la avenida provocó gran cantidad de arrastre de cuerpos flotantes (**Sántiz, 2007**).

Geometría

La geometría de la estructura se muestra en las figuras 5.22 y 5.23. Las características generales de la estructura son:

Longitud del puente = 30 m

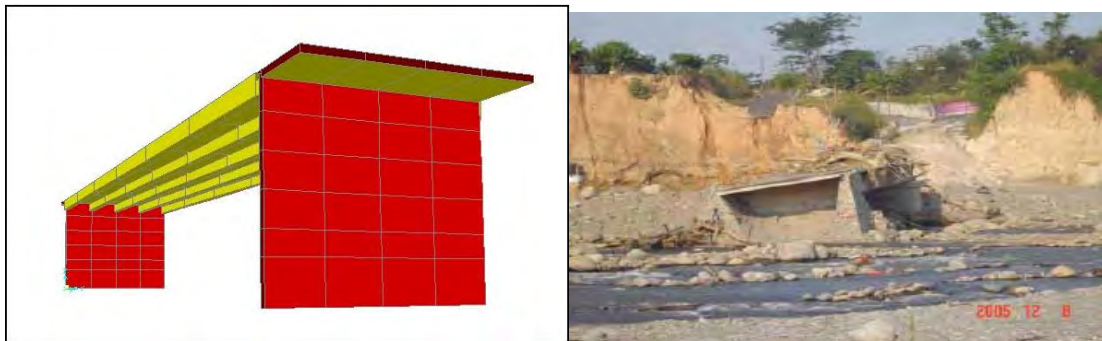
Altura de estribos = 6 m

Espesor de estribos = 0.2 m

Ancho de losa de rodamiento = 7 m

5 traveses de sección = 0.3 m ancho x 0.6 m de peralte

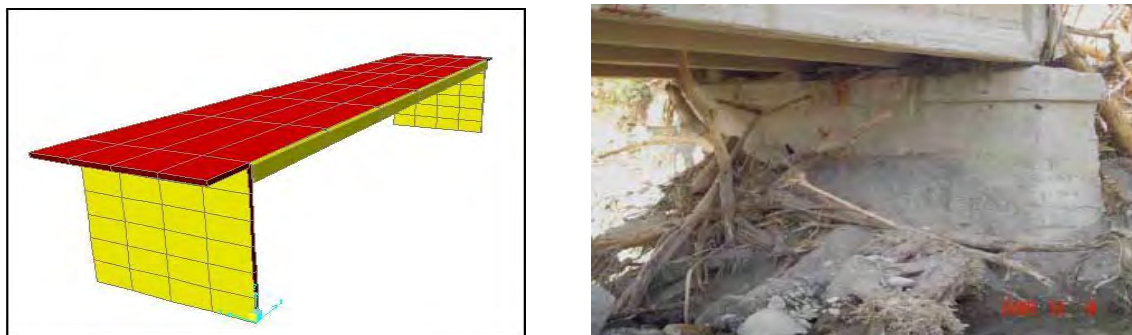
Peralte de losa = 0.2 m



Modelo analizado

Puente dañado

Figura 5.22 Sección longitudinal de Puente dañado



Modelo analizado

Estribo dañado

Figura 5.23 Sección transversal de Puente dañado

6.2 CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN

a) Cálculo de la socavación general

Con base en datos geotécnicos, hidráulicos, geométricos y estructurales, se realizó el cálculo de la socavación general con el método propuesto por Lischtvan-Levediev Modificado.

Datos requeridos:

Longitud libre entre estribos, $L = 30$ m

Ancho efectivo del canal, $B_e = 132$ m

Tirante medio, $H_m = 4$ m

Peso volumétrico seco, $\gamma_d = 1.6$ ton/m³ (tabla 5.4)

Diámetro promedio de las partículas, $d_{50} = 4$ mm

Velocidad de la corriente, $V_r = 5.88$ m³/s

Gasto máximo, $Q_d = 3,000$ m³/s

$T_r = 100$ años (puente de importancia media; de acuerdo a parámetros de la ecuación 4.29)

Ecuación 4.16:

$$\mu = 1 - \left(\frac{0.387 \cdot V_r}{L} \right)$$

Ecuación 4.18:

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

Ecuación 4.29:

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \cdot \ln(T_r)$$

Ecuación 4.33:

$$H_s = \left[\frac{(5,780 \cdot H^{1.66})}{\beta \cdot \gamma_d^{1.18}} \right] \left(\frac{\gamma_d^{0.75}}{66.28 + \gamma_d^{0.75}} \right)$$

Sustituyendo valores en ecuación 4.16:

$$\mu = 1 - \frac{0.387 \times 5.88}{30} = 0.92$$

Sustituyendo valores en ecuación 4.18:

$$\alpha = \frac{3,000}{4^{5/3} \times 132 \times 0.92} = 2.45$$

Sustituyendo valores en ecuación 4.29:

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \times \ln(100) = 0.995$$

Sustituyendo valores en ecuación 4.33:

$$H_s = \left[\frac{5780 \times 2.45 \times 4^{5/3}}{0.995 \times 1.6^{1.18}} \right] \left(\frac{1.6^{0.75}}{66.28 + 1.6^{0.75}} \right) = 1.268m$$

Profundidad de la socavación general = 1.30 m

b) Cálculo de la Socavación local

La socavación local se analizó con los métodos de Laursen-Toch, Yaroslavtziev y Maza.

1.- Método de Laursen-Toch

Datos requeridos:

- a) Sección de la pila, (a= 7 m de largo, b=0.2 m de ancho)
- b) Tirante medio, $H_m = 4$ m

Ecuación 4.36:

$$s = K_1 \cdot K_2 \cdot b$$

$K_1 = 2.4$ (Figura 4.4).

$K_2 = 1.0$ (Tabla 4.10).

$b = 0.2$ m

Sustituyendo valores:

$$s = 2.4 \times 1.0 \times 0.2 = 0.48m$$

Profundidad de la socavación local = 0.50 m

2.- Método de Yaroslavtziev

Datos requeridos:

- a) Tirante medio, $H_m = 4$ m
- b) Diámetro promedio de las partículas, $d_{50} = 4$ mm
- c) Velocidad de la corriente, $V_r = 5.88$ m³/s
- d) Ángulo de incidencia en las pilas = 0°

Ecuación 4.38:

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

$K_f = 12.40$ (Figuras 4.6 a 4.8).

$K_v = 0.265$ (Figura 4.9).

$e = 1$, debido a que la pila está en un cauce de avenidas

$K_h = 0.05$ (Figura 4.10).

$V_r = 5.88$ m³/s

$g = 9.8$ m/s²

$d = 0.04$ cm; dado que el diámetro de la partícula es menor de 0.5 cm es despreciado.

Sustituyendo valores:

$$s = \frac{12.4 \times 0.265 (1 + 0.05) \times 5.88^2}{9.8} = 12.17m$$

Con la conclusión de **Maza (1966)**, tenemos que con el tirante existente la velocidad relativa es alta y se alcanza la condición expresada por el Método de Laursen-Toch, la cual fija valores extremos de socavación bajo condiciones específicas de la corriente; con velocidades grandes. Por lo tanto la profundidad de socavación obtenida por el Método de Yaroslavtziev se desprecia.

3.- Método de Maza

Datos requeridos:

- a) Sección de la pila, (L= 7 m de largo, a = 0.2 m de ancho).
- b) La pila está alineada con el flujo:
 $f_c = 1.0$, $a' = 0.2$ m
- c) Tirante medio, $H_s = 4$ m
- d) $V_r = 5.88$ m³/s
- e) $g = 9.8$ m/s²

La Figura 4.11 muestra la gráfica con las relaciones:

Tirante medio/ancho de la pila:

$$\frac{H_s}{a'}$$

Número de Froude (adimensional):

$$F_r^2 = \frac{V_r^2 \cdot f_c}{g \cdot H_s}$$

Sustituyendo:

$$\left(\frac{4}{0.2} = 20 \Rightarrow 5.5, \quad F_r^2 = \frac{5.88^2 \times 1.0}{9.8 \times 4} = 0.882, \quad \frac{H_s}{a'} \right)$$

Entrando a la gráfica y despejando d_s :

$$\frac{H_s + d_s}{a'} = 8.3$$

$$d_s = (8.3 - H_s)a' \Rightarrow d_s = 0.86m$$

Profundidad de la socavación local = 0.85 m

Con base en la literatura estudiada, los efectos de socavación que se presentaron durante el paso de la avenida fueron:

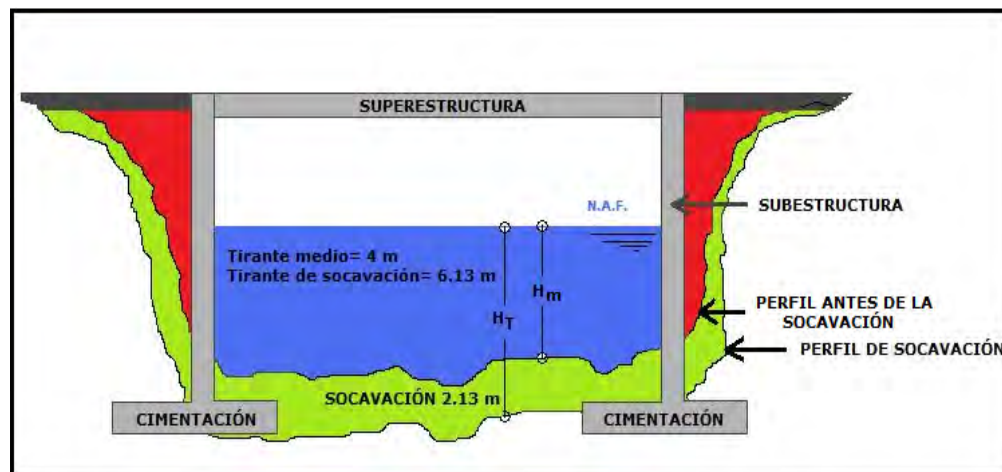
Socavación General: 1.30 m

Socavación Local Método de Laursen-Toch: 0.50 m

Socavación Local Método de Maza: 0.85 m

Para la socavación local, se consideró la obtenida por el Método de Maza; debido a que está basado y calibrado con los Métodos de Laursen-Toch y Yaroslatsiev.

Socavación Total: 1.30 m + 0.85 m = 2.15 m



Perfil de socavación antes y después del paso de la avenida

6.3 CÁLCULO DE LAS FUERZAS QUE INTERVIENEN EN EL ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

6.3.1 Empuje hidrodinámico del agua

En el apartado 5.1.1.4.4 se enuncian las expresiones para determinar el empuje hidrodinámico del agua E_H .

Ecuación 5.5:

$$p = 0.5003 \cdot C_D \cdot V^2$$

Datos:

Velocidad de la corriente, $V_r = 5.88$ m/s

Coefficiente de arrastre longitudinal, $C_D = 1.4$; debido a la acumulación de árboles y basura en las pilas.

Área expuesta de las pilas A_D : (0.2 m ancho x 4 m tirante medio)

$$p = 0.5003 \times 1.4 \times (5.88)^2$$

$$p = 24.21 \text{ KPa} \times 0.101971$$

$$p = 2.47 \text{ ton/m}^2$$

El empuje total (P) es producto de la presión promedio por el área expuesta (A_D):

Ecuación 5.6:

$$P = p \cdot A_D$$

$$P = 2.47 \times (0.2 \times 4.0)$$

$$P = 1.97 \text{ ton}$$

$$E_H = 2 \text{ ton}$$

6.3.2 Fuerzas de viento

El apartado 5.1.2.1.5 indica que en puentes construidos a base de traveses y losa que tengan una longitud de claro no mayor a 38 m, se pueden aplicar las siguientes cargas:

Carga de viento sobre superestructura:

- 244 kg/cm² en dirección transversal
- 59 kg/m² en dirección longitudinal

En éste cálculo se desprecia la carga de viento sobre carga viva, ya que el tránsito por el puente durante la avenida se considera que fue restringido.

Datos:

Longitud del puente = 30 m

5 traveses con sección: 0.3 m ancho x 0.6 m de peralte.

Espesor de estribos = 0.2 m

Altura de los estribos = 6 m

Área transversal expuesta = (0.2 m ancho x 6 m altura)

Área longitudinal expuesta = (30 m largo x 0.8 m altura)

a) Presión transversal:

$$P_{\text{transv.}} = 0.244 \times (0.2 \times 6)$$

$$\mathbf{FVT = 0.30 \text{ ton}}$$

b) Presión longitudinal:

$$P_{\text{Long.}} = 0.059 \times (30 \times 0.8)$$

$$\mathbf{FVL = 1.40 \text{ ton}}$$

6.3.3 Empuje de tierras

En el apartado 5.1.2.1.2 se enuncia la expresión para determinar el empuje activo horizontal P_H .

(5.13)

Ecuación 5.13:

$$P_a = \frac{\gamma \cdot H^2 \cdot K_a}{2}$$

Ecuación 5.14:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

ϕ = Ángulo de fricción del material de relleno, ver tabla 5.8

Datos:

$$H = 6 \text{ m}$$

$$\gamma = 1.6 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

$$P_a = \frac{1.6 \times 6^2 \times 0.333}{2} = 9.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Punto de aplicación de la fuerza: 2 m

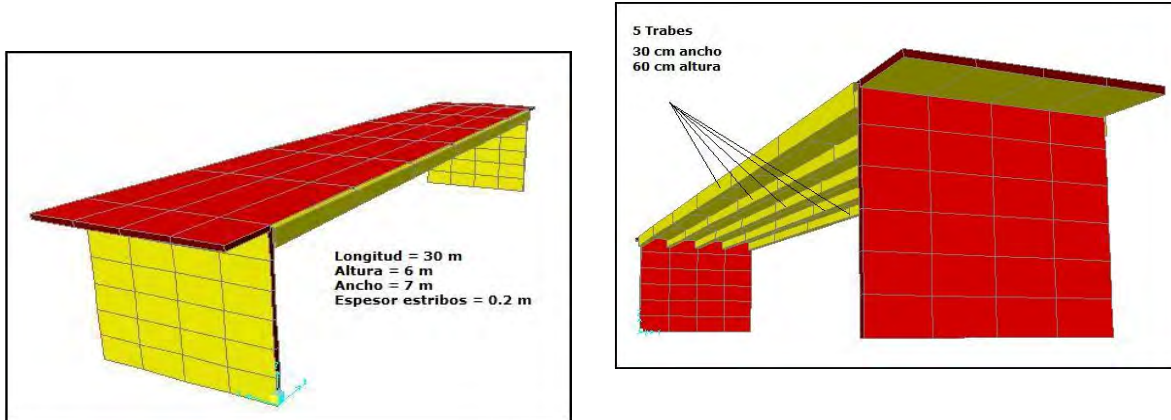
Nota: Dado que la fuerza se aplica a un tercio de la altura del muro obtenemos:

$$P_a = 9.5 \times 2 = 19 \text{ ton}$$

$$P_H = 19 \text{ ton}$$

6.3.4 Fricción

Por reglamento, el apartado 5.1.2.1.6 especifica que la carga de fricción es equivalente al 5% de la *carga muerta* que actúa sobre la subestructura. Se debe a los cambios de temperatura que actúan sobre la superestructura y representa la fuerza de dilatación, transmitida a la subestructura a través de los apoyos.



Datos:

Peso volumétrico del concreto armado: $\gamma = 2.4 \text{ ton/m}^3$ (tabla 5.5)

Longitud del puente = 30 m

Altura de estribos = 6 m

Espesor de estribos = 0.2 m

Ancho de losa de rodamiento = 7 m

Peralte de losa = 0.2 m

5 trabes de sección = 0.3 m ancho x 0.6 m de peralte

a) Volumen de estribos:

$$\text{Vol.} = (0.2 \times 7 \times 6) = 8.2 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. total} = (8.2 \text{ m}^3 \times 2 \text{ elementos}) = \mathbf{16.8 \text{ m}^3}$$

b) Volumen de vigas:

$$\text{Vol.} = (0.3 \times 0.6 \times 30) = 5.4 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. total} = (5.4 \text{ m}^3 \times 5 \text{ elementos}) = \mathbf{27 \text{ m}^3}$$

c) Volumen de losa:

$$\text{Vol.} = (0.2 \times 7 \times 30) = \mathbf{42 \text{ m}^3}$$

$$\text{Volumen total de la estructura} = 16.8 \text{ m}^3 + 27 \text{ m}^3 + 42 \text{ m}^3 = 85.8 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{\text{Peso total de la estructura}} = 85.8 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = \mathbf{205.92 \text{ ton}}$$

$$\mathbf{\text{Fricción}} = 205.92 \times 5\% = \mathbf{10 \text{ ton}}$$

6.3.5 Subpresión

En el apartado 5.1.2.1.3 se enuncia la expresión para determinar la Subpresión ejercida por el agua.

Ecuación 5.15:

$$\text{Subpresión} = \delta \cdot H_m \cdot A_e$$

$$\delta = 0.998 \text{ ton/m}^3$$

$$H_m = 4 \text{ m}$$

$$A_e = \text{Área expuesta: } 0.2 \text{ m ancho} \times 7 \text{ m de largo}$$

$$\text{Área expuesta} = (0.2 \times 7) = 1.4 \text{ m}^2$$

$$P = 0.998 \times 4 \times 1.4 = 5.588 \text{ ton}$$

$$\mathbf{\text{Subpresión}} = \mathbf{6 \text{ ton}}$$

6.4 CÁLCULO DE LAS RIGIDECES DEL SUELO

Con base en los datos geotécnicos, geométricos y estructurales, se realizó el cálculo de las rigideces del suelo, mediante las ecuaciones propuestas por **Dobry y Gazetas (1986)**, expuestas en el apartado 5.2.5.1.

Forma General

Geometría (Rectangular)

Datos:

Ancho de las pilas, $B = 0.20$ m

Largo de las pilas, $L = 7$ m

1.- Cálculo de áreas y momentos de inercia (Tabla 5.12):

a) Modo de vibración Vertical

$$\text{Área: } 4 \times 7 \times 0.2 = 5.6 \text{ m}^2$$

b) Modo de vibración Horizontal (dirección corta)

$$\text{Área: } 4 \times 7 \times 0.2 = 5.6 \text{ m}^2$$

c) Modo de vibración Horizontal (dirección larga)

$$\text{Área: } 4 \times 7 \times 0.2 = 5.6 \text{ m}^2$$

d) Modo de vibración Giro (dirección corta)

$$I_x = \frac{4 \times 7 \times 0.2^3}{3} = 0.75 \text{ m}^4$$

e) Modo de vibración Giro (dirección larga)

$$I_Y = \frac{4x7^3 x 0.2}{3} = 91.46 m^4$$

f) Modo de vibración Torsión:

$$J = \frac{4x7x0.2x(7^2 + 0.2^2)}{3} = 91.54 m^4$$

2.- Cálculo de rigidez estática (tabla 5.13):

Datos:

Módulo de cortante, $G = 3,500 \text{ ton/m}^2$ (ver tabla 5.14) **Arena densa media**

Módulo de Poisson, $\nu = 0.30$ (ver tabla 5.15) **Arena media densa o grava**

2a.- Modo de vibración vertical

$$K_Z = \frac{S_z \cdot 2 \cdot L \cdot G}{1 - \nu}$$

Parámetros:

$$S_z = 0.8; \text{ si } \frac{A}{(4L^2)} < 0.02$$

$$S_z = 0.73 + 1.54 \frac{A}{4L^2}; \text{ si } \frac{A}{(4L^2)} > 0.02$$

Sustituyendo:

$$\frac{5.6}{(4x7^2)} = 0.028$$

Por lo tanto valor utilizado:

$$S_z = 0.73 + 1.54 \frac{5.6}{4 \times 7^2} = 0.774$$

$$K_z = \frac{0.774 \times 2 \times 7 \times 3,500}{1 - 0.3} = 54,180 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

2b.- Modo de vibración horizontal (Y) (dirección corta):

$$K_y = \frac{S_y \cdot 2 \cdot L \cdot G}{2 - \nu}$$

Parámetros:

$$S_y = 2.24; \text{ si } \frac{A}{(4L^2)} < 0.16$$

$$S_y = 4.5 \left[\frac{A}{4L^2} \right]^{0.38} ; \text{ si } \frac{A}{(4L^2)} > 0.16$$

Sustituyendo:

$$\frac{5.6}{(4 \times 7^2)} = 0.028$$

Por lo tanto valor utilizado $S_y = 2.24$

$$K_y = \frac{2.24 \times 2 \times 7 \times 3,500}{2 - 0.3} = 64,564.71 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

2c.- Modo de vibración horizontal (X) (dirección larga):

$$K_x = K_y - \frac{(0.21 LG) \left[1 - \frac{B}{L} \right]}{0.75 - \nu}$$

Sustituyendo:

$$K_x = K_y - \frac{(0.21 \times 7 \times 3,500) \left[1 - \frac{0.2}{7} \right]}{0.75 - 0.3} = 53,458.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Las rigideces del suelo obtenidas fueron:

$$K_x = 53,458 \text{ ton/m (dirección larga)}$$

$$K_y = 64,564 \text{ ton/m (dirección corta)}$$

$$K_z = 54,180 \text{ ton/m (dirección vertical)}$$

Análisis del modelo

Conociendo las rigideces presentes en la estructura en los tres sentidos (X, Y, Z), el análisis del modelo consistió en llevar a cabo una variación de las mismas; en la dirección corta y vertical, para de esta forma determinar los valores con los cuales la matriz de rigideces tendiera a "cero" y el sistema se indeterminara. En el proceso de análisis se consideró lo siguiente: la condición de apoyos, el número de modo en el que se presentaba la deformación analizada, así como el periodo de vibración de la estructura y su comportamiento. En el Apéndice 4 se presentan los resultados obtenidos en éste análisis.

En la dirección vertical se observó que la estructura tuvo un comportamiento de inestabilidad límite cuando se presentó una rigidez $K_z = 1,000 \text{ ton/m}$ con un periodo de vibración vertical $T = 0.09 \text{ segundos}$. (Ver Apéndice 4).

Por otro lado en la dirección corta se observó que la estructura tuvo un comportamiento de inestabilidad límite cuando se presentó una rigidez $K_y = 2,400 \text{ ton/m}$ con un periodo de vibración longitudinal $T = 0.16 \text{ segundos}$. (Ver Apéndice 4).

Por los periodos de vibración dominantes obtenidos en el análisis, se determinó que el suelo sobre el cual estaba desplantada la cimentación se trató de un suelo duro-rígido (Zeevaert, 1980).

6.5 CÁLCULO DE LA DISTORSIÓN ANGULAR

Las Normas técnicas para cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (*Arnal, 2005*) establecen un límite permisible de distorsión angular de 0.002. Partiendo de dicho límite, la distorsión angular para éste sistema fue el siguiente:

$$\eta = \frac{\Delta}{H}$$

donde:

η = Distorsión angular

Δ = Desplazamiento

H = Altura de la estructura

Con el desplazamiento obtenido se obtuvo:

$$\eta = \frac{0.1774}{6} = 0.029$$

$$\mathbf{0.029 > 0.002}$$

Existen distorsiones angulares límites para determinar el nivel de daño en estructuras (*Braja, 2001*):

Categoría de daño potencial	Distorsión angular η
Peligro a marcos con diagonales	0.0016
Límite seguro para no tener agrietamientos	0.002
Inclinación de estructuras rígidas	0.004

Criterio para el nivel de daños en estructuras

En el capítulo 5.2.3 Desplazamientos laterales (Ecuación 5.19), se enuncia un desplazamiento permisible $\Delta = 0.002h$; donde h es la altura de la estructura. Con lo cual se obtuvo:

$$\Delta = 0.002 \times 6 = 0.012$$

$$\mathbf{0.177 \text{ m} > 0.012 \text{ m}}$$

La distorsión angular presentada fue 14 veces mayor al límite permisible por el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (**Arnal, 2005**); por otro lado se establece un parámetro límite de 0.004 en estructuras rígidas en el nivel de daños potenciales (**Braja, 2001**). Además de que se generó un desplazamiento lateral en la cubierta del puente 15 veces mayor al permisible.

6.6 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

La capacidad última (q_{ult}) del suelo para cimientos largos ($L > 5B$) según las normas **AASHTO (1992)**, se evalúa como:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q \quad (5.27)$$

Datos:

Largo (L) = 7 m

Ancho B límite "estimado" para cumplir ésta Norma:

Ancho B	Parámetro 5B<L
1.38	6.90
1.30	6.50
1.25	6.25
1.20	6.00

Ancho (B) = 1.30 m "estimado"

$\gamma = 1.6 \text{ ton/m}^3$

$c = 0$

$\phi = 30^\circ$; ($N_c = 30.14$, $N_\gamma = 18.4$, $N_q = 22.4$) tabla 5.9.

Factores de forma de la cimentación (ecuaciones 5.28 a 5.30)

$$S_c = 1 + \left(\frac{1.3}{7}\right) \left(\frac{22.4}{30.14}\right) = 1.14$$

$$S_q = 1 + \left(\frac{1.3}{7}\right) \tan 30^\circ = 1.10$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{1.3}{7}\right) = 0.92$$

Por la profundidad de socavación total obtenida, se determinó que la cimentación se desplanto a una profundidad en la que sólo se consideró el efecto de socavación general y no se tomó en cuenta la socavación local.

$$\text{Profundidad de desplante} = 1.27 \text{ m} \times F.S. = 1.4$$

$$\text{Profundidad de desplante} = 1.80 \text{ m}$$

$$q = 1.6 \text{ ton/m}^3 \times 1.8 \text{ m} = 2.90 \text{ ton/m}^2$$

El nivel freático del agua influyó en la capacidad última de carga del suelo, ya que actuó sobre el peso específico del material.

Para materiales con $\phi < 37^\circ$, el peso del material es:

$$\text{Dado que } Z_w \leq 0; \text{ se empleo } \gamma = \gamma' \quad (5.38)$$

$$q_{ult} = 0.5 \times 1.6 \times 1.30 \times 18.4 \times 0.92 + 2.9 \times 22.4 \times 1.10$$

$$q_{ult} = 8.9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_a = 0.25 \times 8.9 = 2.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

6.7 REVISIÓN DE LA CONDICIÓN DE SEGURIDAD POR CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

$$q_{m\acute{a}x} \leq \frac{q_{ult}}{FS} \quad (5.22)$$

Datos:

Ancho (B) = 1.30 m, Largo (L) = 7 m

$7/6 = 1.66 \text{ m}$

$e_L = 0$

Si $e_L < L/6$:

$$q_{\max} = 144 \cdot \left(\frac{(1 + 0)}{7 \cdot (1.3 \cdot 7)} \right) = 2.26 \quad (5.23)$$

FS = 3

Q = 206 ton (carga total obtenida en el cálculo de fricción)

Q = (206x1.4) / 2 estribos = 144 ton

$$2.26 \leq \frac{8.9}{3} = 2.96 \therefore O.K.$$

6.8 REVISIÓN DE LA CONDICIÓN DE SEGURIDAD POR VOLTEO

De donde se obtiene el siguiente Factor de Seguridad:

$$FS = \frac{W \cdot a}{(P_H \cdot b) - (P_V \cdot e) - (E_H \cdot H_1) + (S_p \cdot c)} \quad (5.17)$$

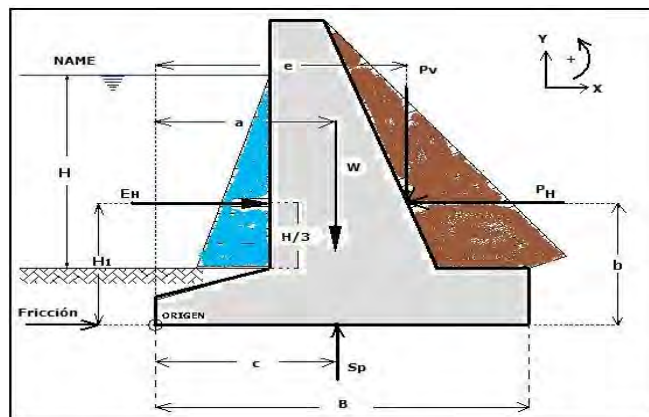


Figura 5.4 Fuerzas presentes en las subestructuras de un puente

Datos:

$W = 206$ ton (carga total obtenida en el cálculo de fricción)

$W = (206 \times 1.4) / 2$ estribos = 144 ton

$a = 0.65$ m

$b = 2$ m

$c = 0.65$ m

$e = 0$

$H = 4$ m

$S_p = 6$ ton

$Fr = 10$ ton

$E_H = 2$ ton

$B = 1.3$ m

$H_f = 1.33$

$P_H = 19$ ton

$$FS = \frac{144 \times 0.65}{(19 \times 2) - (2 \times 1.33) + (6 \times 0.65)} = 2.38 > 2 \therefore O.K.$$

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para el diseño de la cimentación de un puente sobre el cauce de un río, se debe considerar la gran importancia que tiene el tipo de suelo sobre el que se transmitirán las cargas de la superestructura; ya que por muy bien que estén diseñadas las pilas o los estribos, en definitiva, si en el desplante de los apoyos no se consideran las profundidades de socavación probables de acuerdo con las características del cauce y de la cuenca, la erosión del suelo puede originar el colapso de la estructura.

Los factores que afectan la socavación en pilas son: el ancho de la pila, la altura y la velocidad del flujo, las propiedades del fondo del cauce, los elementos de protección colocados alrededor y el tipo de cimentación. Para contrarrestar estos factores existen sistemas de control de socavación, los cuales pueden ser:

- Estructuras de protección: Revestimiento del fondo con gaviones, adoquines, enrocados en un ancho de 8 veces el ancho de la pila, colocación de materiales de gran tamaño como bloques de roca, hexápodos, tetrápodos o bolsacretos.
- Utilizar pilas de forma hidrodinámica.
- Utilizar protecciones de escollera a los lados y sobre los cimientos.

De la revisión de los criterios para valorar la socavación en columnas de puentes se derivaron las conclusiones siguientes:

- Los métodos para analizar la socavación no tienen en cuenta el tiempo de duración de la avenida y el tiempo necesario para degradar el suelo, el cual es mayor en suelos cohesivos, para lo cual en este caso se recomienda adoptar un caudal de diseño con un periodo de retorno menor de tal manera que la ocurrencia de la creciente tenga mayor frecuencia y se den las condiciones para que se presente la máxima profundidad de socavación.
- Las formulas de socavación local que están en función del número de Froude o de la velocidad y que no consideran el tamaño del sedimento, pueden sobreestimar la socavación en los cauces.

- El método de Lischvan-Levediev Modificado es el más usado para encontrar la profundidad de socavación general que se asimila a una socavación por contracción debido al puente y a la cual se le adiciona una profundidad de socavación local que se calcula generalmente por los métodos de Laursen-Toch o Maza.
- Se recomienda no construir puentes en las secciones más estrechas de los cauces porque es el punto donde el área se reduce y por lo tanto, la velocidad del flujo se incrementa provocando una mayor socavación.

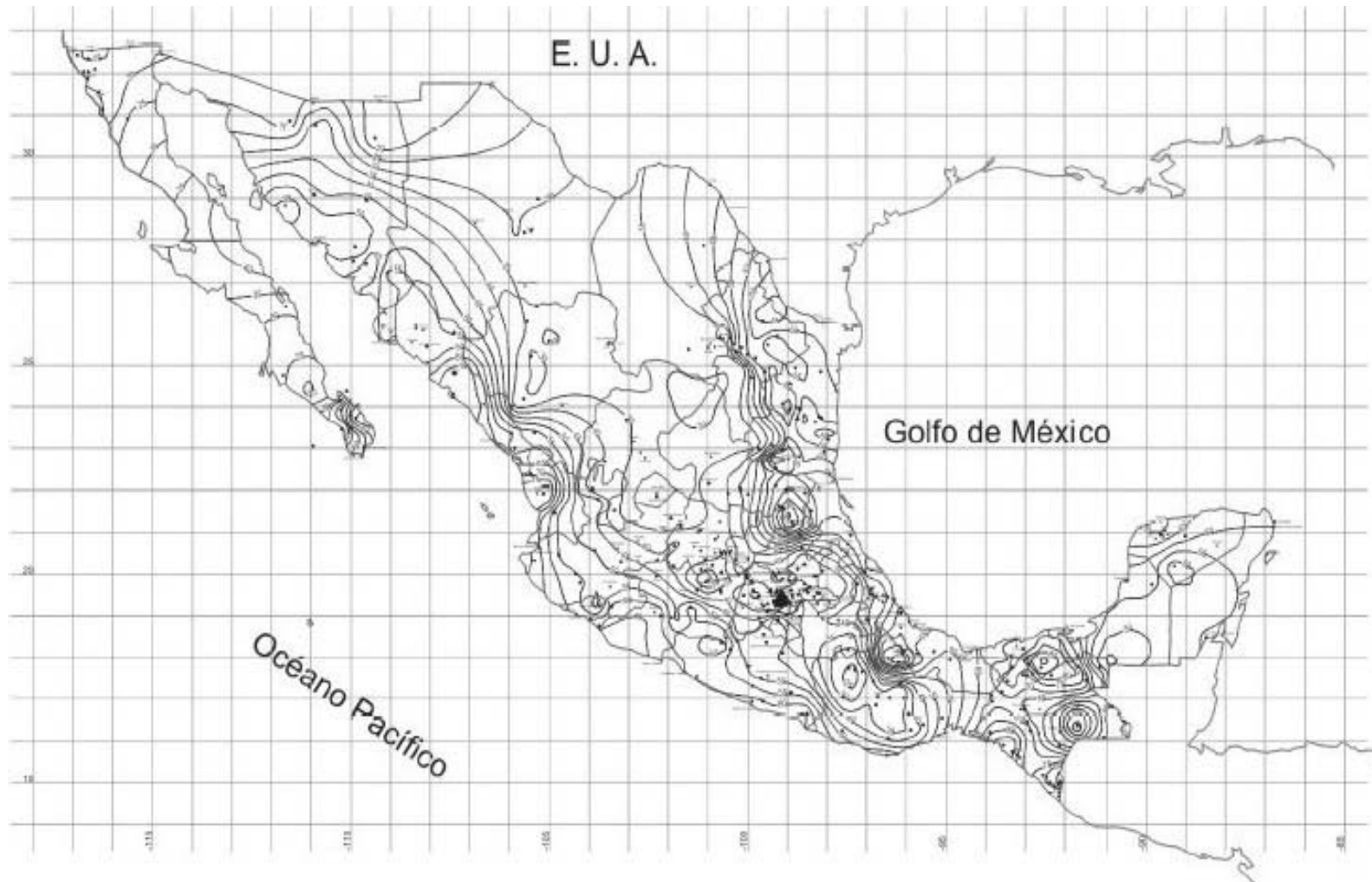
En lo que concierne al diseño estructural del puente ante el tránsito de avenidas extraordinarias se puede comentar lo siguiente:

- Para puentes de múltiples tramos, la superestructura debe constar de una viga continua; ya que una serie de vigas simplemente apoyadas son propensas a una falla progresiva.
- El diseño de puentes se debe analizar en un modelo de interacción suelo-estructura; definiendo las fuerzas actuantes e interpretar su comportamiento. Se propone realizar un análisis con base en los parámetros que se presentan en este trabajo, el cual compila las Normatividades SCT y AASHTO que se tienen hoy en día.
- Los puentes tienen que ser proyectados para resistir los efectos de avenidas extraordinarias, por ello es importante determinar el caudal y la velocidad de corriente más desfavorables.

En este trabajo se realizó la aplicación de estos conceptos de diseño a un caso particular; el puente de la colonia obrera ubicado en la Ciudad de Tapachula Chiapas, que cruzaba el río Coatán. De este ejercicio se pudo ver que en el diseño del puente no se consideró el paso de una avenida extraordinaria y la erosión local que se presentaría; por lo que la profundidad de desplante de la cimentación fue insuficiente para resistir dicho efecto, que provocó el paso de la corriente con una fuerza lateral de 2 toneladas y generó un desplazamiento lateral de 0.17 m en la cubierta del puente, equivalente a una distorsión angular de 0.029; éstos valores fueron mayores a los permisibles. Por lo que se concluye que la estructura no falló por capacidad de carga o por volteo; sino que la avenida ocasionó una erosión que superó la profundidad de desplante de la cimentación lo que provocó su colapso.

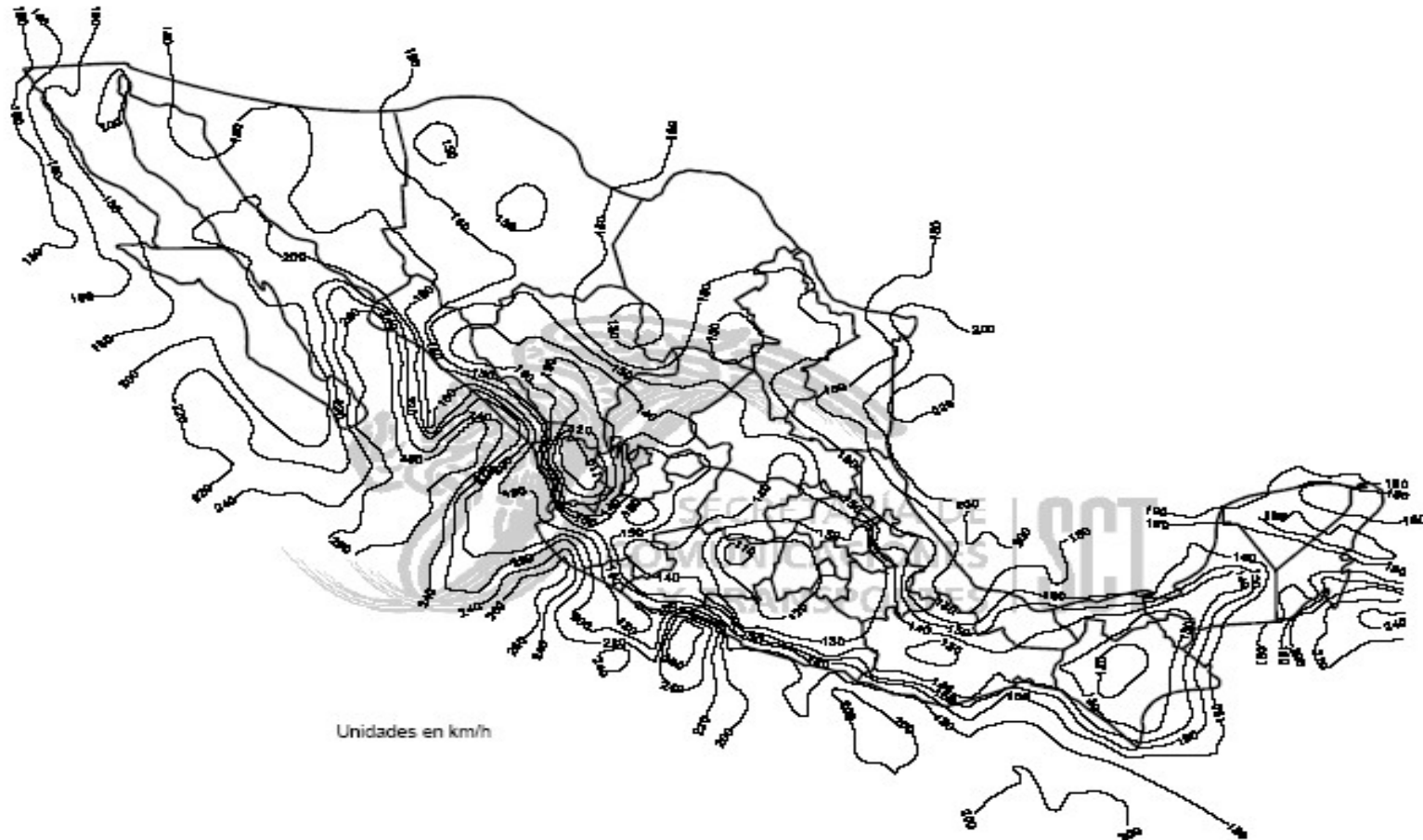
APÉNDICE

1.- Mapa de isoyetas con duración de una hora y con periodo de retorno $T_r = 5$ años (Salas, 2003)



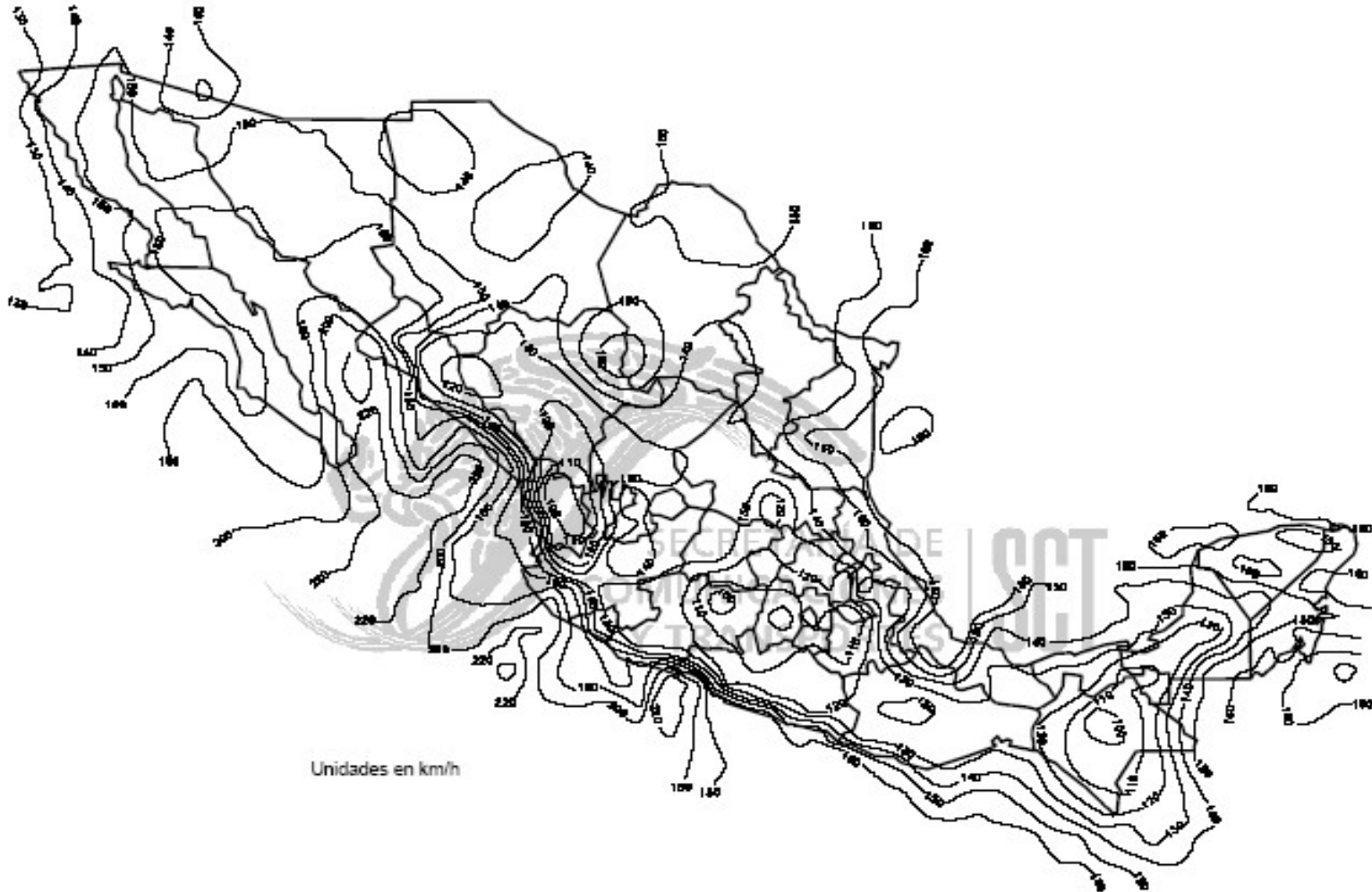
2.- Mapas de velocidades regionales

a) Velocidades regionales de viento para estructuras Tipo A, con un periodo de retorno de 200 años (*IMT, 2008*)



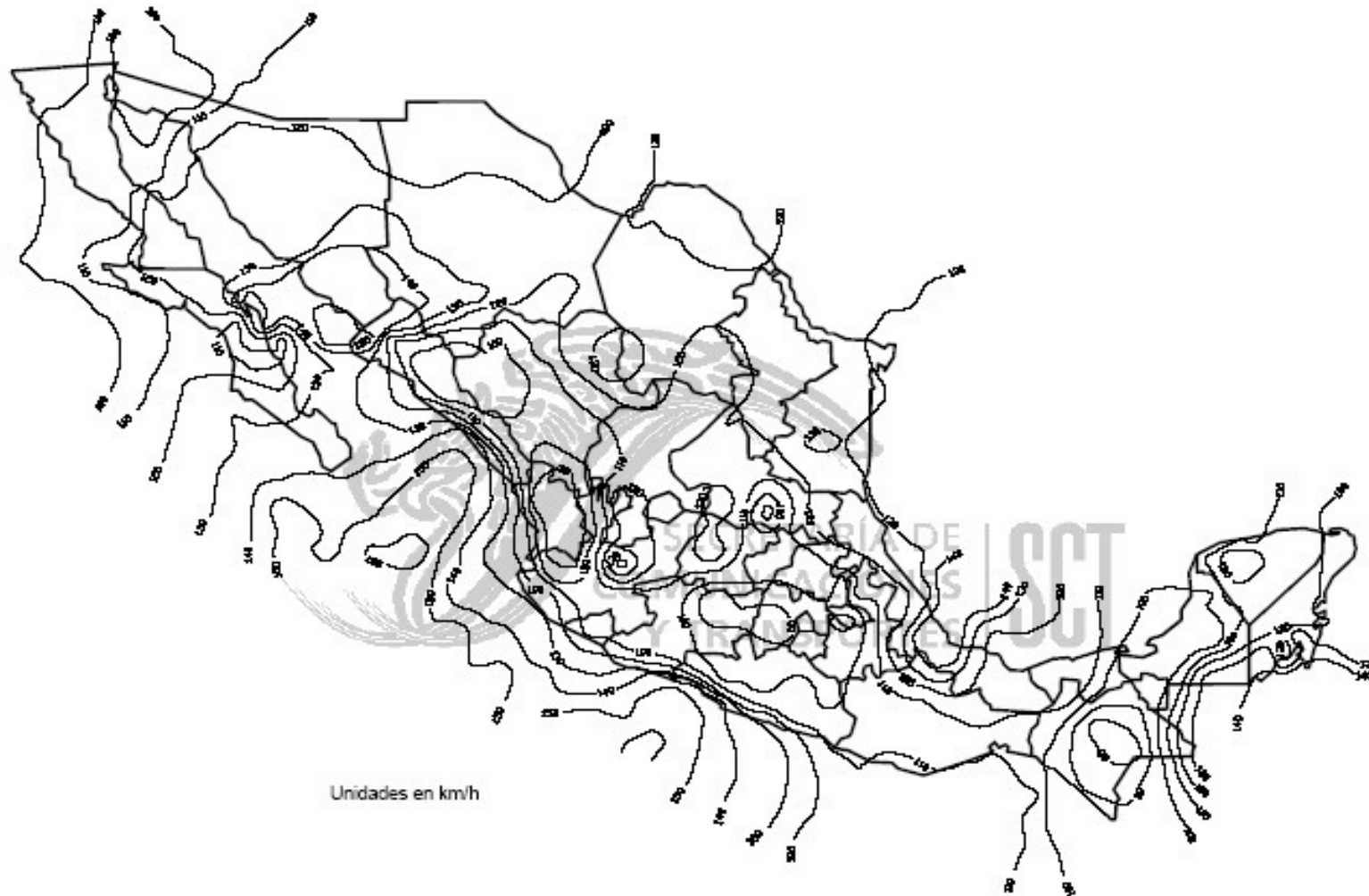
APÉNDICE

b) Velocidades regionales de viento para estructuras Tipo B, con un periodo de retorno de 50 años (*IMT, 2008*)



APÉNDICE

c) Velocidades regionales de viento para estructuras Tipo C, con un periodo de retorno de 10 años (*IMT, 2008*)



APÉNDICE

3.- Inspección de socavación en puentes

**3a Aspectos a inspeccionar aguas arriba en un puente con énfasis en socavación
(Guevara, 1998)**

Condiciones aguas arriba del puente	
Bancos	<p>La condición de estabilidad la proporciona la existencia de vegetación natural como árboles, medidas de estabilización como diques, gaviones, enrocado, revestimientos, etc.</p> <p>La inestabilidad se da cuando hay erosión en las bancas, deslizamiento de laderas, daño en las medidas de estabilización, etc.</p>
Cauce principal	<p>Abierto y despejado con buenas condiciones de flujo, o meándrico o trezado, con el cauce principal formando un ángulo con relación a la orientación del puente.</p> <p>Agradación o degradación del cauce.</p> <p>Evidencia de movimiento del cauce con respecto al puente.</p>
Laderas o zonas de inundación	<p>Evidencia de flujo significativo.</p> <p>Modelos de flujo. ¿El agua sobrepasa la carretera y regresa al cauce principal aguas abajo del puente? ¿O, toda el agua se concentra para pasar por la abertura del puente?</p> <p>Existencia y eficacia de estructuras de alivio.</p> <p>Extensión de la zona de inundación y obstrucción del flujo que se aproxima al puente y a sus accesos.</p> <p>Evidencia de sobrepaso de las vías (basura, erosión de las laderas del terraplén, daño del enrocado o revestimiento).</p>
Basuras	<p>Extensión de la acumulación de basuras y desechos hacia aguas arriba.</p>
Otros aspectos	<p>Existencia de tributarios aguas arriba, puentes, presas, y otras características que pueden afectar las condiciones de flujo en el puente.</p> <p>(Realizar esquemas y tomar fotos).</p>

Banco: Zona específica en la que se encuentra una gran extensión de material

APÉNDICE

3b Aspectos a inspeccionar en un puente con énfasis en socavación

(Guevara, 1998)

Condiciones en el puente	
Subestructura	<p>Evidencia de movimiento de pilas y estribos: movimiento rotacional (chequeo con relación a la línea de plomada); asentamiento (chequeo de discontinuidades en las líneas de la subestructura y superestructura, en los rieles del puente, desgaste de zapatas.</p> <p>Daño de las medidas de control que protegen las fundaciones (enrocado, tablestacados, muros guía, etc.).</p> <p>Cambios en la elevación del lecho del cauce cerca a los terraplenes de acceso (exposición de elementos enterrados).</p> <p>Cambios en la sección transversal del lecho del río en la zona del puente, incluyendo la localización y posición de huecos de socavación.</p>
Superestructura	<p>Evidencia de sobrepaso del puente. ¿Está la superestructura anclada a la subestructura de forma que se prevengan desplazamientos durante crecientes?</p> <p>Evidencia de obstrucción al paso del flujo. ¿La superestructura colecta basuras o por el contrario tiene una sección amplia?</p> <p>Diseño. Es la superestructura vulnerable a falla en el evento de movimientos de los terraplenes de acceso (por Ej. luces simples y diseño no adecuado para transferencia de cargas).</p>
Protección del cauce y medidas de control	<p>Enrocado. ¿Está enrocado efectivamente protegiendo todo el talud hasta el lecho del río, está deteriorado o ha sido removido? ¿Está intacto el enrocado de las pilas o ha sido removido o reemplazado por material de transporte? ¿Hay muestras de enrocado aguas abajo del puente?</p> <p>Muros encauzadores. ¿Están en su sitio o han sido dañados por erosión o socavación?</p> <p>Cauce y lecho. ¿Está la corriente del cauce atacando pilas y estribos a cierto ángulo? ¿Hay evidencia de erosión y socavación? ¿Ha cambiado la sección transversal desde la última medición?</p>
Cauce	<p>¿El curso de agua luce pequeño en relación con la corriente y la zona de inundación?</p> <p>¿Hay barras, islas, vegetación y basuras que bloqueen el flujo y lo concentren en una sección del puente y/o hacen que ataque las estructuras?</p> <p>¿Están las estructuras coleccionando basuras que bloqueen el flujo? ¿Los accesos de la vía son usualmente sobrepasados?</p>

APÉNDICE

3c Aspectos a inspeccionar aguas abajo en un puente con énfasis en socavación (Guevara, 1998)

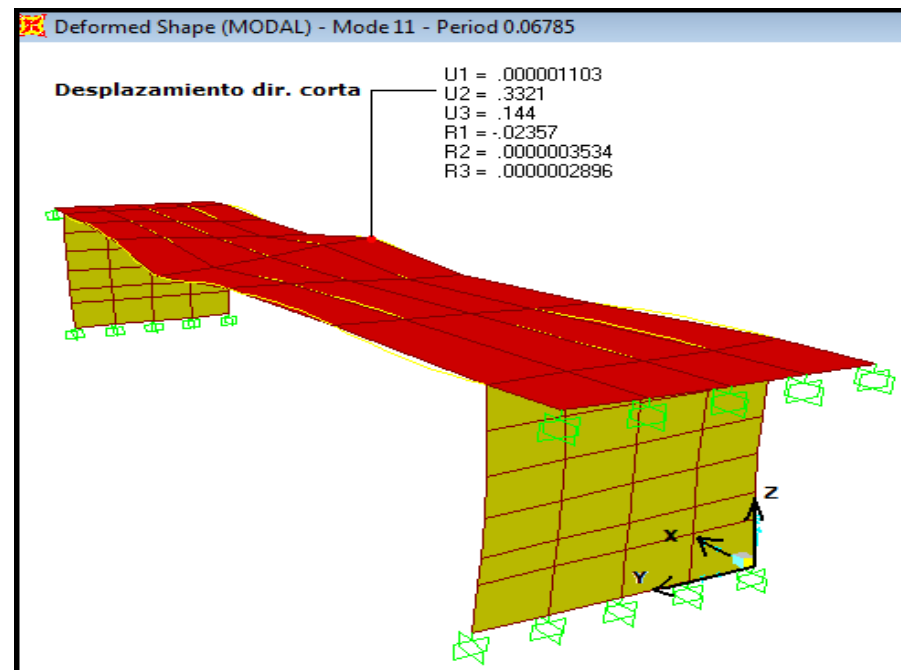
Condiciones aguas abajo del puente		
Bancos	La estabilidad se da con la existencia de vegetación natural, árboles, medidas de estabilización como diques, gaviones, enrocado, revestimientos, etc.	Se tiene inestabilidad con la existencia de erosión en las bancas, deslizamiento de laderas, daño en las medidas de estabilización, etc.
Cauce principal	Abierto y despejado con buenas condiciones de flujo, o meándrico o trezado con islas, barras, escombros, cercas que retrasen y obstruyan el flujo. Agradación o degradación del cauce. Evidencia de movimiento del cauce con respecto al puente.	
Zonas de inundación	¿Son claras y despejadas de forma que el flujo contraído en el puente retorne suavemente al cauce natural? ¿O, existen diques, árboles, basuras u otro tipo de obstrucciones? Evidencia de socavación y erosión debido a la turbulencia aguas abajo.	
Otros aspectos	Existencia de presas, puentes, confluencias con más grandes corrientes que puedan causar efectos de remanso o tirantes de aguas más bajos a la salida del puente en estudio.	

APÉNDICE

4.- Análisis de resultados del modelo Interacción Suelo-Estructura

Condiciones Iniciales de los Apoyos Vs Periodo (T)

VIBRACIÓN						
Vertical	Horizontal Y (dir. Corta)	Horizontal X (dir. Larga)			PERIODO (transversal)	
Kz (ton/m)	Ky (ton/m)	Kx (ton/m)	Condición de apoyos	Deformación Transversal (Modo No.)	T (seg)	Comportamiento de la Estructura
-	-	-	Apoyos empotrados	11	0.06785	ESTABLE



APÉNDICE

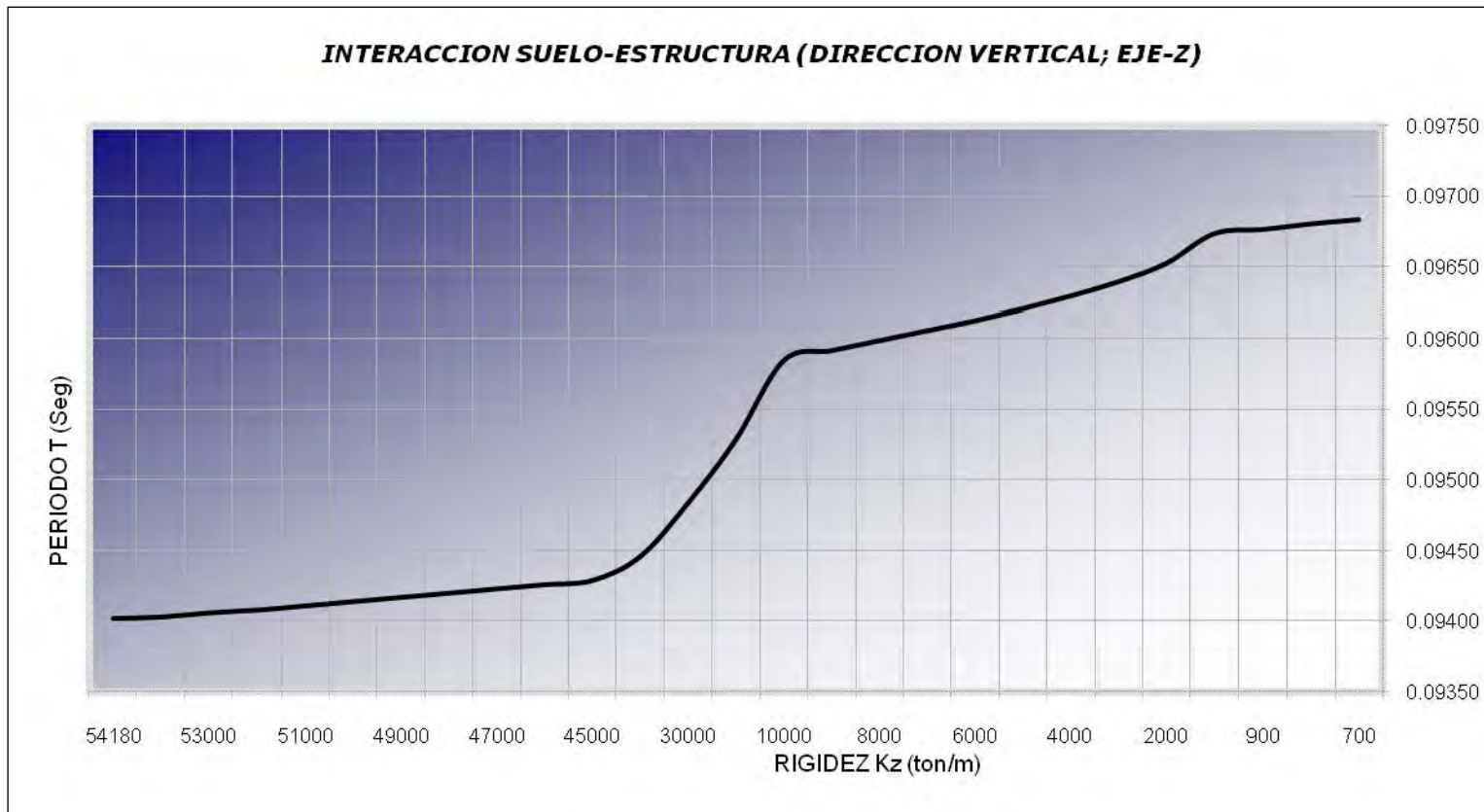
Variación de la Vibración Vertical (Kz) Vs Periodo (T)

VIBRACIÓN							PERIODO (transversal)	
Vertical	Horizontal Y (dir. Corta)	Horizontal X (dir. Larga)						
Kz (ton/m)	Ky (ton/m)	Kx (ton/m)	Condición de apoyos	Deformación Transversal (Modo No.)	T (seg)	Comportamiento de la Estructura		
54,180	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09402	ESTABLE		
54,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09403	ESTABLE		
53,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09406	ESTABLE		
52,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09408	ESTABLE		
51,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09411	ESTABLE		
50,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09414	ESTABLE		
49,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09417	ESTABLE		
48,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09420	ESTABLE		
47,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09423	ESTABLE		
46,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09426	ESTABLE		
45,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09429	ESTABLE		
40,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09446	ESTABLE		
30,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09484	ESTABLE		
20,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09529	ESTABLE		
10,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09585	ESTABLE		
9,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09592	ESTABLE		
8,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09599	ESTABLE		
7,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09606	ESTABLE		
6,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09613	ESTABLE		
5,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09621	ESTABLE		
4,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09630	ESTABLE		
3,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09640	ESTABLE		
2,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	9	0.09653	ESTABLE		
1,000	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	10	0.09674	INICIA INESTABILIDAD		

Nota: *** La rigidez Kz= 1,000 ton/m se consideró para analizar la distorsión angular de la estructura ya que con éste valor el puente comenzó a tener inestabilidad vertical ***

APÉNDICE

GRAFICO



APÉNDICE

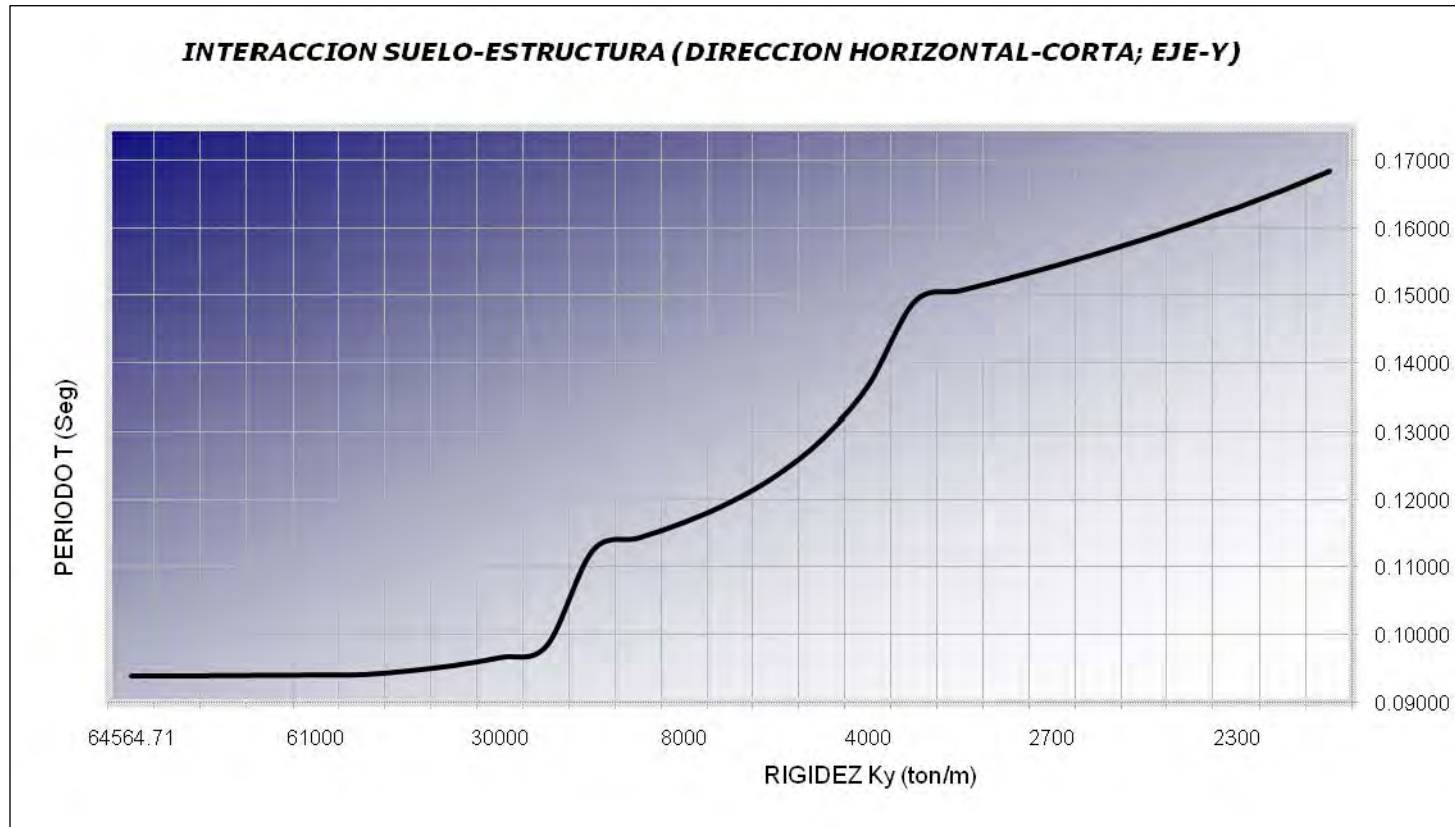
Variación de la Vibración Horizontal "Y" Dirección Corta (Ky) Vs Periodo (T)

VIBRACION			PERIODO (transversal)			
Vertical	Horizontal Y (dir. Corta)	Horizontal X (dir. Larga)	Condición de apoyos	Deformación Transversal (Modo No.)	T (seg)	Comportamiento de la Estructura
Kz (ton/m)	Ky (ton/m)	Kx (ton/m)			T (seg)	Comportamiento de la Estructura
54,180	64,564.71	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09402	ESTABLE
54,180	64,000	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09405	ESTABLE
54,180	63,000	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09409	ESTABLE
54,180	62,000	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09414	ESTABLE
54,180	61,000	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09418	ESTABLE
54,180	60,000	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09423	ESTABLE
54,180	50,000	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09480	ESTABLE
54,180	40,000	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09560	ESTABLE
54,180	30,000	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09678	ESTABLE
54,180	20,000	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	8	0.09852	ESTABLE
54,180	10,000	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	6	0.11258	ESTABLE
54,180	9,000	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	6	0.11445	ESTABLE
54,180	8,000	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	6	0.11678	ESTABLE
54,180	7,000	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	6	0.11977	ESTABLE
54,180	6,000	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	5	0.12371	ESTABLE
54,180	5,000	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	5	0.12910	ESTABLE
54,180	4,000	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	5	0.13691	ESTABLE
54,180	3,000	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	5	0.14922	ESTABLE
54,180	2,900	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	5	0.15085	ESTABLE
54,180	2,800	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	5	0.15258	ESTABLE
54,180	2,700	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	5	0.15442	ESTABLE
54,180	2,600	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	5	0.15639	ESTABLE
54,180	2,500	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	5	0.15848	ESTABLE
54,180	2,400	53,458.04	Interacción Suelo-Estructura	5	0.16073	INICIA INESTABILIDAD

Nota: *** La rigidez Ky= 2,400 ton/m se consideró para analizar la distorsión angular de la estructura ya que con éste valor el puente comenzó a tener inestabilidad horizontal en la dirección corta ***

APÉNDICE

GRAFICO

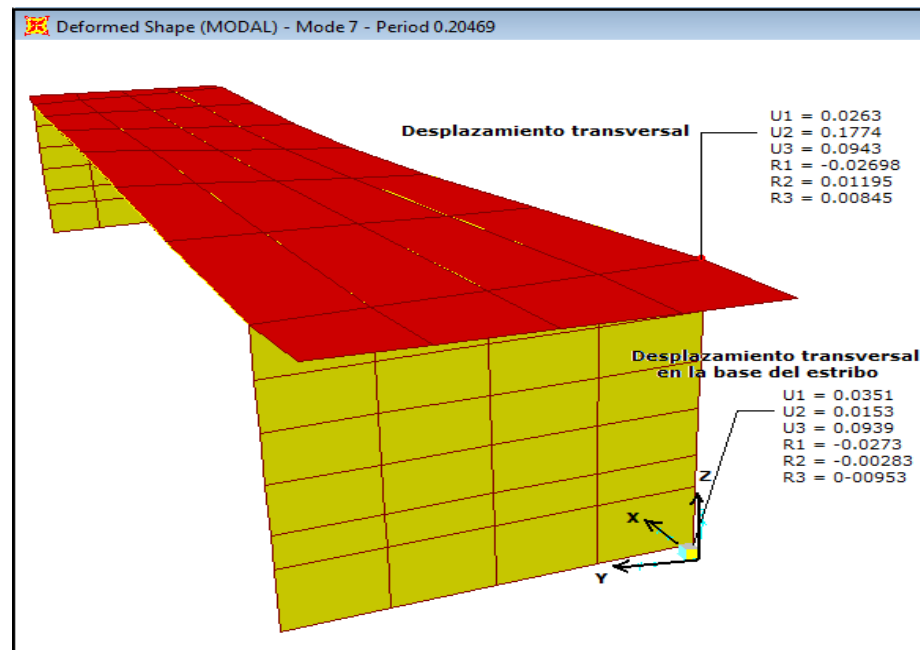


APÉNDICE

ANÁLISIS DE DISTORSIÓN ANGULAR DE LA ESTRUCTURA - Dirección Corta (Ky)

Una vez conocidos los límites de inestabilidad de la estructura, se consideró pertinente el cálculo de la distorsión angular para conocer el valor del desplazamiento que se presentó y provocó su colapso.

VIBRACION DE INESTABILIDAD			FUERZA		DESPLAZAMIENTO (transversal)		
Vertical	Horizontal Y (dir. Corta)	Horizontal X (dir. Larga)	Dirección Fy				
Kz (ton/m)	Ky (ton/m)	Kx (ton/m)	Fuerza (ton)	Condición de apoyos	Deformación Transversal (Modo No.)	T (seg)	Desplazamiento (m)
1,000	2,400	0	1.00	Interacción Suelo-Estructura	7	0.20469	0.1774



BIBLIOGRAFÍA

1. Acosta, C., (1997). **"Socavación Local en Pilas de Puente y Diseño de Estructuras Protectoras"**, Proyecto de Grado, Universidad de los Andes, Colombia.
2. ANIPPAC, Sociedad Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación, (Reinoso Angulo, Eduardo), (2000). **"Manual de Diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas"**, CENAPRED, Instituto de Ingeniería UNAM, México D.F.
3. Aparicio Francisco Javier, (1992). **"Fundamentos de hidrología de superficie"** Editorial LIMUSA, México.
4. Arnal Simón Luis, L., (2005). **"Reglamento de construcciones para el D.F. Normas complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones"**, Edit. Trillas, 5a Edición, México D.F.
5. AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials, (1992), **"Standard specifications for highway Bridges"**, D.C. USA.
6. Braja M. Das (2001). **"Fundamentos de Ingeniería Geotécnica"**, Editorial THOMSON LEARNING.
7. Campaña Toro Roberto, (1997). **"Introducción a la Hidráulica Fluvial"**, Consulta en Internet: <http://www.imefen.uni.edu.pe/fluval.htm>, Perú.
8. Chiew, YeeMeng, (1992). **"Scour Protection at Bridge Piers, Journal of Hydraulic Engineering"**, Vol. 118, No. 9.
9. Crespo Villalaz Carlos, (2004). **"Mecánica de suelos y cimentaciones"**, Editorial LIMUSA, 5a Edición, México.
10. Dobry, R. and Gazetas, G., (1986). **"Dynamic response of arbitrarily shaped foundations; experimental verification"**, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 2.
11. Eslava Morales Héctor, Jiménez Espinoza Martín, Salas Salinas Marco Antonio, García Jiménez Fermín y Vázquez Conde María Teresa, (2004). **"Atlas Nacional de riesgos"**, Cap. VI CENAPRED, México D.F.
12. E. V. Richardson and Abed L., (1993). **"Top width of pier scour holes in free and pressure flow"**, Hydraulic Engineering.
13. Ettema R., (1980). **"Scour at Bridge Piers"**, Report No. 216, School of Engineering, Univ. of Auckland, Auckland, New Zealand.
14. Flores Sánchez Jesús, (2006). **"Conservación de puentes carreteros"**, Tesis de Licenciatura. UNAM, ENEP Acatlán, México.

BIBLIOGRAFÍA

15. Galambos, T.V., (1987). **"Guide to stability design criteria for metal structures"**, John Wiley & Sons. New York, USA.
16. Gaviria Sierra Carlos Andrés, (1998). **"Conceptos básicos de socavación"**. Consulta en Internet:
<http://ftp.eia.edu.co/Sitios%20Web/Fluidos/hidraulica/articulosos/conceptosbasicosmfluidos/socavacion/socavacion.html>, Colombia.
17. Gobierno de Chiapas, (2005). **"Informe del gobernador Pablo Salazar al H. congreso del Estado sobre daños provocados por el huracán Stan"**.
18. Gupta, A. K., (1987). **"Hydrodynamic Modification of the Horseshoe Vortex at Vertical Pier Junction with Ground, Physics Fluids"**, American Institute of Physics, April, 1987.
19. Guevara Álvarez María Elvira, (1998). **"Socavación de puentes"**, Popayán: Universidad del Cauca. Colombia. CAPÍTULOS 3 Y 4.
20. IMT, Instituto Mexicano del Transporte (2008). **"Proyecto de nuevos puentes y estructuras similares"**, Consulta en Internet: <http://normas.imt.mx/carr.htm>
21. Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso, (1980). **"Mecánica de suelos"**, Mecánica de Suelos, Tomos I y III. Edit. LIMUSA.
22. Manjarrés F., (1996). **"Socavación en Pilas de Puente. Diseño de Estructuras protectoras con el Fin de Disminuir la Socavación Local y el Riesgo de Colapso"**, Proyecto de Grado, Universidad de los Andes, Colombia.
23. Mansen y Kuroiwa, (2004). **"Fallas de origen pluvial en obras viales"**, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.
24. Martín Vide J. P., (2003). **"Ingeniería de Ríos"**, Editorial Alfaomega.
25. Martínez, (1998). **"Socavación local en Pilas de Puente y Diseño de Estructuras de Protección"**, Proyecto de Grado, Universidad de los Andes, Colombia.
26. Maza Álvarez, (1966). Tesis de maestría UNAM. México D.F.
27. Nutalaya P., (1989). **"Observed damages in bridges from Thailand"**, CHAPTER III, BRIDGES PAGES 56-109. THAILAND.
28. Plata Francisco, Nalluri Chandra, G. Saldarriaga Juan, (1999). REVISTA No. 10 ARTÍCULO 8. **"Medidas de Protección contra la Socavación Local en Pilas de Puente"**. Universidad de Los Andes, Colombia. Consulta en Internet:
<http://revistaing.uniandes.edu.co/index.php?idr=16&ids=1&ida=161>

BIBLIOGRAFÍA

29. Rivera Vargas Darío, Echavarría Luna Alonso Y Pacheco Martínez Miguel Ángel, (2006). "**Daños observados en puentes durante el paso del huracán Stan**", Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. México D.F.
30. Roca A., (1997). "**Socavación en Pilas de Puente. Diseño de Estructuras protectoras con el Fin de Disminuir la Socavación Local y el Riesgo de Colapso**", Proyecto de Grado, Universidad de los Andes, Colombia.
31. Rojas, (1998). "**Socavación en Pilas de Puente. Diseño de Estructuras protectoras con el Fin de Disminuir la Socavación Local y el Riesgo de Colapso**", Proyecto de Grado, Universidad de los Andes, Colombia.
32. Salas S., M. A. y Jiménez E. M., (2003). "**Obtención de Mapas de Precipitación con Duraciones de una Y 24 H y Tr = 5 Años Aplicados en la Protección Civil**", XIII Congreso Nacional de Meteorología, Los Cabos, México, Noviembre 2003.
33. Sánchez Tizapa Sulpicio, (1997). "**Inestabilidad de puentes por efecto de socavación**", Tesis de maestría (Ingeniería Estructural), División de estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería UNAM, México D.F.
34. Santiz López Hipólito, (2007). Becario Compilador de datos de campo, CENAPRED, UNAM.
35. SCT, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, (2008). "**Programa para el Mantenimiento de puentes**". Consulta en Internet: www.sct.gob.mx. México D.F.
36. Smith D. W., (1976). "**Bridge Failure**", Proceedings Institution of Civil Engineers.
37. SMMS, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, (1987). "**Socavación en puentes y obras menores**", Memoria de la Reunión Conjunta 17 Julio de 1987.
38. Torres Herrera Francisco, (1987). "**Obras hidráulicas**", Edit. LIMUSA, México.
39. T. William Lambe, Robert V. Whitman, (1997). "**Mecánica de Suelos**", Instituto Tecnológico de Massachusetts. Edit. LIMUSA.
40. Whitman R. V., (1972). "**Analysis of soil-structure interaction-A state-of-the-art-review**", Soils publication No. 300, Massachusetts Institute Technology.
41. Worldmapfinder Tailandia, (2002-2009). Consulta en Internet: www.worldmapfinder.com
42. Zeevaert Leonardo, (1980). "**Interacción suelo-estructura de cimentación**", Edit. LIMUSA.