



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO

---

FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**"ANÁLISIS SÍSMICO PARAMÉTRICO DE  
PUENTES CURVOS"**

TESIS

Que para obtener el grado de:

**MAESTRO EN INGENIERÍA  
(ESTRUCTURAS)**

Presenta:

**ADRIÁN POZOS ESTRADA**

Director de tesis: **DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ**



Ciudad Universitaria, 2004.



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.

ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA

# Dedicatorias

---

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Adrián Pazos Estrada

FECHA: 18/05/04

FIRMA: 

A mis padres por todo el apoyo que me han brindado en mi formación como persona y profesionalista.

A mi hermano por apoyarme y enseñarme a luchar para lograr mis metas.

A Norma Adriana por su apoyo incondicional.

A mis amigos.

# Agradecimientos

---

Un agradecimiento muy especial y sincero al Dr. Roberto Gómez Martínez por todo su apoyo, orientación y tiempo para poder llevar a cabo el presente trabajo.

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el apoyo económico que me brindo durante el desarrollo de mis estudios de maestría.

# ÍNDICE

---

## Resumen

Introducción.....	1
<b>I. Antecedentes.....</b>	<b>5</b>
<b>II. Análisis sísmico paramétrico de puentes curvos.....</b>	<b>7</b>
II.1 Descripción del método de la carga uniforme.....	7
II.2 Parámetros de control.....	9
II.3 Selección de los puentes para análisis.....	10
II.3.1 Características de los puentes.....	11
II.4 Localización de los puentes.....	14
<b>III. Análisis sísmico de los puentes con el método de análisis estático y dinámico.....</b>	<b>15</b>
III.1 Consideraciones hechas en el análisis.....	15
III.2 Comparación de resultados de los dos métodos de aplicación de carga estáticos..	21
III.2.1 Caso 1 ( $h_1 = h_2 = h_3$ ).....	22
III.2.2 Caso 2 ( $h_1 > h_2 = h_3$ ).....	23
III.2.3 Caso 3 ( $h_2 > h_1 = h_3$ ).....	24
III.2.4 Caso 4 ( $h_3 > h_1 = h_2$ ).....	26
III.2.5 Caso 5 ( $h_1 > h_2 > h_3$ ).....	27
III.2.6 Caso 6 ( $h_3 > h_2 > h_1$ ).....	29
III.3 Análisis sísmico estático de los puentes con el método de la carga uniforme, variando el radio de curvatura.....	31
III.3.1 Combinación de fuerzas sísmicas ortogonales.....	31
III.3.2 Análisis estático considerando la combinación de fuerzas sísmicas ortogonales.....	33
III.3.2.1 Caso 1 ( $h_1 = h_2 = h_3$ ).....	34
III.3.2.2 Caso 2 ( $h_1 > h_2 = h_3$ ).....	35
III.3.2.3 Caso 3 ( $h_2 > h_1 = h_3$ ).....	36
III.3.2.4 Caso 4 ( $h_3 > h_1 = h_2$ ).....	37
III.3.2.5 Caso 5 ( $h_1 > h_2 > h_3$ ).....	38
III.3.2.6 Caso 6 ( $h_3 > h_2 > h_1$ ).....	39
III.4 Análisis sísmico dinámico de los puentes con el método modal espectral, variando el radio de curvatura.....	40
III.4.1 Análisis dinámico considerando la combinación de fuerzas sísmicas ortogonales.....	40
III.4.1.1 Caso 1 ( $h_1 = h_2 = h_3$ ).....	41
III.4.1.2 Caso 2 ( $h_1 > h_2 = h_3$ ).....	42
III.4.1.3 Caso 3 ( $h_2 > h_1 = h_3$ ).....	43
III.4.1.4 Caso 4 ( $h_3 > h_1 = h_2$ ).....	44
III.4.1.5 Caso 5 ( $h_1 > h_2 > h_3$ ).....	45
III.4.1.6 Caso 6 ( $h_3 > h_2 > h_1$ ).....	46

---

<b>IV. Comparación de resultados</b> .....	48
IV.1 Comparación de resultados.....	48
IV.1.1 Caso 1 ( $h_1 = h_2 = h_3$ ).....	49
IV.1.2 Caso 2 ( $h_1 > h_2 = h_3$ ).....	50
IV.1.3 Caso 3 ( $h_2 > h_1 = h_3$ ).....	51
IV.1.4 Caso 4 ( $h_3 > h_1 = h_2$ ).....	52
IV.1.5 Caso 5 ( $h_1 > h_2 > h_3$ ).....	53
IV.1.6 Caso 6 ( $h_3 > h_2 > h_1$ ).....	54
<b>V. Conclusiones</b> .....	55
V.1 Conclusiones.....	55
<b>Referencias</b> .....	58
<b>Apéndice A</b> .....	62
<b>Apéndice B</b> .....	71

# Resumen

---

La utilización de métodos dinámicos en el análisis sísmico de puentes irregulares ha sido la solución más recurrente para determinar el comportamiento de este tipo de estructuras, sin embargo, los métodos estáticos de análisis sísmico pueden resultar una buena opción. En particular, el método denominado “Método de la carga uniforme”.

El presente trabajo, titulado “Análisis sísmico paramétrico de puentes curvos”, pretende realizar una comparación entre métodos de análisis sísmico en puentes curvos, así como verificar la factibilidad del uso del método de la carga uniforme, el cual resulta muy sencillo y puede ser utilizado por cualquier ingeniero estructurista a comparación de los métodos de análisis dinámicos, los cuales, en ocasiones, resultan demasiado sofisticados. Los métodos de análisis utilizados son: método modal espectral y método de la carga uniforme.

Se utilizan diferentes configuraciones de puentes en curva, teniendo como parámetros de control al radio de curvatura y a la altura de las pilas. Los puentes son analizados mediante el método modal espectral y el método de la carga uniforme, considerando los efectos bidireccionales del suelo, con el propósito de determinar los momentos flexionantes en la base de las pilas. Los resultados son comparados para validar el uso del método de la carga uniforme en puentes curvos.

# Introducción

---

Muchos puentes construidos actualmente, y muchos puentes ya existentes, tienen configuraciones geométricas complejas que requieren análisis tridimensionales para el análisis de cargas laterales. Este requisito es particularmente cierto en el caso de fuerzas sísmicas que requieren el modelado de las características dinámicas de la estructura.

La concepción de un puente requiere de un diseño preliminar y una selección de elementos para el caso de carga muerta y carga vehicular. Cargas laterales, tales como el viento y el sismo son subsecuentemente aplicadas a la estructura preliminar. Estas cargas laterales generalmente influyen en el diseño de la subestructura y en las conexiones entre la subestructura y superestructura. A lo largo de mucho tiempo, las fuerzas laterales eran aplicadas a cada componente de la subestructura, tal y como se muestra en la siguiente figura.

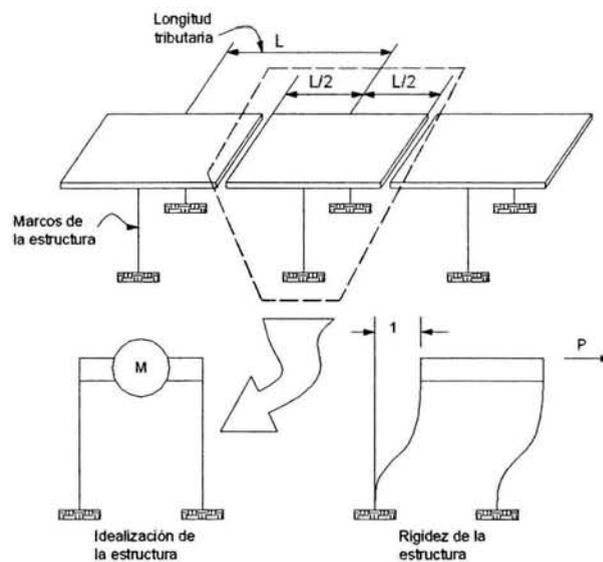


Figura 1. 1 Método simplificado de análisis

Fuerzas sísmicas estáticas equivalentes eran aplicadas mediante el uso de áreas tributarias definidas para cada sección del puente.

Investigaciones hechas acerca de las fallas que ocurrieron a consecuencia de sismos fuertes y estudios subsecuentes, que emplearon análisis dinámicos, demostraron que la respuesta de puentes sujetos a cargas sísmicas podría no ser realmente determinada usando el método simplificado de análisis.

El comportamiento de puentes en sismos pasados demostró que ciertos componentes son más vulnerables al daño que otros. Estos componentes incluyen: apoyos, pilas y estribos.

En el caso de las superestructuras, éstas no han exhibido ninguna debilidad particular más que la pérdida de apoyo. Para el propósito de análisis dinámico, la superestructura es generalmente modelada como elementos marco en el espacio conectados mediante apoyos. Las áreas, momentos de inercia y constante de torsión son calculados asumiendo secciones no agrietadas. Esta idealización es actualmente utilizada en los análisis de puentes.

En cuanto a los apoyos, reportes de daño de sismos previos indican que los apoyos son los componentes más vulnerables en un puente. Los apoyos son utilizados en las articulaciones de un puente, en la interfase superestructura/subestructura y en las juntas de expansión.

Uno de los componentes más importantes en los puentes son las pilas, las cuales son usadas como apoyos del puente. Estos elementos han fallado durante sismos pasados principalmente debido a la insuficiencia de refuerzo transversal y al pobre detallado estructural. Estos elementos son diseñados para resistir y transmitir cargas verticales y laterales a la cimentación.

Las columnas pueden ser diseñadas como componentes dúctiles tanto en dirección longitudinal, como en dirección transversal. Por otra parte, los muros pila son usualmente diseñados como componentes dúctiles alrededor de su eje débil y componentes elásticos alrededor de su eje fuerte.

Diseñar columnas y pilas para resistir cargas verticales y cargas vivas inducidas por vehículos es una tarea relativamente sencilla comparada con el diseño de componentes sujetos a fuerzas sísmicas, las cuales son dependientes de la respuesta dinámica de todo el sistema estructural, el

cual es fuertemente influenciado por la ductilidad de éstas. Además, patrones de deformación no uniformes, dominados por la respuesta transversal, resultan en demandas de ductilidad no uniforme en las columnas o pilas.

Por otra parte, el daño que se presenta en los estribos durante un sismo, no resulta en un colapso total del puente. Uno de los principales problemas en estos elementos es el asentamiento del relleno en la parte posterior de los estribos.

Como se mencionó anteriormente, uno de los principales elementos estructurales de un puente son las pilas, las cuales proporcionan apoyo a la superestructura junto con los estribos. Los elementos mecánicos que se generan en las pilas debido a un sismo pueden ser determinados mediante diferentes métodos de análisis; por un lado existen los métodos de análisis sísmico estáticos, los cuales están basados en considerar que el puente responde fundamentalmente en su primer modo de vibración; por otro lado, existen los métodos dinámicos, los cuales pueden, con ayuda de las computadoras, considerar los modos que uno desee, la degradación de la rigidez, efectos de segundo orden, entre otros.

El objetivo global del presente trabajo es realizar una comparación entre métodos de análisis sísmico en puentes curvos, para observar la variación que existe entre la aplicación de un método de análisis sísmico dinámico, recomendado para este tipo de puentes, y el método estático denominado "método de la carga uniforme", con la finalidad de que este método de análisis sísmico estático pueda ser considerado con fines de predimensionamiento en puentes con características similares a los puentes analizados.

En el capítulo I se muestra, de manera resumida, los trabajos que se han desarrollado en el análisis de puentes en curva.

Con el propósito de validar el uso del método de la carga uniforme, se seleccionaron diferentes configuraciones de puentes. Es por ello que en el capítulo II se describe la selección de éstos para su análisis. Asimismo, se mencionan los parámetros de control, los cuales nos permitirán tener una gama considerable de resultados para analizar.

El capítulo III hace una descripción de las consideraciones hechas para la determinación de las fuerzas sísmicas estáticas, así como la manera de aplicación de éstas. También se hace un

resumen de los resultados obtenidos de los análisis sísmicos (método estático y método dinámico).

Para poder tener un juicio objetivo de los resultados obtenidos, es necesario realizar una comparación de los mismos, con el fin de observar su variación respecto a los parámetros establecidos. Lo anterior se presenta en el capítulo IV.

Finalmente, en el capítulo V se presentan las conclusiones y recomendaciones hechas a partir de este trabajo.

Se anexan también dos apéndices en los que se presentan las comparaciones de resultados al aplicar dos combinaciones de efectos bidireccionales del terreno; el apéndice A muestra la comparación de resultados al utilizar el método de la carga uniforme; mientras que en el apéndice B, se hace la comparación de resultados al aplicar un análisis modal espectral.

# I

---

## Antecedentes

Contrario a los puentes rectos, existe muy poca documentación en el estudio del comportamiento dinámico de puentes curvos. En 1976, Williams (Williams, Godden, 1976) llevaron a cabo estudios de modelos experimentales para observar la respuesta sísmica de puentes curvos a desnivel. Chang (Chang et al., 1985) discutió en detalle el uso del método de Rayleigh-Ritz para evaluar de manera precisa las formas modales y las acciones sísmicas finales de puentes curvos continuos soportados por pilas altas con el tiempo mínimo de análisis. En Nueva Zelanda (Buckle et al., 1986) analizó in-situ la respuesta de dos puentes sometidos a cargas sísmicas, uno recto y otro curvo y continuo sobre varios claros. Historias en el tiempo de aceleración y desplazamiento fueron colectadas y analizadas usando análisis espectrales. Formas modales, frecuencias modales, y amortiguamiento fueron evaluados. Abdel et al., (Abdel-Salam and Heins, 1988) realizaron un estudio de la respuesta sísmica de puentes curvos. A partir de una historia de respuesta de su modelo de puente, examinaron los momentos y cortantes en los estribos, cabezales y bases de las pilas. Chen (Chen, Y., 1995) presentó los efectos de varios métodos de modelado y análisis para la respuesta sísmica de puentes curvos, en donde se estudiaron parámetros importantes del sistema tales como la longitud del puente, interacción suelo estructura y curvatura del puente. En un esfuerzo combinado para entender mejor el comportamiento dinámico de puentes curvos, la Universidad de Tasmania, Australia, presentó un reporte en la *Decimocuarta Conferencia Australiana sobre la Mecánica de las Estructuras y Materiales* (Senthilvasan, Brameld, and Thambiratnam, 1995). En el reporte de la conferencia se mostraron los resultados acerca del uso del método del elemento finito en un modelo de puente curvo para análisis de vibración libre. Varios ejemplos numéricos de puentes curvos con varias condiciones de apoyo fueron analizadas y los resultados demostraron la precisión y versatilidad del uso del método. Singh (Singh, R., 1996) escribió acerca de diferencias significantes en el comportamiento entre puentes rectos y curvos. El resaltó que una diferencia significativa es la disminución de rigidez durante vibraciones en un puente curvo construido con especificaciones estructurales idénticas a las usadas para puentes rectos. Desroches y Fenves (1997) evaluaron la respuesta sísmica de un puente curvo carretero. Construyeron un modelo tridimensional calibrado para investigar y comparar las diferencias entre los movimientos uniformes y no uniformes del terreno. Otro estudio hecho por

Hayashikawa et al., (Hayashikawa, Otake, and Nakajima, 1998) mostraron los resultados acerca de la influencia de varias condiciones de apoyo en puentes curvos. Este estudio mostraba que los efectos de las condiciones de apoyo y su posición, especialmente para apoyos de acero afectaba de manera dramática el comportamiento de los puentes. En un esfuerzo para que la comunidad de ingeniería de puentes retomara el interés en los puentes curvos, Zhang (Zhang, 1998) discutió acerca del análisis de puentes curvos. Enfatizó la limitada información y discrepancias en la guía de especificaciones. Remarcó la necesidad de analizar el comportamiento de puentes curvos y proveer información de diseño.

Los desarrollos analíticos y teóricos en puentes curvos no han permitido definir las necesidades para investigaciones futuras. Aunque estos desarrollos han sido contribuciones sustanciales dirigidas a tener un mejor entendimiento de los mecanismos complejos involucrados con los puentes curvos, éstos no han provisto de guías prácticas satisfactorias en el diseño de puentes curvos.

Las especificaciones de diseño existentes no proveen bases teóricas robustas para el diseño de puentes curvos. Con el aumento de la popularidad de los puentes curvos (económicamente competitivos respecto a los puentes rectos), agencias federales tales como FHWA, HDR, e instituciones de investigación han reiterado la necesidad urgente de mejorar las especificaciones para el diseño de puentes curvos. Las especificaciones carecen de características importantes tales como las consideraciones para la evaluación de la carga sísmica. Contribuciones significantes fueron resaltadas en la literatura revisada. En ellas se abordó el tema del comportamiento sísmico de puentes curvos, sin embargo, estos reportes no condujeron a contribuciones con fines prácticos para el ingeniero diseñador.



# Análisis sísmico paramétrico de puentes curvos

## II.1 Descripción del método de la carga uniforme

Se idealizará el puente con un modelo simplificado y aplicará una carga uniforme horizontal en dirección perpendicular al eje de la superestructura, como se muestra en la siguiente figura. La carga uniforme puede ser seleccionada de manera arbitraria, por lo general se utiliza una carga de valor unitario.

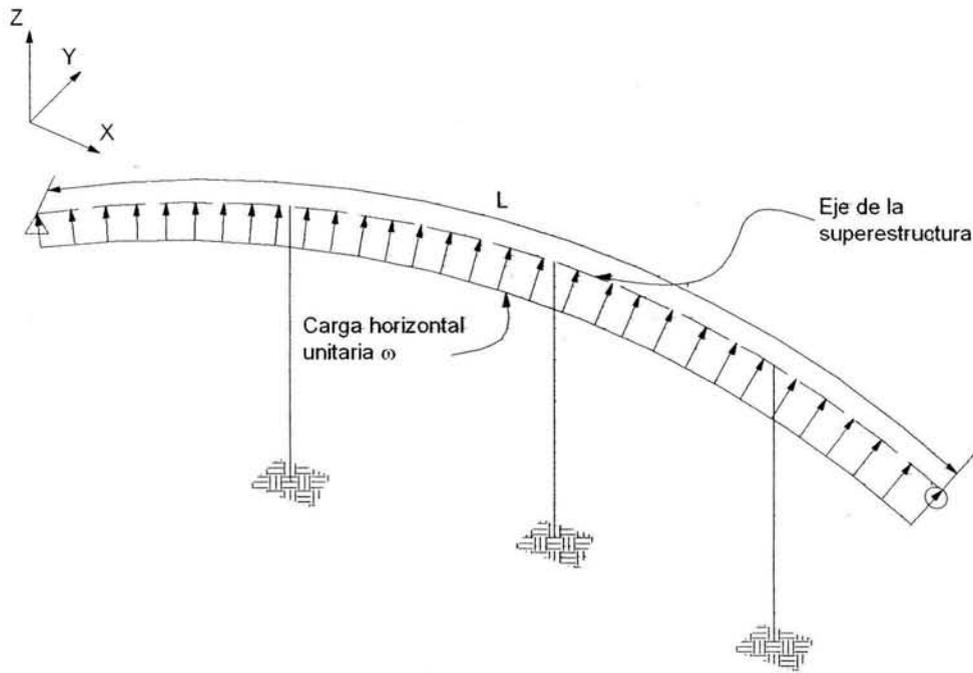


Figura 2.1 Aplicación de la carga horizontal

Una vez aplicada la carga, se calculan los desplazamientos estáticos  $\Delta_e$ . Conocidos los desplazamientos será posible ubicar el desplazamiento estático máximo  $\Delta_{m\acute{a}x}$ .

Por tratarse de un análisis elástico-lineal, es posible escalar el valor de la carga  $\omega$  para que el  $\Delta_{m\acute{a}x}$  sea igual a la unidad.

Conocido el valor de la carga escalada  $\omega$  para un desplazamiento máximo unitario, se puede calcular la rigidez del puente, en la dirección de análisis considerada, mediante la siguiente ecuación

$$K = \frac{\omega L}{\Delta_{m\acute{a}x}}$$

donde L es la longitud total del puente.

El paso siguiente es calcular el peso total de la estructura (W), incluyendo elementos estructurales y otras cargas relevantes tales como pilas, estribos, columnas y cimentaciones.

Con los valores de rigidez y peso del puente, se calcula su periodo fundamental  $T_n$ , mediante la siguiente ecuación

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}}$$

donde g es la aceleración de la gravedad.

Para la determinación de la fuerza sísmica estática equivalente  $\omega_e$ , se utiliza la siguiente ecuación

$$\omega_e = \frac{aW}{Q'L}$$

donde a es la ordenada del espectro de aceleración correspondiente al periodo fundamental  $T_n$ , W es el peso del puente, Q' es el factor de ductilidad reducido y L es la longitud total del puente.

Para la aplicación de la carga sísmica se utilizaron dos esquemas, los cuales se muestran a continuación (figura 2.2).

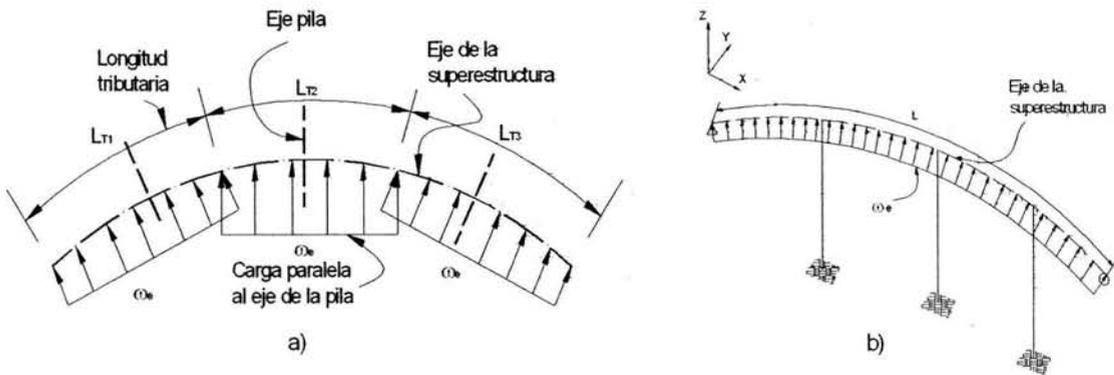


Figura 2. 2 Métodos de aplicación de la carga sísmica para puentes curvos

En la figura 2.2a, se consideran longitudes tributarias. La dirección de la carga, en su correspondiente longitud tributaria, será paralela a la pila en la dirección de análisis considerada. En el caso de la figura 2.2b, la carga sísmica equivalente es aplicada de manera perpendicular al eje de la superestructura. Así, podemos determinar el valor de los momentos flexionantes que se generan en las pilas, y así seleccionar la forma de aplicación de la carga que arroje los mejores resultados comparados con un análisis modal espectral.

## II. 2 Parámetros de control

Para observar el comportamiento del puente curvo, será necesario tener parámetros que nos permitan controlar su comportamiento. Los parámetros de control que se utilizarán en esta tesis son: el radio de curvatura del puente ( $\rho$ ) y la altura de las pilas ( $h$ ).

Para el propósito de la tesis, se considerará que los puentes a analizar se encuentran en carreteras del tipo A y B, cuya descripción, en función del tránsito diario promedio anual (TDPA), se muestra en la tabla adjunta.

CLASIFICACIÓN DE LAS CARRETERAS	
Tipo A	Tipo B
Tipo "A <sub>2</sub> " para un TDPA de tres mil (3000) a cinco mil (5000) vehículos.	Tipo "B" para un TDPA de mil quinientos (1500) a tres mil (3000) vehículos.
Tipo "A <sub>4</sub> " para un TDPA de cinco mil (5000) a veinte mil (2000) vehículos.	

Tabla 2.1 Clasificación de las carreteras

Para el caso de las carreteras del tipo "A<sub>2</sub>" y "B", el radio de curvatura máximo es 4583.68 m, y el mínimo es 67.41 m, mientras que el radio de curvatura máximo y mínimo para carreteras del tipo "A<sub>4</sub>" es 4583.68 m y 152.79 m, respectivamente. Lo anterior está de acuerdo con las normas de proyecto geométrico (SCT, 1984).

La altura de las pilas se variará de acuerdo al puente que se analice. Cabe mencionar que no existe normatividad alguna para el límite de altura de las pilas.

### II. 3 Selección de los puentes para análisis

De acuerdo con los proyecto tipo, es muy frecuente el uso de puentes con sistemas de tableros mixtos. Como confirman los estudios recientes de la construcción de puentes, el uso de una combinación de concreto y acero en el diseño de estructuras de puentes puede mostrar considerables ventajas, las cuales sin embargo, no han sido totalmente explotadas. Debido al excesivo costo de los tableros ortotrópicos, generalmente los ingenieros y las autoridades llegan a descartar esta solución, que puede ser técnicamente interesante, porque puede proveer una acertada construcción de la superficie de la calzada en concreto, además de hacer uso de ventajas inherentes en construcción metálica para los otros elementos de la estructura.

El interés de este tipo de construcción reside en la apreciable reducción del peso propio. El hecho de que el peso del tablero mixto sea mayor que un tablero de acero, generalmente no es una desventaja crítica, excepto en puentes con claros demasiado largos.

En cuanto a la sección de las pilas, se deben tomar en cuenta diferentes factores, como son: la profundidad del obstáculo a salvar, la rigidez de la superestructura, procesos constructivos, longitud total del puente, entre otros.

Tomando en cuenta lo anterior, en nuestro estudio, se considerarán puentes de superestructura mixta de tipo cajón, con pilas de tipo cajón de sección variable.

### II.3.1 Características de los puentes a analizar

Una vez seleccionados los puentes, es necesario especificar las características de cada una de sus partes (superestructura y pilas).

Para el análisis de los puentes, se utilizará como base una superestructura mixta (figura 2.3).

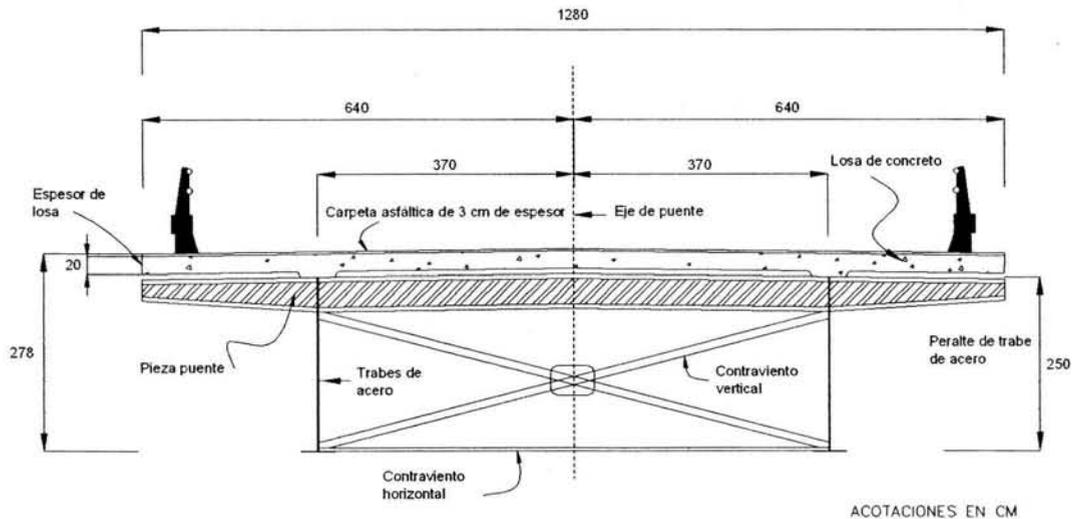
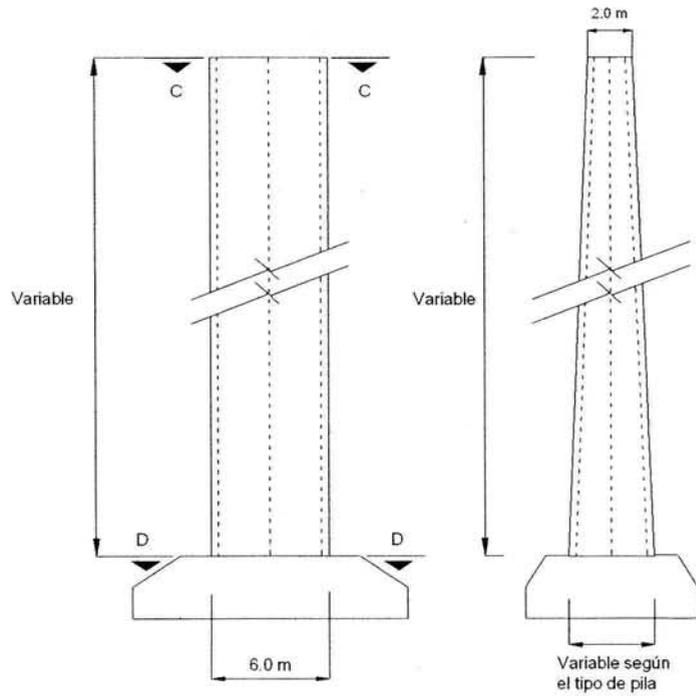


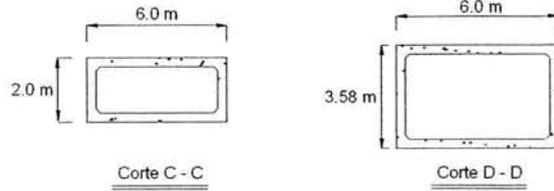
Figura 2.3 Sección transversal de la superestructura

Como podemos observar en la figura anterior, la superestructura se encuentra formada por piezas puente, trabes I y contravientos. En puentes curvos, este tipo secciones resultan muy eficaces debido a su alta resistencia a la torsión.

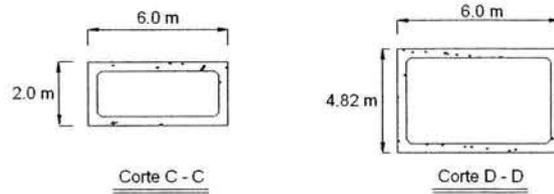
Las pilas son de tipo cajón de sección variable, tal y como se muestra en la siguiente figura.



PILA TIPO - 1



PILA TIPO - 2



PILA TIPO - 3

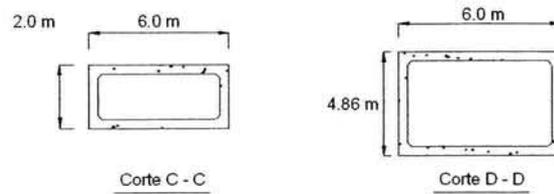


Figura 2.4 Sección transversal de pilas tipo

El uso de este tipo de pilas tiene la ventaja de maximizar la eficiencia estructural en términos de las relaciones resistencia/masa y rigidez/masa, así como reducir la contribución de la masa de la pila a la respuesta sísmica. Pilas o columnas muy altas pueden desarrollar momentos flexionantes considerables como resultado de su peso propio.

Las secciones circulares huecas (figura 2.5) pueden parecer como la solución óptima, sin embargo, se debe tener cuidado con las dos capas de refuerzo. Tensiones inducidas en los estribos de la parte interior como resultado del confinamiento o resistencia al cortante tienen una componente radial la cual debe ser resistida por las grapas que unen los estribos interiores y exteriores. Si los esfuerzos de compresión en la superficie interior son próximos al esfuerzo último del concreto, la sección puede fallar. Por otro lado, la sección rectangular es menos susceptible a estos efectos, debido al gran ancho de la zona de compresión efectiva y porque no existen componentes radiales de confinamiento. De cualquier forma, como en el caso de la sección circular, el confinamiento de la sección requiere un gran número de refuerzo transversal.

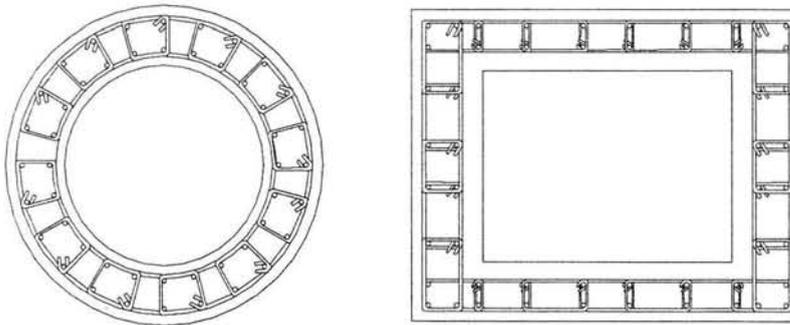


Figura 2.5 Secciones huecas para pilas altas

## II. 4 Localización de los puentes

Se supondrá que los puentes se encuentran en el estado de Michoacán, en la carretera Morelia-Lázaro Cárdenas, en el tramo Uruapan-Nueva Italia (figura 2.6).



Figura 2.6 Localización de los puentes



# Análisis sísmico de los puentes seleccionados con el método de análisis estático y dinámico

## III.1 Consideraciones hechas en el análisis

Para considerar diferentes configuraciones de los puentes, se realizará una variación de la altura de las pilas, así como la variación del radio de curvatura. Se realizaron 10 modelos diferentes, cada uno de ellos con un radio de curvatura desde 100 m hasta 1000 m. En los modelos se considero una longitud total de 300 m, y se usaron los tres tipos de pilas, con alturas que se variaron entre los 43.10 m, 58.10 m y 73.10 m. En la tabla adjunta se muestra un resumen de los parámetros considerados en los análisis.

Radio de curvatura (m)	Tipo de pila	Combinación de altura de pilas	Proporción entre pilas		
			$h_1$	$h_2$	$h_3$
100 m → 1000 m	I, II y III	$h_1 = h_2 = h_3$	$h_1 = 73.1 \text{ m}$	$h_2 = 0.59 h_1$	$h_3 = 0.59 h_1$
100 m → 1000 m	I, II y III	$h_1 > h_2 = h_3$	$h_1 = 73.1 \text{ m}$	$h_2 = 0.59 h_1$	$h_3 = 0.59 h_1$
100 m → 1000 m	I, II y III	$h_2 > h_1 = h_3$	$h_1 = 0.59 h_2$	$h_2 = 73.1 \text{ m}$	$h_3 = 0.59 h_2$
100 m → 1000 m	I, II y III	$h_3 > h_1 = h_2$	$h_1 = 0.59 h_3$	$h_2 = 0.59 h_3$	$h_3 = 73.1 \text{ m}$
100 m → 1000 m	I, II y III	$h_1 > h_2 > h_3$	$h_1 = 73.1 \text{ m}$	$h_2 = 0.79 h_1$	$h_3 = 0.59 h_1$
100 m → 1000 m	I, II y III	$h_3 > h_2 > h_1$	$h_1 = 0.59 h_3$	$h_2 = 0.79 h_3$	$h_3 = 73.1 \text{ m}$

Tabla 3.1 Variación de parámetros de control

Para realizar el modelo simplificado del puente (modelo de barras), es necesario determinar las características geométricas. Para el cálculo de las propiedades geométricas de la superestructura, se recurrió a la simplificación de la sección transversal (figura 3.1). En cuanto a las pilas, éstas no sufrieron ninguna modificación.

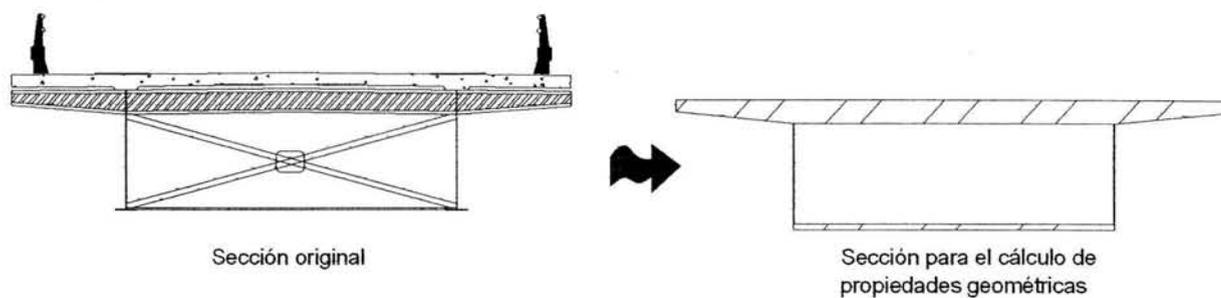


Figura 3.1 Sección simplificada

Los modelos de los puentes fueron realizados en el programa SAP2000. En la figura adjunta se muestran algunos ejemplos.

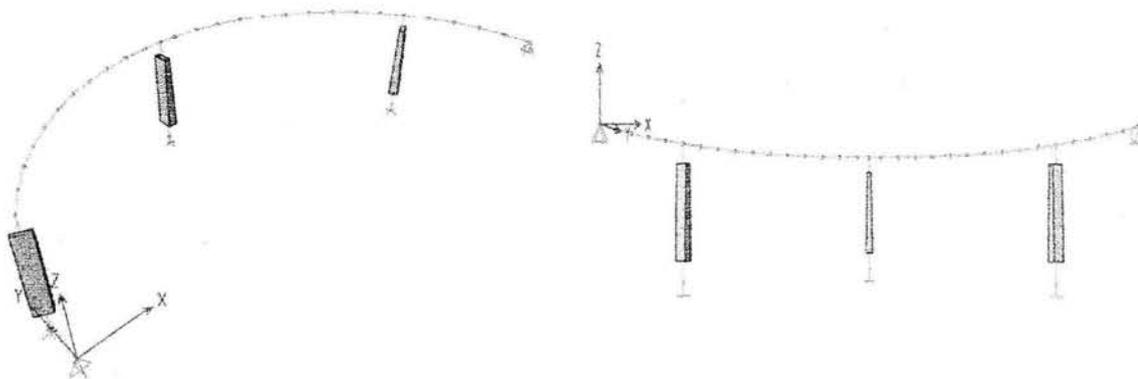


Figura 3.2 Modelo de puente curvo en SAP2000

Para determinar la rigidez en dirección transversal y longitudinal, fue necesario aplicar una carga uniforme horizontal ( $\omega$ ) en cada dirección de análisis (figura 3.3), con el fin de determinar el desplazamiento estático máximo en la superestructura. Posteriormente, se escaló el valor de la carga  $\omega$  para que el  $\Delta_{m\acute{a}x}$  fuese igual a la unidad.

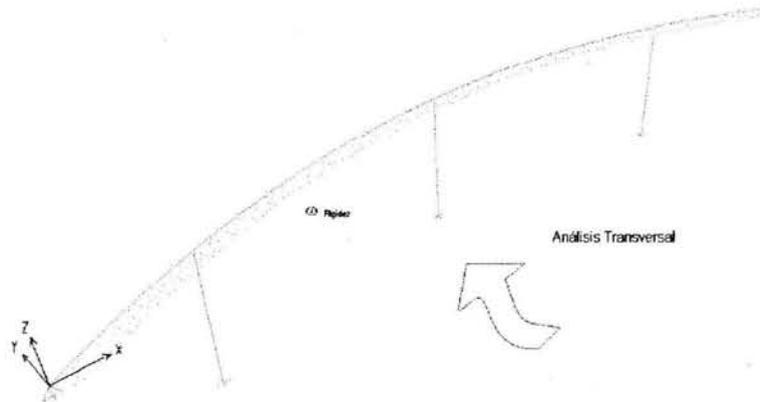


Figura 3.3 Dirección transversal del análisis para el cálculo de la rigidez

Las rigideces en cada dirección fueron calculadas multiplicando la carga escalada  $\omega$  por la longitud total del puente, y dividiendo entre el desplazamiento estático máximo ( $\Delta_{m\acute{a}x} = 1$ ). En la tabla 3.2 se muestra el valor de las rigideces, transversal y longitudinal, para los diez puentes con altura de pilas iguales ( $h_1 = h_2 = h_3$ ).

Radio de curvatura $\rho$ (m)	Rigidez transversal (T-m)	Rigidez longitudinal (T-m)
100	594059.40	6171.00
200	8940.00	9582.30
300	8319.54	18834.76
400	7080.00	30870.55
500	6864.00	38634.90
600	6885.00	54874.70
700	6720.00	66298.34
800	6726.00	66342.33
900	6621.30	87744.95
1000	6579.00	96930.53

Tabla 3.2 Valores de la rigidez transversal y longitudinal cuando  $h_1 = h_2 = h_3$

Para calcular el peso ( $W$ ), se realizó una cuantificación de todas las piezas de la superestructura, así como la consideración de la mitad del peso de cada una de las pilas. En la tabla siguiente se resume el cálculo del peso de la estructura cuando  $h_1 = h_2 = h_3$ .

Concepto	Peso (T)
Superestructura	2988.95
Piezas puente, atiesadores, contravientos y parapeto	603
Pila1	254.43
Pila2	273.69
Pila3	274.31
<b>Peso Total</b>	<b>4394.38</b>

Tabla 3.3 Peso de la estructura

Una vez calculados los valores de la rigidez y el peso de la estructura, es posible el cálculo de los periodos naturales de vibración ( $T_n$ ) de cada uno de los puentes. A continuación se muestran los periodos de vibrar de cada uno de los puentes en la dirección de análisis considerada cuando  $h_1 = h_2 = h_3$ .

Radio de curvatura $\rho$ (m)	$T_{n_{transversal}}$ (seg)	$T_{n_{longitudinal}}$ (seg)
100	0.1725	1.693
200	1.407	1.358
300	1.458	0.969
400	1.580	0.757
500	1.605	0.677
600	1.603	0.568
700	1.622	0.516
800	1.621	0.516
900	1.634	0.449
1000	1.640	0.427

Tabla 3.4 Periodos fundamentales de vibración,  $h_1 = h_2 = h_3$

De acuerdo a la localización de los puentes y al mapa de regionalización sísmica de México, los puentes se encuentran dentro de la zona D (zona de alto riesgo sísmico).



Figura 3.4 Mapa de regionalización sísmica de México

Para la determinación de las ordenadas espectrales, se recurrió al espectro de aceleraciones de la Comisión Federal de Electricidad para zona D y un tipo de suelo de consistencia media (Tipo II).

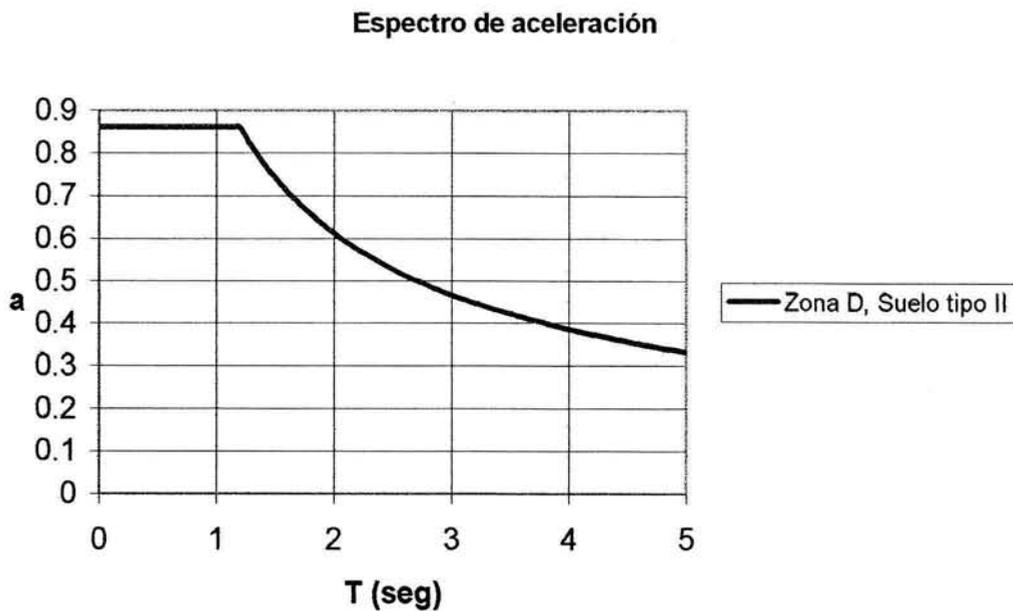


Figura 3.5 Espectro de aceleración de CFE para zona D y tipo de suelo II

El factor de comportamiento sísmico (Q) será elegido de acuerdo al suministro de resistencia a fuerzas laterales. En la tabla siguiente se muestran los valores de Q para puentes.

Factor de comportamiento sísmico (Q)	Estructura
3	Cuando la resistencia a las fuerzas laterales sea suministrada por marcos de dos o más columnas de concreto reforzado o acero.
2	Cuando la resistencia a las fuerzas laterales sea suministrada por pilas de una sola columna de concreto reforzado o acero. También se usará cuando la resistencia sea suministrada por sistemas pila-muro.
1.5	Para el diseño de pilas aisladas y estribos de mampostería, así como para el diseño de conexiones de la subestructura tanto en la cimentación como en la superestructura.
1	Para el diseño de conexiones entre pilas de la superestructura y las pilas con la cimentación.
0.8	Para el diseño de conexiones entre los estribos y la superestructura.

Tabla 3.5 Valores del factor de comportamiento sísmico

Para tomar en cuenta el factor reductivo por ductilidad de manera aproximada, las ordenadas espectrales deberán ser reducidas por  $Q'$ , a fin de tener las fuerzas sísmicas reducidas por ductilidad. El factor  $Q'$  se calcula de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$Q' = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_a} \quad \text{cuando } T < T_a$$

$$Q' = Q \quad \text{cuando } T > T_a$$

donde T es el periodo fundamental de la estructura y  $T_a$  es el primer periodo característico.

Una vez calculados los valores de a y  $Q'$ , es posible la determinación de la carga uniforme equivalente ( $w_e$ ). En la tabla adjunta se muestran los valores calculados de la carga uniforme equivalente para los diez puentes cuando  $h_1 = h_2 = h_3$ .

Radio de curvatura $\rho$ (m)	$\omega_{eq}$ (T/m) Dirección transversal	$\omega_{eq}$ (T/m) Dirección longitudinal
100	9.448	5.007
200	8.499	5.800
300	8.298	6.299
400	7.863	6.299
500	7.783	6.299
600	7.789	6.299
700	7.728	6.299
800	7.732	6.299
900	7.691	6.299
1000	7.672	6.299

Tabla 3.6 Carga uniforme equivalente para  $h_1 = h_2 = h_3$

### III. 2 Comparación de resultados de los dos métodos de aplicación de carga estáticos

Como se menciono anteriormente, se usarán dos métodos para la aplicación de la carga estática equivalente (Carga paralela al eje de la pila (CPEP) y Carga perpendicular al eje de la superestructura (CPS)) para determinar cuál de los dos proporciona los mejores resultados, comparados con los obtenidos en un análisis dinámico (MME).

En las tablas siguientes se muestran los valores de los momentos flexionantes en la base de las pilas al aplicar los dos métodos de carga, para los seis casos de estudio.

**III.2.1 Caso 1 ( $h_1 = h_2 = h_3$ )**

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (t-m) Dirección transversal		M (t-m) Dirección transversal		M (t-m) Dirección transversal	
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	CPEP	CPS	CPEP	CPS	CPEP	CPS
100	362.84	257.90	375.55	468.76	662.89	353.16
200	12544.98	12836.66	26082.24	26928.60	7345.12	7468.74
300	16498.61	16483.96	32839.50	32858.57	15293.64	15278.86
400	17719.59	17414.05	34649.38	34450.50	18129.56	18028.04
500	18379.35	18225.56	35908.49	35529.63	19609.47	19446.97
600	18380.94	18286.93	35430.25	35245.58	20874.55	20766.50
700	18598.72	18617.35	35833.69	35879.79	19717.86	19737.57
800	18636.69	18611.68	35912.87	35866.16	19909.05	19882.86
900	18849.37	18826.22	36220.81	36175.99	20345.80	20321.18
1000	18894.78	18867.30	36284.27	36226.62	20485.86	20456.42

 Tabla 3.7 Momentos en las pilas debido a la carga estática equivalente,  $h_1 = h_2 = h_3$ 

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (t-m) Dirección longitudinal		M (t-m) Dirección longitudinal		M (t-m) Dirección longitudinal	
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	CPEP	CPS	CPEP	CPS	CPEP	CPS
100	805.12	835.64	8382.99	8494.74	5586.14	5557.47
200	308.01	321.63	5613.96	5858.70	8419.20	8477.38
300	362.41	364.48	3900.15	3928.17	5882.88	5872.78
400	287.74	334.56	2947.26	2472.25	3647.18	3623.56
500	281.48	275.87	1699.66	1675.35	2382.88	2366.26
600	219.03	216.52	1476.26	1462.75	2139.92	2131.98
700	142.41	143.33	1203.70	1217.71	1781.73	1784.73
800	182.40	181.43	1222.60	1217.74	1767.80	1764.06
900	151.57	150.49	949.85	944.43	1341.98	1339.46
1000	161.46	159.42	873.59	863.82	1214.70	1209.61

 Tabla 3.8 Momentos en las pilas debido a la carga estática equivalente,  $h_1 = h_2 = h_3$

### III.2.2 Caso 2 ( $h_1 > h_2 = h_3$ )

En la siguiente tabla se muestran los valores de la carga estática equivalente para las dos direcciones de análisis.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	$\omega_{eq}$ (T/m)	$\omega_{eq}$ (T/m)
	Dirección transversal	Dirección longitudinal
100	9.829	5.671
200	8.751	6.552
300	7.958	6.552
400	7.608	6.552
500	7.440	6.552
600	7.413	6.552
700	7.344	6.552
800	7.344	6.552
900	7.292	6.552
1000	7.276	6.552

Tabla 3.9 Carga uniforme equivalente para  $h_1 > h_2 = h_3$

Una vez calculadas las cargas estáticas, se procede al cálculo de los momentos flexionantes en las bases de las pilas. En las tablas 3.10 y 3.11 se resumen los valores obtenidos del análisis.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (t-m)		M (t-m)		M (t-m)	
	Dirección transversal		Dirección transversal		Dirección transversal	
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	CPEP	CPS	CPEP	CPS	CPEP	CPS
100	182.63	46.70	361.53	549.65	600.19	437.80
200	6687.25	6598.49	28432.35	28644.14	6118.70	5951.43
300	8492.21	8484.38	34875.38	34890.07	13799.49	13785.51
400	9211.22	9157.58	37334.29	37116.56	17095.19	16997.40
500	9546.30	9646.30	38490.10	38490.10	18508.70	18508.70
600	9608.72	9583.90	38297.60	38195.98	20122.80	20069.62
700	9736.98	9871.40	38805.16	39353.70	18742.67	19001.33
800	9747.17	9733.89	38859.93	38808.62	18939.04	18913.72
900	9864.41	9853.26	39227.92	39182.08	19415.38	19393.80
1000	9898.15	9884.17	39339.67	38278.90	19589.88	19562.55

Tabla 3.10 Momentos en las pilas debido a la carga estática equivalente,  $h_1 > h_2 = h_3$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (t-m)		M (t-m)		M (t-m)	
	Dirección longitudinal		Dirección longitudinal		Dirección longitudinal	
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	CPEP	CPS	CPEP	CPS	CPEP	CPS
100	442.64	461.41	12330.31	12579.61	7399.67	7009.17
200	168.69	177.17	8825.32	9258.71	12183.83	12370.21
300	180.75	182.22	5278.29	5325.71	7443.22	7452.81
400	170.60	167.66	3380.00	3334.31	4662.60	4622.53
500	136.74	133.80	2265.75	2227.31	3032.25	3000.23
600	101.61	100.30	1912.55	1891.62	2425.82	2401.19
700	63.41	64.00	1526.62	1549.36	2169.88	2182.30
800	81.06	80.62	1555.70	1549.05	2165.86	2160.25
900	64.85	64.32	1165.57	1156.63	1601.52	1594.91
1000	69.17	68.07	1055.85	1040.47	1433.85	1422.53

Tabla 3.11 Momentos en las pilas debido a la carga estática equivalente,  $h_1 > h_2 = h_3$

### III.2.3 Caso 3 ( $h_2 > h_1 = h_3$ )

El siguiente análisis considera la pila número 2 con una altura de 73.10 m, mientras que las pilas 1 y 3 se consideran con una altura de 43.10 m. En la tabla adjunta se muestran los valores de la carga estática equivalente para las dos direcciones de análisis.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	$\omega_{eq}$ (T/m)	$\omega_{eq}$ (T/m)
	Dirección transversal	Dirección longitudinal
100	9.858	4.795
200	7.237	5.051
300	6.553	6.183
400	6.321	6.572
500	6.189	6.572
600	6.217	6.572
700	6.145	6.572
800	6.150	6.572
900	5.967	6.572
1000	6.102	6.572

Tabla 3.12 Carga uniforme equivalente para  $h_2 > h_1 = h_3$

En las tablas 3.14 y 3.15 se resumen los valores de los momentos flexionantes obtenidos del análisis sísmico.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (t-m) Dirección transversal		M (t-m) Dirección transversal		M (t-m) Dirección transversal	
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	CPEP	CPS	CPEP	CPS	CPEP	CPS
100	334.24	229.16	193.47	243.82	612.48	245.94
200	15526.50	15923.96	15675.92	16180.04	6206.56	6305.75
300	20756.40	20742.90	20158.46	20165.15	17470.32	17456.90
400	22836.38	22700.00	21937.61	21806.90	22552.17	22419.50
500	23880.28	23775.61	22890.00	22790.81	24930.94	24822.90
600	23865.50	23803.68	22628.98	22568.63	26972.59	26903.93
700	24285.94	24306.01	23060.02	23084.31	25330.58	25351.42
800	24344.92	24291.66	23111.36	23066.78	25623.87	25568.22
900	24142.92	24029.97	22939.09	22774.71	25822.05	25704.76
1000	24743.93	24704.03	23440.03	23400.90	26637.64	26595.10

Tabla 3.13 Momentos en las pilas debido a la carga estática equivalente,  $h_2 > h_1 = h_3$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (t-m) Dirección longitudinal		M (t-m) Dirección longitudinal		M (t-m) Dirección longitudinal	
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	CPEP	CPS	CPEP	CPS	CPEP	CPS
100	925.87	964.39	3993.04	4038.01	7483.64	7083.22
200	327.38	340.64	3015.90	3110.12	13674.92	13769.07
300	448.41	450.31	2196.79	2205.06	10175.89	10158.88
400	452.35	446.04	1445.73	1432.62	6512.36	6477.92
500	361.86	355.76	918.14	908.06	3970.73	3947.69
600	273.70	270.98	804.62	799.02	3122.68	3103.25
700	173.94	174.98	642.35	647.76	2926.66	2930.73
800	221.41	220.36	651.48	649.40	2898.08	2892.77
900	178.92	177.77	474.73	472.32	2048.03	2043.18
1000	190.69	188.44	423.85	419.86	1788.33	1781.37

Tabla 3.14 Momentos en las pilas debido a la carga estática equivalente,  $h_2 > h_1 = h_3$

**III.2.4 Caso 4 ( $h_3 > h_1 = h_2$ )**

En la tabla 3.15 se muestran los valores calculados de la carga estática equivalente para la dirección transversal y longitudinal.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	$\omega_{eq}$ (T/m)	$\omega_{eq}$ (T/m)
	Dirección transversal	Dirección longitudinal
100	9.858	4.322
200	8.078	5.635
300	7.585	6.572
400	7.426	6.572
500	7.342	6.572
600	7.345	6.572
700	7.316	6.572
800	7.316	6.572
900	7.345	6.572
1000	7.288	6.572

Tabla 3.15 Carga uniforme equivalente para  $h_3 > h_1 = h_2$

En las tablas 3.16 y 3.17 se muestran los valores de los momentos flexionantes obtenidos del análisis sísmico.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (t-m)		M (t-m)		M (t-m)	
	Dirección transversal		Dirección transversal		Dirección transversal	
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	CPEP	CPS	CPEP	CPS	CPEP	CPS
100	212.06	189.14	125.66	374.98	436.54	218.58
200	13163.45	13506.32	29303.57	30605.40	3832.17	4148.56
300	16220.86	16202.70	35925.11	35929.30	8263.16	8253.27
400	17338.56	17229.53	38245.15	38009.22	10027.46	9965.56
500	17854.94	17772.81	39357.76	39181.09	10839.48	10790.36
600	17929.46	17890.12	39258.13	39164.78	11447.65	11422.25
700	18071.46	18078.71	39518.86	39550.95	10993.60	10997.98
800	18095.40	18070.91	39591.67	39540.08	11078.94	11064.29
900	18391.64	18370.20	40196.39	40148.89	11417.83	11404.78
1000	18317.21	18291.13	40027.60	39966.36	11431.20	11415.17

Tabla 3.16 Momentos en las pilas debido a la carga estática equivalente,  $h_3 > h_1 = h_2$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (t-m)		M (t-m)		M (t-m)	
	Dirección longitudinal		Dirección longitudinal		Dirección longitudinal	
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	CPEP	CPS	CPEP	CPS	CPEP	CPS
100	991.04	1019.20	12533.03	12629.87	3257.44	3130.72
200	348.98	364.71	7027.58	7319.46	3916.07	3919.06
300	403.46	405.79	4472.18	4499.65	2546.88	2535.08
400	371.75	365.74	2778.37	2747.87	1520.38	1514.51
500	301.66	295.78	1849.62	1825.12	968.51	965.14
600	233.78	231.16	1605.33	1591.99	733.94	727.89
700	160.12	161.15	1301.03	1314.55	724.99	723.02
800	193.98	192.97	1323.80	1318.90	713.56	712.64
900	160.59	159.48	1020.55	1014.70	532.25	531.68
1000	170.86	168.67	935.35	925.54	476.34	475.77

Tabla 3.17 Momentos en las pilas debido a la carga estática equivalente,  $h_3 > h_1 = h_2$

### III.2.5 Caso 5 ( $h_1 > h_2 > h_3$ )

En este análisis se considera que la pila número uno tiene una altura de 73.10 m, la pila dos tiene una altura de 58.10 m y la pila tres con una altura de 43.10 m.

En las tablas adjuntas se muestran los resultados del análisis.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	$\omega_{eq}$ (T/m)	$\omega_{eq}$ (T/m)
	Dirección transversal	Dirección longitudinal
100	10.03	4.891
200	7.700	5.102
300	6.866	6.202
400	6.556	6.689
500	6.388	6.689
600	6.397	6.689
700	6.322	6.689
800	6.326	6.689
900	6.281	6.689
1000	6.267	6.689

Tabla 3.18 Carga uniforme equivalente para  $h_1 > h_2 > h_3$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (t-m) Dirección transversal		M (t-m) Dirección transversal		M (t-m) Dirección transversal	
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	CPEP	CPS	CPEP	CPS	CPEP	CPS
100	176.61	121.77	262.42	337.42	553.26	233.55
200	7637.21	7886.26	22270.66	23467.34	3585.46	4607.98
300	10280.75	10276.78	29396.51	29413.08	15275.85	15268.17
400	11288.91	11220.23	32004.22	31809.82	20132.58	20012.09
500	11801.47	11745.73	33378.08	33224.39	22379.72	22275.17
600	11815.12	11782.46	33061.96	32969.95	24551.90	24483.21
700	12012.38	12028.10	33666.21	33716.54	22746.41	22776.03
800	12029.16	12018.24	33722.73	33689.66	23019.82	22999.53
900	12205.88	12188.16	34155.34	34107.84	23783.47	23749.29
1000	12246.01	12231.64	34260.36	34215.44	24034.49	24006.71

Tabla 3.19 Momentos en las pilas debido a la carga estática equivalente,  $h_1 > h_2 > h_3$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (t-m) Dirección longitudinal		M (t-m) Dirección longitudinal		M (t-m) Dirección longitudinal	
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	CPEP	CPS	CPEP	CPS	CPEP	CPS
100	437.80	466.32	6943.21	7418.48	6760.23	7291.95
200	154.49	161.79	5315.00	5533.04	12812.91	14031.09
300	209.19	210.60	3921.71	3947.04	10512.32	10521.60
400	213.68	210.20	2659.29	2626.17	6988.79	6929.46
500	167.95	164.71	1711.70	1686.31	4352.03	4308.51
600	122.65	121.22	1456.55	1442.77	3432.75	3402.69
700	71.83	72.48	1147.80	1162.51	3095.20	3112.37
800	95.59	95.14	1165.91	1161.80	3078.12	3071.54
900	74.69	74.12	837.49	831.80	2170.11	2161.45
1000	79.69	78.48	743.75	733.80	1897.20	1882.15

Tabla 3.20 Momentos en las pilas debido a la carga estática equivalente,  $h_1 > h_2 > h_3$

### III.2.5 Caso 6 ( $h_3 > h_2 > h_1$ )

En el siguiente análisis se considera que la pila número uno tiene una altura de 43.10 m, la pila dos tiene una altura de 58.10 m y la pila tres con una altura de 73.10 m.

En las tablas siguientes se muestran los resultados del análisis.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	$\omega_{eq}$ (T/m)	$\omega_{eq}$ (T/m)
	Dirección transversal	Dirección longitudinal
100	10.063	3.830
200	6.961	4.844
300	6.457	6.103
400	6.304	6.572
500	6.217	6.572
600	6.224	6.572
700	6.193	6.572
800	6.193	6.572
900	6.171	6.572
1000	6.106	6.572

Tabla 3.21 Carga uniforme equivalente para  $h_3 > h_2 > h_1$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (t-m)		M (t-m)		M (t-m)	
	Dirección transversal		Dirección transversal		Dirección transversal	
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	CPEP	CPS	CPEP	CPS	CPEP	CPS
100	138.30	166.16	68.36	283.50	482.29	193.32
200	16654.88	17092.32	25530.51	26338.97	3809.23	3881.19
300	20124.88	20110.55	30974.18	30980.96	9524.42	9516.54
400	21365.08	21243.77	32976.87	32789.13	11971.57	11904.89
500	21924.39	21821.29	33949.83	33793.09	13107.55	13046.75
600	21968.69	21904.77	33823.39	33724.59	13955.91	13915.20
700	22117.69	22129.97	34064.28	34093.03	13317.84	13325.17
800	22142.00	22117.82	34117.38	34078.76	13429.03	13414.76
900	22327.83	22296.40	34401.95	34355.49	13795.10	13775.93
1000	22159.88	22132.24	34153.46	34105.88	13783.36	13766.45

Tabla 3.22 Momentos en las pilas debido a la carga estática equivalente,  $h_3 > h_2 > h_1$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (t-m)		M (t-m)		M (t-m)	
	Dirección longitudinal		Dirección longitudinal		Dirección longitudinal	
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	CPEP	CPS	CPEP	CPS	CPEP	CPS
100	1108.66	1134.56	8766.54	8784.09	4140.00	4000.89
200	358.25	373.34	5019.87	5181.16	5281.23	5301.85
300	452.00	454.51	3362.37	3376.25	3672.69	3659.57
400	443.91	437.68	2159.37	2140.86	2282.83	2275.34
500	350.30	344.38	1355.80	1342.09	1371.87	1368.65
600	266.96	264.32	1191.70	1184.28	1013.44	1007.45
700	172.64	173.69	949.23	956.19	1021.02	1017.84
800	215.94	214.90	959.17	956.31	997.06	996.04
900	174.91	173.81	703.96	700.80	703.75	703.36
1000	186.08	183.88	631.15	625.93	612.62	612.67

Tabla 3.23 Momentos en las pilas debido a la carga estática equivalente,  $h_3 > h_2 > h_1$

Como se observa en las tablas anteriores, los valores de la carga estática equivalente, para la dirección transversal, van disminuyendo conforme aumenta el radio de curvatura; mientras que para la dirección longitudinal, éstos aumentan hasta permanecer constantes conforme aumenta el radio de curvatura. Lo anterior tiene sentido, ya que la rigidez del puente en dirección transversal va disminuyendo conforme aumenta el radio de curvatura, ocasionando un aumento en el periodo fundamental del puente.

Los resultados obtenidos, al analizar el puente con los dos métodos de aplicación de carga sísmica para puentes curvos, resultan prácticamente iguales, por lo cual se considerará, para fines de comparación con el método dinámico, la aplicación de la carga sísmica de manera perpendicular al eje de la superestructura.

De acuerdo a los valores de la carga sísmica estática equivalente, los valores de los momentos flexionantes en las bases de las pilas en dirección transversal van aumentando conforme el radio de curvatura aumenta, mientras que para la dirección longitudinal, los valores de los momentos tienden a disminuir.

### **III.3 Análisis sísmico estático de los puentes con el método de la carga uniforme, variando el radio de curvatura**

Los métodos espectrales unimodales pueden ser usados para el diseño final de puentes simples y para el diseño preliminar de puentes complejos. Uno de estos métodos es el denominado método de la carga uniforme, el cual es recomendado por las especificaciones AASHTO y por CALTRANS. En este apartado, se usará el método de la carga uniforme para la determinación de la fuerza sísmica estática.

#### **III.3.1 Combinación de fuerzas sísmicas ortogonales**

En el diseño y análisis de estructuras sujetas a cargas sísmicas, las componentes del movimiento del suelo deben ser consideradas. En general, el movimiento del suelo translacional puede ser resuelto en tres componentes, dos en el plano horizontal y una en la dirección vertical. Los movimientos rotacionales del terreno usualmente no son considerados. Penzien y Watabe (1975) observaron que durante la fase fuerte de un sismo, las componentes translacionales del terreno están descorrelacionadas a lo largo de un sistema de ejes ortogonales cuya orientación permanece razonablemente estable a través del tiempo. Este sistema de ejes, que denota los ejes principales del movimiento del terreno, está orientado de tal manera que el eje principal es horizontal y dirigido hacia el epicentro, el eje intermedio es en la dirección horizontal transversal, y el eje menor es vertical.

En la práctica, los ejes principales para el diseño sísmico pueden no ser conocidos. En ese caso, es prudente diseñar para el caso más desfavorable, por ejemplo, para aquella orientación de los ejes principales que produzcan la respuesta máxima.

Muchos códigos de diseño que tratan el problema de las componentes del movimiento del terreno especifican que las contribuciones de las componentes ortogonales del terreno a una respuesta deben ser combinadas utilizando la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC) o por una combinación de porcentaje. La edición de 1997 del UBC (UBD 97) requiere el uso de la regla RCSC o la regla del 30%, pero sólo para el tipo de estructuras que tienen cierto tipo de irregularidades. Las especificaciones de diseño de puentes del Departamento de Transporte de California (Caltrans) requiere el uso de la regla del 30% para todas las estructuras (Caltrans, 1990). El código Caltrans no especifica la regla de RCSC como alternativa. La ASCE Standard para el análisis sísmico de estructuras nucleares (ASCE 4-86)

especifica el uso de la regla RCSC o la regla del 40% (ASCE, 1986). Finalmente, el consejo de tecnología aplicada (ATC-32) ha recomendado recientemente la regla del 40% o la regla RCSC para el diseño y análisis de estructuras de puentes (Nutt, 1996).

Si  $R_1$ ,  $R_2$ ,  $R_3$  denotan las contribuciones a una respuesta específica respectivamente de las componentes horizontales y vertical del movimiento del suelo, entonces la estimación de la respuesta total,  $R$ , de acuerdo a la regla RCSC es

$$R = \left( R_1^2 + R_2^2 + R_3^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$

La suposición básica de esta regla es que las respuestas  $R_1$ ,  $R_2$  y  $R_3$  son estáticamente independientes. Considerando el modelo de Penzien-Watabe descrito antes, esta regla será precisa si las componentes horizontales del suelo asumidas estuvieran a lo largo de los ejes principales del sismo. Sin embargo, en la práctica, las direcciones de las componentes normalmente son seleccionadas para coincidir con los ejes asumidos de la estructura. En algunos casos, tales como en las especificaciones para puentes (Caltrans, 1995), las direcciones de la componentes son basadas en la geometría de la estructura. Estas direcciones asumidas pueden no coincidir con los ejes principales del sismo.

La regla de porcentaje tuvo su origen del trabajo hecho por Newmark (1975) y por Rosenblueth y Contreras (1977). La regla aproxima la respuesta total  $R$  como la suma del 100% de la respuesta ocasionada por el sismo en una dirección y un porcentaje,  $\alpha$ , de las respuestas en las otras dos direcciones. La combinación que produzca la estimación más crítica de la respuesta total es usada para diseño. Por lo tanto, tres casos deben ser considerados:

$$R = R_1 + \alpha R_2 + \alpha R_3$$

$$R = \alpha R_1 + R_2 + \alpha R_3$$

$$R = \alpha R_1 + \alpha R_2 + R_3$$

Rosenblueth y Contreras (1997) sugirieron  $\alpha = 30\%$  con el fin de minimizar los errores introducidos por la aproximación lineal. Este es el valor adoptado por UBC 97 (ICBO, 1997) y por las especificaciones de diseño para puentes (Caltrans, 1990); no obstante, estos códigos sólo especifican las primeras dos ecuaciones con la omisión del término  $\alpha R_3$ . Aunque ambos códigos requieren la consideración de la componente vertical cuando su efecto es significativo. Newmark (1975) recomendó  $\alpha = 40\%$ , argumentando que la estimación resultante en general será conservadora comparada con el resultado al usar RCSC. Esta recomendación es adoptada por ASCE 4-86 Standard (ASCE, 1986).

### III.3.2 Análisis estático considerando la combinación de fuerzas sísmicas ortogonales

En este apartado se realizará una combinación de fuerzas estáticas ortogonales, tal y como se muestra en la figura 3.6, con el fin de realizar una comparación entre los momentos obtenidos de un análisis sísmico dinámico considerando dos componentes ortogonales.

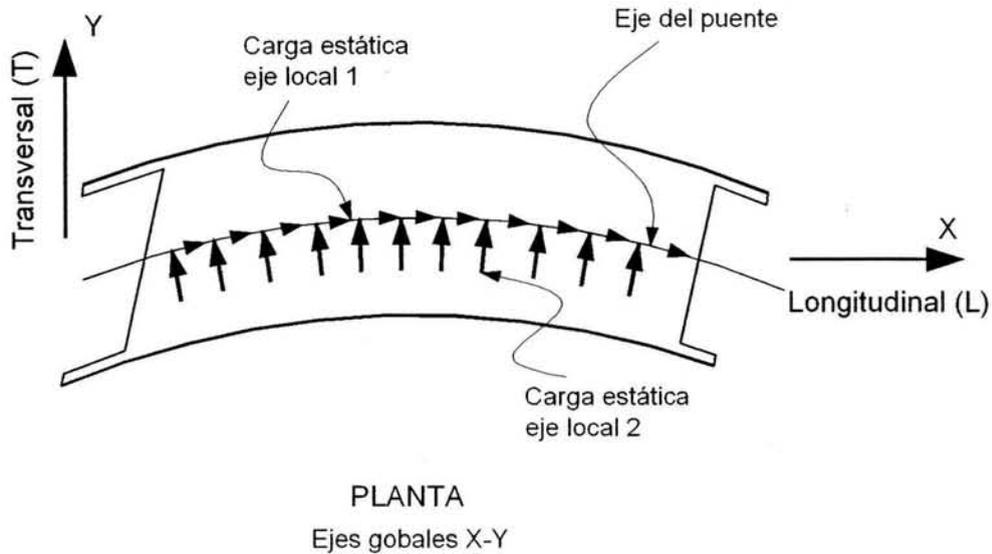


Figura 3.6 Combinación de fuerzas estáticas ortogonales

Se llevará a cabo una combinación de fuerzas en 2 direcciones ortogonales y se combinarán de la siguiente manera:

CASO 1 (100/30)	CASO 2 (SVA)
$100\%F_{EX} \pm 30\%F_{EY}$	$100\% F_{EX}  + 100\% F_{EY} $
$30\%F_{EX} \pm 100\%F_{EY}$	

en donde

$F_{EX}$  = Fuerza sísmica estática en la dirección X.

$F_{EY}$  = Fuerza sísmica estática en dirección Y.

**III.3.2.1 Caso 1 ( $h_1 = h_2 = h_3$ )**

En las tablas adjuntas se muestran los resultados de los momentos flexionantes máximos en las bases de las pilas, de acuerdo a la combinación especificada.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Transversal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$
100	9843.09	10023.62	5238.76	5566.89	15695.27	15942.48
200	16261.99	24254.40	31484.75	42115.76	7753.18	8414.53
300	19313.05	25905.00	36722.94	45721.33	15995.60	17659.41
400	19866.15	25095.12	37486.84	44540.95	18853.88	20764.79
500	19946.60	24055.22	37685.79	42897.91	20096.46	21711.05
600	19914.39	23541.54	37525.79	42518.13	21633.88	23464.42
700	19967.99	23119.39	37751.23	42117.54	20306.21	21632.41
800	19955.84	23103.43	37727.02	42090.69	20458.76	21814.52
900	19907.59	22379.40	37688.92	41120.32	20818.01	21921.79
1000	19817.89	22047.42	37544.68	40642.18	20885.09	21897.75

Tabla 3.24 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_1 = h_2 = h_3$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Longitudinal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$
100	847.06	873.73	8499.12	8509.32	5266.04	5286.03
200	383.25	527.02	8856.80	12957.89	16204.27	22138.44
300	516.30	771.48	7930.03	10680.19	14545.25	18656.85
400	575.86	800.12	5313.88	6865.50	9459.02	11730.51
500	563.41	756.55	4518.23	5691.16	7901.14	9557.79
600	411.49	562.73	4148.49	5168.77	5500.58	6829.12
700	193.69	300.86	3599.83	4454.98	6735.55	7988.47
800	322.90	449.92	3598.02	4450.58	6519.17	7754.20
900	270.06	375.49	2827.99	3489.19	5068.48	6006.25
1000	311.92	423.53	2550.49	3155.26	4479.74	5326.60

Tabla 3.25 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_1 = h_2 = h_3$

### III.3.2.2 Caso 2 ( $h_1 > h_2 = h_3$ )

En las siguientes tablas se muestran los resultados de los momentos flexionantes máximos en las bases de las pilas, de acuerdo a la combinación especificada.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Transversal					
	Pila -1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$
100	5208.21	5240.89	4614.15	4998.90	18454.21	19767.60
200	8547.34	13094.66	34128.63	46925.76	6773.19	8690.63
300	10060.97	13739.67	39526.84	50345.97	14365.87	15720.06
400	10409.82	13331.70	40778.92	49324.42	17789.24	19636.87
500	10549.63	12890.74	41287.89	47816.07	19219.65	20878.54
600	10471.80	12543.56	40843.84	47020.52	20908.99	22867.53
700	10642.59	12446.40	41676.90	47096.46	19592.58	20972.23
800	10506.29	12308.57	41129.19	46543.85	19520.17	20935.21
900	10461.37	11880.28	41012.13	45282.91	19893.52	21059.52
1000	10433.11	11713.96	40932.45	44790.73	20022.83	21096.82

Tabla 3.26 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_1 > h_2 = h_3$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Longitudinal					
	Pila -1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$
100	468.31	484.40	12606.20	12668.25	7014.97	7028.51
200	213.10	296.95	12769.22	19250.31	21046.99	29706.14
300	270.57	398.13	10074.04	13802.03	16664.73	21881.70
400	318.03	435.39	7680.57	10014.59	12433.41	15669.18
500	295.56	389.22	5898.94	7458.06	9328.48	11428.64
600	214.44	284.66	5311.39	6635.53	6791.05	8471.89
700	134.99	185.61	4661.37	5745.99	7872.04	9399.72
800	167.32	223.76	4603.38	5687.72	7569.02	9081.20
900	138.66	183.68	3603.28	4412.92	5877.65	6994.08
1000	160.51	208.16	3251.55	3979.88	5218.99	6214.76

Tabla 3.27 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_1 > h_2 = h_3$

### III.3.2.3 Caso 3 ( $h_2 > h_1 = h_3$ )

En las siguientes tablas se muestran los resultados de los momentos flexionantes máximos en las bases de las pilas, de acuerdo a la combinación especificada.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Transversal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$
100	10930.62	11091.03	2740.01	2910.68	18982.27	19154.43
200	19863.09	29054.38	19026.46	25668.11	6597.86	7279.46
300	24707.17	33957.12	23143.85	30094.13	18944.71	22416.28
400	26039.43	33831.43	24304.43	30132.32	24175.44	28272.63
500	26406.79	32546.20	24685.95	29107.96	26320.52	29814.98
600	26173.09	31701.72	24367.13	28563.63	28541.44	32362.28
700	26377.01	31209.32	24669.39	28367.90	26604.53	29528.45
800	26365.68	31205.06	24654.43	28358.95	26844.32	29821.89
900	25663.21	29474.11	24026.62	26948.43	26743.70	29167.88
1000	26178.41	29618.64	24532.10	27171.55	27546.07	29764.99

Tabla 3.28 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_2 > h_1 = h_3$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Longitudinal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$
100	978.49	1011.37	4038.90	4040.96	7111.44	7177.30
200	349.30	587.76	5086.90	7263.98	26282.30	35920.65
300	632.12	947.34	4204.03	5747.58	21909.65	29020.86
400	773.22	1085.45	3228.83	4231.67	16529.91	21064.45
500	723.64	972.67	2419.86	3055.50	12172.56	14935.95
600	521.59	711.27	2246.05	2805.36	9027.65	11199.93
700	237.47	359.95	1955.32	2408.76	10448.88	12500.39
800	408.49	562.74	1954.87	2409.45	10165.52	12190.46
900	334.15	458.59	1494.70	1825.32	7704.96	9135.18
1000	396.62	528.52	1377.51	1671.41	6985.25	8232.20

Tabla 3.29 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_2 > h_1 = h_3$

**III.3.2.4 Caso 4 ( $h_3 > h_1 = h_2$ )**

En las tablas 3.30 y 3.31 se muestran los resultados de los momentos flexionantes máximos en las bases de las pilas, de acuerdo a la combinación especificada.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Transversal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$
100	12177.42	11799.14	10903.17	10153.21	9194.27	8757.12
200	17224.12	25898.98	35894.98	48237.31	4181.24	4257.51
300	19334.27	26641.27	40649.93	51664.75	8793.93	10055.45
400	19652.86	25307.30	41559.39	49843.10	10492.40	11721.68
500	19671.89	24103.09	41809.66	47943.01	11231.71	12261.52
600	19566.41	23477.76	41686.51	47570.56	11899.45	13012.89
700	19522.12	22890.05	41726.91	46804.13	11359.31	12202.42
800	19517.03	22891.30	41722.38	46814.40	11432.59	12291.98
900	19500.85	22139.03	41858.27	45846.83	11702.42	12396.91
1000	19309.69	21686.33	41507.93	45104.92	11687.22	12321.99

Tabla 3.30 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_3 > h_1 = h_2$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Longitudinal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$
100	1165.12	1067.84	12993.69	12751.14	3176.00	3145.82
200	435.92	602.09	10926.32	16049.94	7578.89	10322.24
300	528.16	810.58	8275.08	11405.60	5894.83	7677.65
400	610.08	866.10	6180.33	8103.85	4308.94	5369.10
500	562.05	769.10	4628.85	5906.44	3183.75	3859.34
600	411.65	573.46	4284.05	5398.44	1935.51	2445.04
700	194.58	307.39	3691.57	4611.76	2753.26	3259.38
800	321.37	456.45	3692.83	4616.06	2635.50	3134.35
900	269.05	380.68	2910.22	3620.52	2049.77	2421.95
1000	308.66	426.73	2612.85	3260.72	1790.01	2123.04

Tabla 3.31 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_3 > h_1 = h_2$

### III.3.2.5 Caso 5 ( $h_1 > h_2 > h_3$ )

En las siguientes tablas se muestran los resultados de los momentos flexionantes máximos en las bases de las pilas, de acuerdo a la combinación especificada.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Transversal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$
100	5356.12	5441.36	3109.56	3345.76	20587.08	20750.57
200	9808.06	14292.26	27528.92	37005.95	5401.60	7253.36
300	12228.47	16782.43	33751.62	43874.88	16306.37	18728.82
400	12905.73	16838.58	35560.00	44310.43	21450.00	24805.14
500	13089.17	16223.86	36116.83	42865.84	23554.83	26540.71
600	12986.16	15794.79	35689.70	42035.80	25931.03	29309.28
700	13083.28	15545.35	36120.41	41729.46	23851.34	26360.41
800	13071.71	15529.82	36090.33	41691.89	24095.68	26653.37
900	13019.20	14958.29	36005.54	40433.53	24650.72	26754.06
1000	12982.25	14733.66	35930.90	39933.64	24834.86	26767.23

Tabla 3.32 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_1 > h_2 > h_3$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Longitudinal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$
100	470.35	479.75	7427.41	7448.24	7318.16	7379.78
200	203.83	301.91	8986.22	12859.35	20782.56	36535.99
300	321.81	469.23	7484.64	10247.56	22481.51	29846.63
400	388.44	535.57	5795.11	7633.42	17114.61	21965.23
500	361.34	476.64	4407.91	5588.33	12740.45	15756.40
600	261.15	346.00	4013.63	5023.57	9556.87	12038.75
700	119.30	170.04	3488.87	4302.63	10735.51	12914.16
800	203.61	270.21	3486.61	4299.87	10476.97	12627.05
900	168.65	220.54	2723.34	3305.60	8129.79	9642.80
1000	195.72	250.66	2454.22	2967.88	7222.22	8539.73

Tabla 3.33 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_1 > h_2 > h_3$

### III.3.2.6 Caso 6 ( $h_3 > h_2 > h_1$ )

En las tablas 3.34 y 3.35 se muestran los resultados de los momentos flexionantes máximos en las bases de las pilas, de acuerdo a la combinación especificada.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Transversal					
	Pila -1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$
100	13383.47	13499.78	8290.38	8488.83	11032.46	11167.79
200	21331.50	31222.92	30965.08	41759.34	3893.45	3922.06
300	24011.90	33115.05	35441.23	45848.54	10343.39	12272.71
400	24426.53	31852.97	36422.08	44898.98	12812.40	14929.94
500	24277.71	30009.36	36485.93	42769.23	13798.81	15553.61
600	24109.56	29254.09	36299.81	42308.66	14715.64	16583.34
700	24035.57	28481.98	36325.63	41535.02	13950.02	15408.01
800	24021.43	28463.19	36310.73	41518.68	14047.74	15524.58
900	23783.96	27254.92	36103.56	40182.39	14286.57	15478.06
1000	23472.24	26598.90	35682.23	39360.38	14232.38	15319.55

Tabla 3.34 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_3 > h_2 > h_1$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Longitudinal					
	Pila -1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$	$M_{100/30}$	$M_{SVA}$
100	1150.39	1187.33	8802.51	8845.48	4001.11	4001.64
200	405.33	666.67	8452.69	12079.50	10301.93	14013.23
300	634.11	952.27	6415.68	8779.06	8136.23	10697.92
400	740.98	1047.35	4781.31	6279.91	5984.33	7577.06
500	677.82	918.89	3514.87	4454.33	4357.47	5315.53
600	493.37	678.40	3291.31	4120.31	2837.04	3542.25
700	226.69	348.27	2830.40	3499.73	3777.12	4489.61
800	382.53	532.97	2830.00	3499.42	3631.03	4328.25
900	317.32	438.99	2203.99	2694.55	2797.44	3289.79
1000	364.27	492.99	1969.13	2407.28	2439.06	2867.93

Tabla 3.35 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_3 > h_2 > h_1$

Como se observa en las tablas de resultados para la combinación de fuerzas sísmicas estáticas, los valores obtenidos presentan una tendencia similar a la de los resultados del análisis estático en una sola dirección, es decir, los valores de los momentos en dirección transversal tienden a aumentar conforme aumenta el radio de curvatura, en tanto que en la dirección longitudinal, éstos tienden a disminuir.

La comparación de resultados para el caso 1 y caso 2, se presentan en el apéndice A.

### III.4 Análisis sísmico dinámico de los puentes con el método modal espectral, variando el radio de curvatura

Con el fin de comparar el método de análisis sísmico estático, se procede a realizar un análisis sísmico dinámico. El análisis dinámico considera los primeros 50 modos de vibrar del puente, valor que garantiza que los factores de participación, sean mayores al 90%. Como se mencionó anteriormente, se usará el espectro de aceleraciones propuesto por la Comisión Federal de Electricidad para zona D y tipo de suelo II.

#### III.4.1 Análisis dinámico considerando la combinación de fuerzas sísmicas ortogonales

En este punto se realiza un análisis sísmico dinámico, considerando dos direcciones ortogonales, tal y como se muestra en la figura 3.7.

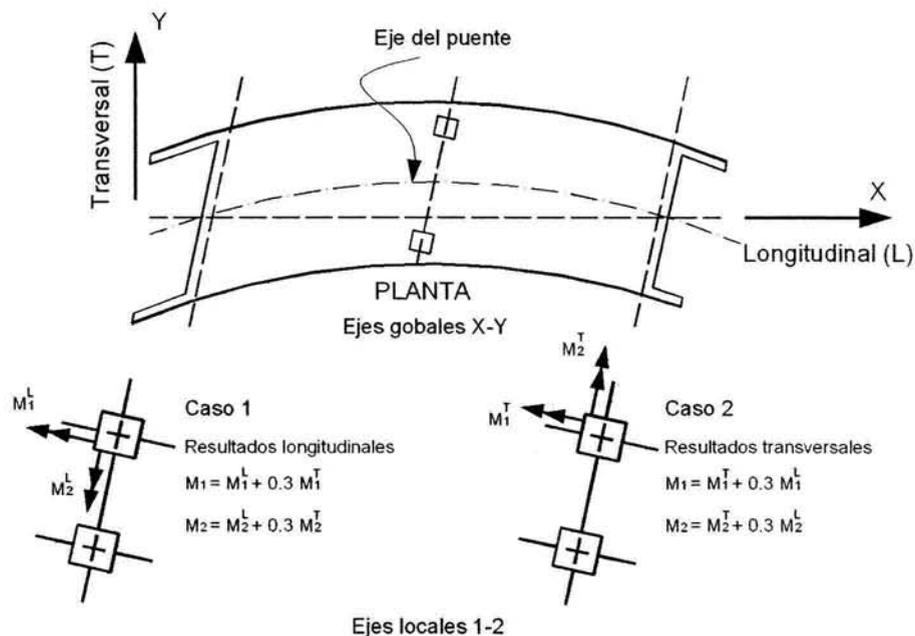


Figura 3.7 Combinación de fuerzas sísmicas ortogonales

Al igual que en el caso del análisis estático, se llevará a cabo una combinación de fuerzas en 2 direcciones ortogonales y se combinarán de la siguiente manera:

CASO 1 (RCSC)	CASO 2 (100/30)
$100\%S_x + 100\%S_y$	$100\%S_x \pm 30\%S_y$
	$30\%S_x \pm 100\%S_y$

en donde

$S_x$  = Sismo en la dirección X.

$S_y$  = Sismo en dirección Y.

#### III.4.1.1 Caso 1 ( $h_1 = h_2 = h_3$ )

En las tablas adjuntas se muestran los resultados de los momentos flexionantes máximos en las bases de las pilas, de acuerdo a la combinación bidireccional utilizada.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Transversal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	25094.40	26019.75	24388.18	24942.11	45890.11	47909.42
200	27208.50	25255.13	45981.18	43799.02	13509.61	13432.13
300	26111.21	26121.33	48092.01	49039.84	17323.24	16589.80
400	25634.91	26409.78	49365.48	51335.07	20643.39	21062.19
500	24832.41	25871.18	49633.02	51816.82	22343.77	23240.73
600	24620.73	25687.32	49436.52	51593.78	23949.42	24983.02
700	23798.73	24793.29	49619.95	51693.59	21719.47	22627.13
800	24370.45	25442.95	49862.60	51945.33	22832.05	23837.27
900	24109.66	25116.08	50005.18	51859.04	23416.69	24398.71
1000	24028.22	24989.82	50039.93	51782.05	23621.67	24569.66

Tabla 3.36 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_1 = h_2 = h_3$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Longitudinal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	1970.43	2035.64	23078.33	24091.15	16677.71	17374.42
200	582.40	536.56	14269.92	13457.41	22462.98	21400.13
300	734.58	728.11	10802.71	10933.76	18252.66	18607.58
400	757.04	775.41	7046.74	7298.18	11967.91	12439.67
500	704.85	726.63	5837.75	6088.73	9915.40	10351.79
600	519.55	536.87	5359.66	5593.70	7354.87	7677.62
700	214.07	223.02	4514.98	4703.66	8329.41	8677.50
800	408.22	419.30	4612.77	4815.84	8193.67	8549.26
900	340.64	348.19	3612.18	3771.22	6385.55	6658.63
1000	388.21	399.46	3267.43	3411.22	5680.01	5924.54

Tabla 3.37 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_1 = h_2 = h_3$

### III.4.1.2 Caso 2 ( $h_1 > h_2 = h_3$ )

En las siguientes tablas se muestran los resultados de los momentos flexionantes máximos en las bases de las pilas, de acuerdo a la combinación especificada.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Transversal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	13071.33	13644.48	19806.42	18247.14	49795.42	51803.87
200	14816.86	13772.13	45107.98	41448.57	14886.19	14137.82
300	15178.62	15259.49	48808.84	48811.19	13901.18	13932.46
400	15293.59	15734.12	49909.98	51477.88	16220.56	16639.36
500	15301.76	15940.89	50488.24	52639.66	17510.04	18205.28
600	15262.15	15922.99	50161.35	52353.15	19148.37	19971.57
700	15261.96	15933.33	50870.02	53099.42	17569.16	18342.04
800	15257.89	15929.11	50817.98	53045.31	17746.24	18527.04
900	15236.62	15869.28	50972.36	53053.74	18178.55	18949.53
1000	15226.84	15831.60	51005.39	52989.89	18341.71	19090.18

Tabla 3.38 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_1 > h_2 = h_3$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Longitudinal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	1093.24	1140.27	31497.31	32758.22	18435.53	19184.72
200	331.85	308.77	20402.41	18966.46	27544.41	25449.75
300	421.25	424.70	14349.94	14404.72	20668.57	20693.34
400	473.32	485.99	10722.17	11037.26	15443.18	15917.05
500	429.45	446.77	8183.87	8524.31	11591.08	12079.13
600	314.51	327.33	7338.31	7653.45	9349.51	9751.27
700	196.59	203.99	6338.02	6616.82	9558.67	9979.55
800	244.04	254.13	6335.80	6614.49	9391.54	9805.05
900	201.54	210.07	4959.76	5176.79	7336.80	7655.76
1000	232.27	242.40	4479.45	4675.03	6563.25	6847.67

Tabla 3.39 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_1 > h_2 = h_3$

### III.4.1.3 Caso 3 ( $h_2 > h_1 = h_3$ )

En las siguientes tablas se muestran los resultados de los momentos flexionantes máximos en las bases de las pilas, de acuerdo a la combinación especificada.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Transversal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	28413.28	29108.48	12909.20	13164.86	55352.81	57761.07
200	30487.09	28614.92	27781.29	27132.93	14894.20	15345.38
300	31219.05	31516.58	30619.26	31483.41	22410.60	21885.41
400	31176.78	32276.26	31577.30	32914.89	27753.67	28603.41
500	31106.39	32459.68	32172.68	33570.51	30363.05	31668.71
600	30792.94	32147.67	31832.58	33198.55	32851.52	34296.95
700	30945.96	32290.41	32323.61	33635.75	30708.34	32049.49
800	30924.70	32268.39	32292.25	33603.45	30972.94	32324.98
900	30848.44	32080.20	32431.63	33587.13	31787.05	33063.77
1000	30817.97	31986.19	32465.45	33548.14	32076.72	33298.30

Tabla 3.40 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_2 > h_1 = h_3$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Longitudinal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	2374.89	2412.59	10881.97	11341.07	22481.58	23374.51
200	628.79	588.67	7572.63	7335.90	36304.70	35487.80
300	820.35	816.80	5442.37	5572.01	27615.33	28395.88
400	924.43	951.28	4027.52	4190.86	20444.70	21308.21
500	841.48	875.45	2978.92	3110.08	14985.92	15640.25
600	610.44	633.64	2784.12	2906.38	11542.87	12047.28
700	300.19	296.49	2420.14	2524.51	12936.05	13475.33
800	479.91	496.46	2418.64	2522.96	12611.12	13137.75
900	403.15	416.10	1894.59	1974.48	9821.33	10209.69
1000	465.69	482.97	1711.15	1783.44	8737.14	9080.27

Tabla 3.41 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_2 > h_1 = h_3$

#### III.4.1.4 Caso 4 ( $h_3 > h_1 = h_2$ )

En las tablas 3.42 y 3.43 se muestran los resultados de los momentos flexionantes máximos en las bases de las pilas, de acuerdo a la combinación especificada.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Transversal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	29808.22	30917.72	37675.15	39168.75	25090.69	26192.09
200	29425.50	27270.51	52821.09	51037.28	8495.10	8468.23
300	25378.41	24119.06	54231.29	55036.32	12534.98	12003.86
400	22612.13	22727.81	53872.66	56240.11	14973.88	15516.42
500	20822.88	21360.43	53402.71	55625.46	16206.92	16920.49
600	20327.67	20970.31	53209.95	55353.19	16967.10	17702.39
700	19754.38	20511.86	53104.66	55079.59	16499.43	17186.04
800	19751.55	20508.79	53100.54	55075.67	16583.97	17273.25
900	19055.18	19885.12	52853.72	54530.23	16957.27	17572.19
1000	18842.54	19672.15	52775.77	54329.02	17081.41	17658.79

Tabla 3.42 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_3 > h_1 = h_2$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Longitudinal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	2451.55	2535.77	34377.04	35865.26	9717.48	10136.46
200	681.63	630.51	17773.97	16859.54	10626.71	10268.65
300	726.52	677.55	10986.22	10855.21	7586.34	7696.38
400	716.00	709.64	7466.10	7697.57	5374.06	5609.21
500	599.67	606.49	5231.47	5433.77	3870.68	4036.90
600	441.95	443.61	4850.44	5051.71	2261.32	2354.77
700	241.84	219.62	4117.39	4293.18	3377.85	3514.14
800	346.88	343.90	4118.31	4294.13	3213.76	3345.30
900	288.12	282.85	3187.35	3323.22	2470.99	2572.37
1000	323.96	322.26	2877.68	2998.10	2162.78	2253.80

Tabla 3.43 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_3 > h_1 = h_2$

#### III.4.1.5 Caso 5 ( $h_1 > h_2 > h_3$ )

En las siguientes tablas se muestran los resultados de los momentos flexionantes máximos en las bases de las pilas, de acuerdo a la combinación especificada.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Transversal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	14690.62	15318.85	14787.91	13724.50	58065.37	60464.73
200	16072.36	14913.03	38776.58	36410.34	15151.50	14648.29
300	16857.92	16941.90	43296.11	43815.57	17200.27	16435.15
400	17040.43	17612.53	44865.62	46518.77	21970.34	22405.47
500	17135.59	17875.43	45781.52	47789.64	24409.81	25373.65
600	17051.87	17800.44	45385.67	47383.84	27029.53	28190.80
700	17133.36	17881.20	46139.32	48124.24	24760.23	25849.58
800	17121.18	17868.55	46091.48	48074.67	25028.93	26130.31
900	17126.07	17817.32	46329.43	48139.27	25824.89	26915.10
1000	17122.85	17780.01	46388.20	48101.83	26111.62	27169.14

Tabla 3.44 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_1 > h_2 > h_3$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Longitudinal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	1227.14	1276.98	20354.94	21187.99	21208.29	22071.74
200	343.12	315.76	13852.60	12969.77	36545.46	34348.99
300	454.27	454.61	10054.24	10157.50	28225.81	28577.27
400	514.68	530.84	7532.22	7801.44	21178.50	21959.26
500	470.35	490.17	5703.21	5951.34	15783.83	16475.09
600	341.69	356.14	5200.57	5429.17	12630.73	13186.42
700	159.50	164.32	4510.59	4707.97	13290.58	13868.08
800	265.19	276.51	4508.02	4705.30	13029.96	13596.40
900	219.68	229.19	3529.45	3678.92	10169.27	10590.61
1000	254.53	265.73	3185.67	3319.38	9057.77	9448.16

 Tabla 3.45 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_1 > h_2 > h_3$ 

#### III.4.1.6 Caso 6 ( $h_3 > h_2 > h_1$ )

En las tablas 3.46 y 3.47 se muestran los resultados de los momentos flexionantes máximos en las bases de las pilas, de acuerdo a la combinación especificada.

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Transversal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	35521.30	36746.20	30253.17	31444.28	32495.56	33903.60
200	34067.78	32076.91	45262.69	44126.12	8903.04	8999.93
300	30792.53	30889.73	46988.33	48540.90	13927.77	13770.74
400	28736.64	29582.19	47308.77	49378.03	16791.32	17385.32
500	27437.03	28566.11	47458.00	49454.37	18204.97	19005.61
600	27056.40	28216.83	47278.78	49221.63	19285.81	20130.44
700	26692.76	27867.89	47421.79	49230.78	18482.47	19268.77
800	26685.09	27859.87	47411.45	49220.36	18602.85	19393.55
900	26192.89	27302.26	47404.22	48954.87	19047.31	19768.39
1000	26041.52	27104.05	47398.23	48838.90	19200.25	19882.50

 Tabla 3.46 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_3 > h_2 > h_1$

Radio de curvatura $\rho$ (m)	M (T-m) Longitudinal					
	Pila - 1		Pila - 2		Pila - 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	2886.09	2973.79	24421.77	25478.56	12394.82	12921.70
200	739.36	680.21	12937.28	12481.11	14419.85	14059.57
300	840.74	830.89	8359.63	8559.29	10391.07	10733.69
400	875.05	892.97	5883.87	6120.13	7467.76	7793.68
500	759.10	785.53	4201.77	4386.34	5398.50	5628.59
600	554.99	572.27	3960.05	4134.28	3520.54	3675.24
700	280.61	270.80	3389.00	3536.59	4722.81	4910.56
800	431.91	442.59	3389.18	3536.79	4534.44	4715.81
900	359.16	366.28	2633.31	2746.97	3501.38	3635.09
1000	410.41	421.62	2374.52	2477.54	3080.84	3199.39

Tabla 3.47 Momentos en las pilas debido a la combinación ortogonal,  $h_3 > h_2 > h_1$

De las tablas de análisis sísmico dinámico, considerando la combinación de fuerzas sísmicas ortogonales, se percibe que los resultados presentan un comportamiento similar a los resultados del análisis estático, lo cual nos permitirá realizar la comparación de los resultados obtenidos a partir de ambos análisis.

La comparación de resultados para el caso 1 y caso 2, se presentan en el apéndice B.

# IV

## Comparación de resultados

### IV.1 Comparación de resultados

De acuerdo a lo que se observa en las tablas de resultados, es posible realizar una comparación entre los resultados obtenidos a partir del método de la carga uniforme y el método modal espectral. Las combinaciones de efectos bidireccionales consideradas se muestran en la siguiente tabla.

Combinación de efectos bidireccionales	
Método modal espectral	Método de la carga uniforme
$100\%S_x \pm 30\%S_y$ $30\%S_x \pm 100\%S_y$	$100\% F_{ET}  + 100\% F_{EL} $

Tabla 4.1 Combinación de efectos bidireccionales

Para el caso del método modal espectral, la combinación de efectos horizontales que se usa con fines de comparación es la que considera el 100% de los efectos de la componente que obra en una dirección y el 30% de los efectos de la componente que obra perpendicularmente a ella, con los signos que para cada caso resulten más desfavorables. Para el caso del análisis estático mediante el método de la carga uniforme, la combinación que se utiliza es la que considera la suma en valor absoluto del 100% de los efectos de las componentes bidireccionales del terreno.

Para comparar los resultados, se determinará el porcentaje de error que existe entre éstos aplicando la siguiente fórmula

$$\%E = \frac{|V_D - V_E|}{V_D}$$

donde

$V_D$  es el valor obtenido del análisis dinámico.

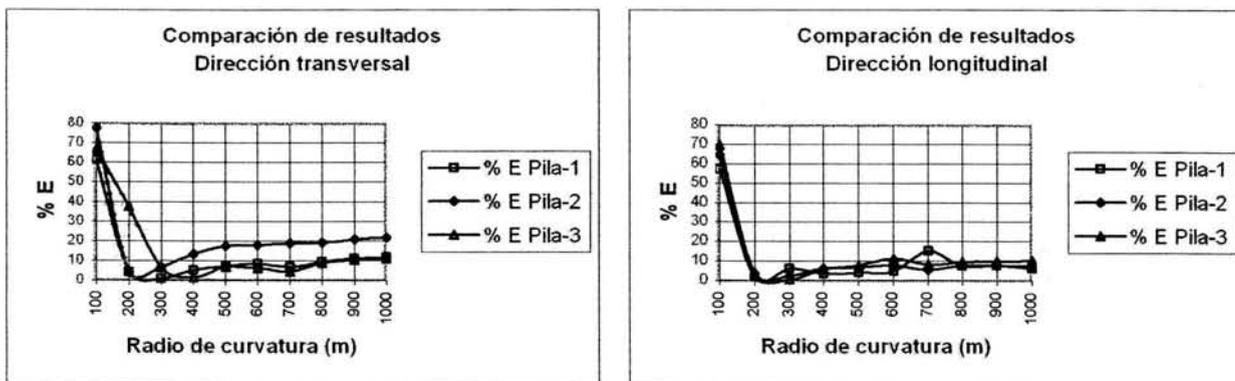
$V_E$  es el valor obtenido del análisis estático.

En las siguientes tablas se muestra la comparación de los momentos obtenidos con el método estático y el método modal espectral, debido a la combinación de fuerzas sísmicas ortogonales. También se muestra la comparación gráfica de los mismos.

**IV.1.1 Caso 1 ( $h_1 = h_2 = h_3$ )**

$\rho$ (m)	DIRECCIÓN TRANSVERSAL			DIRECCIÓN LONGITUDINAL		
	% E			% E		
	Pila 1	Pila 2	Pila 3	Pila 1	Pila 2	Pila 3
100	61.48	77.68	66.72	57.08	64.68	69.58
200	3.96	3.84	37.36	1.78	3.71	3.45
300	0.83	6.77	6.45	5.96	2.32	0.26
400	4.98	13.23	1.41	3.19	5.93	5.70
500	7.02	17.21	6.58	4.12	6.53	7.67
600	8.35	17.59	6.08	4.82	7.60	11.05
700	6.75	18.52	4.40	34.90	5.29	7.94
800	9.20	18.97	8.49	7.30	7.58	9.30
900	10.90	20.71	10.15	7.84	7.48	9.80
1000	11.77	21.51	10.87	6.03	7.50	10.09

Tabla 4.1 Error porcentual debido a la comparación de los métodos dinámico y estático, ( $h_1 = h_2 = h_3$ )

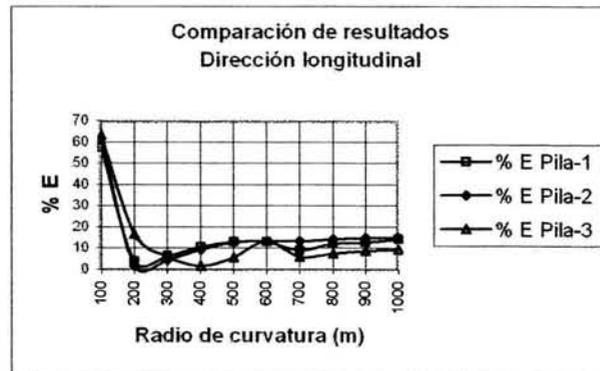
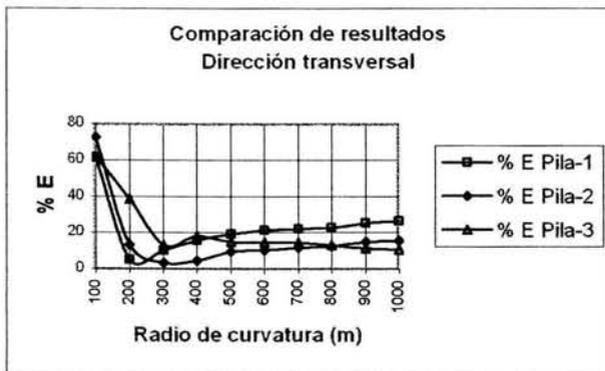


Gráfica 4.1 Variación del error con respecto al radio de curvatura

IV.1.2 Caso 2 ( $h_1 > h_2 = h_3$ )

$\rho$ (m)	DIRECCIÓN TRANSVERSAL			DIRECCIÓN LONGITUDINAL		
	% E			% E		
	Pila 1	Pila 2	Pila 3	Pila 1	Pila 2	Pila 3
100	61.59	72.60	61.84	57.52	61.33	63.36
200	4.92	13.21	38.53	3.83	1.50	16.72
300	9.96	3.14	12.83	6.26	4.18	5.74
400	15.27	4.18	18.01	10.41	9.27	1.56
500	19.13	9.16	14.68	12.88	12.51	5.39
600	21.22	10.19	14.50	13.04	13.30	13.12
700	21.88	11.31	14.34	9.01	13.16	5.81
800	22.73	12.26	13.00	11.95	14.01	7.38
900	25.14	14.65	11.13	12.56	14.76	8.64
1000	26.01	15.47	10.51	14.13	14.87	9.24

Tabla 4.2 Error porcentual debido a la comparación de los métodos dinámico y estático, ( $h_1 > h_2 = h_3$ )

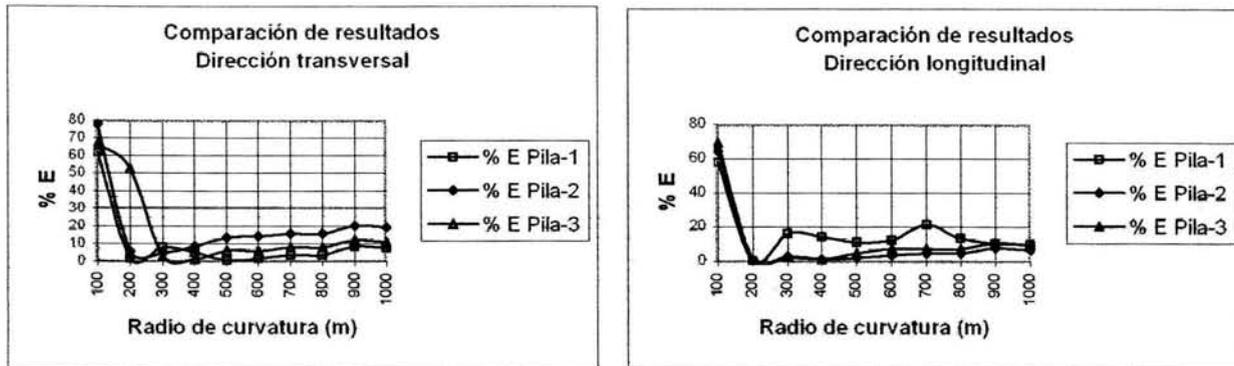


Gráfica 4.2 Variación del error con respecto al radio de curvatura

IV.1.3 Caso 3 ( $h_2 > h_1 = h_3$ )

$\rho$ (m)	DIRECCIÓN TRANSVERSAL			DIRECCIÓN LONGITUDINAL		
	%E			%E		
	Pila 1	Pila 2	Pila 3	Pila 1	Pila 2	Pila 3
100	61.90	77.89	66.84	58.08	64.37	69.29
200	1.54	5.40	52.56	0.15	0.98	1.22
300	7.74	4.41	2.43	15.98	3.15	2.20
400	4.82	8.45	1.16	14.10	0.97	1.14
500	0.27	13.29	5.85	11.11	1.75	4.50
600	1.39	13.96	5.64	12.25	3.48	7.03
700	3.35	15.66	7.87	21.40	4.59	7.23
800	3.30	15.61	7.74	13.35	4.50	7.21
900	8.12	19.77	11.78	10.21	7.55	10.52
1000	7.40	19.01	10.61	9.43	6.28	9.34

Tabla 4.3 Error porcentual debido a la comparación de los métodos dinámico y estático, ( $h_2 > h_1 = h_3$ )

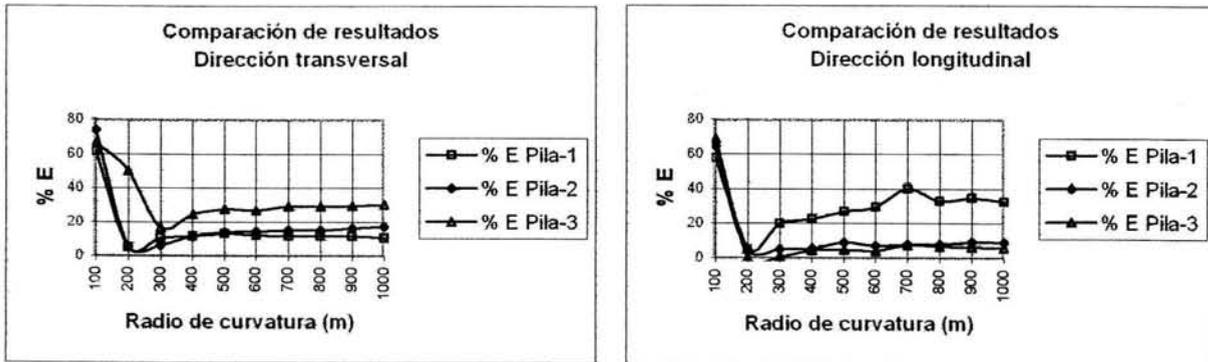


Gráfica 4.3 Variación del error con respecto al radio de curvatura

IV.1.4 Caso 4 ( $h_3 > h_1 = h_2$ )

$\rho$ (m)	DIRECCIÓN TRANSVERSAL			DIRECCIÓN LONGITUDINAL		
	%E			%E		
	Pila 1	Pila 2	Pila 3	Pila 1	Pila 2	Pila 3
100	61.84	74.08	66.57	57.89	64.45	68.97
200	5.03	5.49	49.72	4.51	4.80	0.52
300	10.46	6.13	16.23	19.63	5.07	0.24
400	11.35	11.37	24.46	22.05	5.28	4.28
500	12.84	13.81	27.53	26.81	8.70	4.40
600	11.96	14.06	26.49	29.27	6.86	3.83
700	11.59	15.02	29.00	39.96	7.42	7.25
800	11.62	15.00	28.84	32.73	7.50	6.31
900	11.33	15.92	29.45	34.59	8.95	5.85
1000	10.24	16.98	30.22	32.42	8.76	5.80

Tabla 4.4 Error porcentual debido a la comparación de los métodos dinámico y estático, ( $h_3 > h_1 = h_2$ )



Gráfica 4.4 Variación del error con respecto al radio de curvatura

IV.1.5 Caso 5 ( $h_1 > h_2 > h_3$ )

$\rho$ (m)	DIRECCIÓN TRANSVERSAL			DIRECCIÓN LONGITUDINAL		
	%E			%E		
	Pila 1	Pila 2	Pila 3	Pila 1	Pila 2	Pila 3
100	64.48	75.62	65.68	62.43	64.85	66.56
200	4.16	1.64	50.48	4.39	0.85	6.37
300	0.94	0.14	13.96	3.22	0.89	4.44
400	4.39	4.75	10.71	0.89	2.15	0.03
500	9.24	10.30	4.60	2.76	6.10	4.36
600	11.27	11.29	3.97	2.85	7.47	8.70
700	13.06	13.29	1.98	3.48	8.61	6.88
800	13.09	13.28	2.00	2.28	8.62	7.13
900	16.05	16.01	0.60	3.77	10.15	8.95
1000	17.13	16.98	1.48	5.67	10.59	9.61

Tabla 4.5 Error porcentual debido a la comparación de los métodos dinámico y estático, ( $h_1 > h_2 > h_3$ )

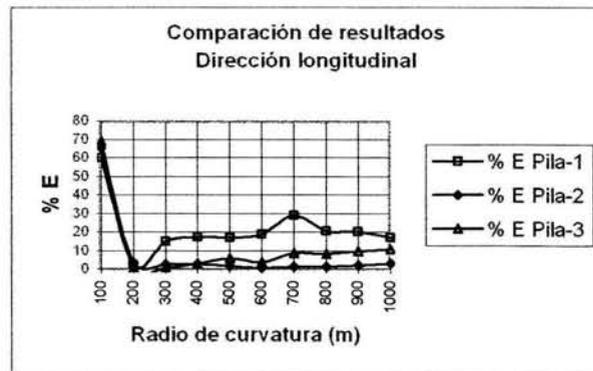
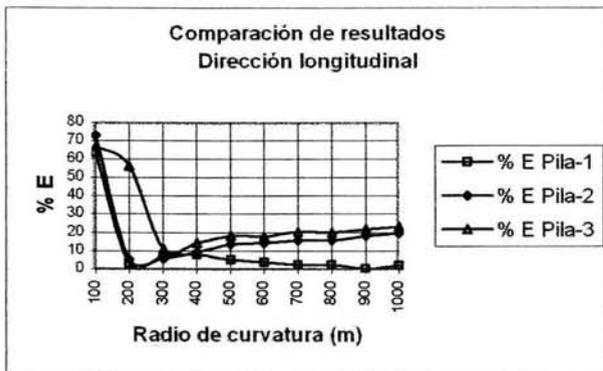


Gráfica 4.5 Variación del error con respecto al radio de curvatura

**IV.1.6 Caso 6 ( $h_3 > h_2 > h_1$ )**

$\rho$ (m)	DIRECCIÓN TRANSVERSAL			DIRECCIÓN LONGITUDINAL		
	%E			%E		
	Pila 1	Pila 2	Pila 3	Pila 1	Pila 2	Pila 3
100	63.26	73.00	67.06	60.07	65.28	69.03
200	2.66	5.36	56.42	1.99	3.22	0.33
300	7.20	5.55	10.88	14.61	2.57	0.33
400	7.68	9.07	14.12	17.29	2.61	2.78
500	5.05	13.52	18.16	16.98	1.55	5.56
600	3.68	14.04	17.62	18.55	0.34	3.62
700	2.20	15.63	20.04	28.61	1.04	8.57
800	2.17	15.65	19.95	20.42	1.06	8.22
900	0.17	17.92	21.70	19.85	1.91	9.50
1000	1.86	19.41	22.95	16.93	2.84	10.36

Tabla 4.6 Error porcentual debido a la comparación de los métodos dinámico y estático cuando ( $h_3 > h_2 > h_1$ )



Gráfica 4.6 Variación del error con respecto al radio de curvatura

# V

---

## Conclusiones

### V.1 Conclusiones

- Los métodos de análisis sísmico para puentes irregulares suelen ser bastante sofisticados y su uso requiere de conocimientos teóricos y técnicos avanzados. Sin embargo, los métodos de análisis simplificados pueden ser una buena opción y están al alcance de cualquier ingeniero.
- El método de la carga uniforme puede ser una alternativa de análisis sísmico para puentes curvos, que puede ayudar al predimensionamiento de este tipo de puentes.
- Debido a que los resultados obtenidos de los dos métodos de aplicación de carga sísmica estática utilizados son muy similares (carga aplicada en forma paralela a las pilas, carga en aplicada de forma perpendicular a la superestructura), es posible decir que la aplicación de la carga del método estático del método de la carga uniforme resulta más sencillo en su aplicación.
- De los resultados de los dos métodos de aplicación de carga para el caso estático, se observa que los valores de la carga estática equivalente, para la dirección transversal, van disminuyendo conforme aumenta el radio de curvatura; mientras que para la dirección longitudinal, éstos aumentan hasta permanecer constantes conforme aumenta el radio de curvatura. Lo anterior tiene sentido, ya que la rigidez del puente en dirección transversal va disminuyendo conforme aumenta el radio de curvatura, ocasionando un aumento en el periodo fundamental del puente.
- De acuerdo a los valores de la carga sísmica estática equivalente, los valores de los momentos flexionantes en las bases de las pilas en dirección transversal van aumentando conforme el radio de curvatura aumenta, mientras que para la dirección longitudinal, los valores de los momentos tienden a disminuir.

- Debido a que los factores de participación, en dirección transversal, para el primer modo resultan del orden de 60 % para puentes con radios de curvatura de 300 m, y éstos a su vez se van incrementando conforme aumenta el radio de curvatura, es posible decir que la utilización del método de la carga uniforme es congruente con la utilización de éste en los puentes curvos analizados.
- Al revisar la comparación de resultados de los momentos flexionantes obtenidos con los métodos estático y dinámico, se observa que los momentos del método de la carga uniforme, en dirección transversal, varían desde 1 al 40 % con respecto a los momentos calculados con el método modal espectral, para puentes con radio de curvatura de 300 hasta 1000 m. Cabe mencionar que el error más frecuente es de 15 %, valor que resulta aceptable para un método de análisis estático comparado con un análisis dinámico.
- Los momentos obtenidos para puentes de radio de curvatura de 100 m presentan los errores máximos, esto es debido al esviajamiento de las pilas extremas, ya que su eje débil es prácticamente paralelo a la dirección de la fuerza sísmica aplicada.
- En general, los momentos flexionantes determinados mediante el método de la carga uniforme tienden a los momentos obtenidos del método modal espectral, conforme aumenta el radio de curvatura; esto no sólo sucede para los puentes del caso 1 (pilas de igual altura), sino que se presenta también en el resto de los puentes revisados.
- Para el análisis con el método de la carga uniforme se utilizaron dos reglas de combinación de efectos bidireccionales, la primera (100/30) considera el cien por ciento de los efectos en una dirección más el treinta por ciento en la dirección perpendicular a la primera; la segunda regla (SVA) considera la suma de los efectos bidireccionales en valor absoluto. De los resultados obtenidos es posible decir que ambas reglas generan valores similares, sin embargo, la regla (SVA) proporciona resultados más cercanos a los obtenidos en el análisis dinámico.
- En el análisis modal espectral se consideraron dos reglas de combinación de efectos bidireccionales, la primera (RCSC) es la que considera la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos bidireccionales, propuesta por Rosenblueth; la segunda

(100/30) considera el cien por ciento de los efectos en una dirección más el treinta por ciento en la dirección perpendicular a la primera. Al comparar los resultados obtenidos con ambas reglas de combinación, los resultados son muy similares, por lo que se consideró la regla (100/30) con fines de comparación.

# Referencias

---

AASHTO, "Guide Specifications for Horizontally Curved Highway Bridges", American Association of State Highway and Transportation Officials, USA, 1993.

AASHTO, "AASHTO LRFD Design specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials, USA, 1994.

Abdel-Salam, M. N., y Heins, C. P., "Seismic Response of Curved Steel Box Girder Bridges". Journal of Structural Engineering, vol. 114, December, pp. 2790-2800, 1988.

ACI, "Seismic analysis and design of concrete bridges systems, Reported by ACI committee 341", American Concrete Institute, USA, 1998.

Anagnostopoulos, S. A., "Response spectrum techniques for three-component earthquake design", Shell Oil Company, Texas, USA, 1981.

ASCE Working group on seismic analysis of safety related nuclear structures, "Seismic analysis of seismic related nuclear structures and commentary on standard for seismic analysis of safety related nuclear structures, American Society of civil engineers, New York, 1986, 91 p.

Buckle, I. G., et al., "Field Tests of a Curved Box Girder Bridge using Simulated Earthquake Loads". Proceedings of the 8<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering: Laboratori Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Portugal, vol. 4, pp.1-8, 1986.

Buckle, I. G., "Overview of seismic design methods for bridges in different countries and future directions", Department of Civil Engineering and National Center for Earthquake Engineering Research, New York, USA, 1995.

Bathe, K. J. y E. L. Wilson, "Stability and accuracy analysis of direct integration methods", University of California, Berkeley, USA, 1973.

Caltrans, "Bridge design specifications", 1990.

Caltrans, "STRUDL modelling guidelines", 1995.

Chang, P., et al., "Seismic Study of Curved Bridges using the Rayleigh-Ritz Method". Computer and Structures, vol. 21, June, pp. 1095-1104, 1985.

Chen, Y., "Effects of Modeling and Analysis Methods on Seismic Responses of Curved Bridges". Engineering Mechanics: Proceedings of 10<sup>th</sup> Conference, University of Colorado at Boulder, Boulder, CO., ASCE, vol. 2, pp. 1078-1081, 1995.

Chen, Wai-Fah, "Bridge engineering handbook", Ed. Wai-Fah Chen, Washington, D.C., 1999.

Chopra, A. K., "Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering", Prentice Hall, US, 2001.

Comisión Federal de Electricidad, "Manual de diseño de obras civiles", Diseño por sismo, CFE, México, 1993.

- Der Kiureghian, A., "A response spectrum method for random vibration analysis of mdf systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 9, 419-435, 1981.
- Desroches, R., y Fenves, G. L., "Evaluation of Recorded Earthquake Response of a Curved Highway Bridge". *Earthquake Spectra*, vol. 3, No. 3, August, pp. 363-386, 1997.
- DDF, "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", Departamento del Distrito Federal, México, 1993.
- Habibullah, A. y Pyle, Stephen, "Practical three dimensional nonlinear static push over analysis", *Structure magazine*, 1998.
- Heinere, Howard, Ah-Sha, "Girde Flange and Cross-Frame Members Earthquake Induced Stresses: Comparing Straight and Horizontal Cued Bridge Elements", University of Alabama at Birmingham, 1999.
- Hyashikawa, T., Otake, A., and Nakajima, A., "Nonlinear Behavior of Curved Viaducts Subjected to Three-dimensional Earthquake Ground Motions", paper No. G1-20, The 10<sup>th</sup> Earthquake Engineering Symposium Proceedings. Architectural Institute of Japan, Tokyo, vol. 2, pp. 2391-2396, 1998.
- Iwasaki, T., "Perspectives of seismic criteria for highway bridges in japan", *Civil Engineering Res. Lab.*, Tokyo, Japan, 1995.
- Imbsen R, "Applications of the 1973 California earthquake criteria", Report SM45, Division of Structures, Structural Mechanics, California Department of Transportation, Sacramento, California, 1974.
- II, "Comentarios y ejemplos a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo", Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1991.
- Lai, L-Y, "Seismic Analysis of Horizontal Curved Girder Bridges", Raytheon Infrastructure Services Incorporated, 1995.
- Menun, Charles y Der Kiureghian A., "A replacement for the 30%, 40% and SRSS rules for multicomponent seismic analysis", *Earthquake spectra*, 14, 153-163, 1998.
- Miranda, Eduardo, "Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings", *Journal of structural engineering*, 1999.
- Mota Arteaga, Alejandro, "Modelo analítico no lineal para la respuesta de puentes de concreto ante sismo", Tesis de maestría, DEPI-UNAM, México, 1993.
- Newmark, N. M., "Seismic design criteria for structures and facilities, Trans-Alaska pipeline system", *Proceedings of the U.S. National conference on earthquake engineering*, Earthquake engineering institute, 1975.
- Newmark, N. y Rosenblueth, E, "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice Hall, Inc., Nueva Jersey, 1971.

- Nakai, Hiroshi, "Analysis and design of curved steel bridges", McGraw-Hill, USA, 1988.
- Nutt, R. V., ATC-32: "Provisinal recommendations for the seismic design of bridges", The fourth caltrans seismic workshop, California Department of Transportation, Sacramento, CA, 1996.
- Park, R., "New Zealand perspectives on seismic design of bridges", Department of Civil Engineering, University of Canterbury Christchurch, New Zealand, 1995.
- P. E. Pinto, "European perspectives on seismic design of bridges", Department of Structural and Geotechnical Engineering, University of Rome "La Sapienza", Rome, 1995.
- Penzien, J. y Watabe, M., "Characteristics of 3-Dimensional earthquake ground motions", University of California, Berkeley, USA, 1975.
- Priestley, M. J. N., "Seismic design and retrofit of bridges", Wiley, New York, 1996.
- Pozos Estrada, Adrián, "Aspectos básicos en el análisis y diseño de puentes atirantados", Tesis de licenciatura, FI-UNAM, México, 2002.
- Rosenblueth, E. y Contreras, H., "Approximate design for multicomponent earthquake", ASCE 103, 895-911, 1997.
- Roberts, J. E., "US perspectives on seismic design of bridges", Engineering Service Center, California Department of Transportation, USA, 1995.
- Rivera Vargas, Dario, "Diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado en la Ciudad de México", 3er. Reporte doctoral, DEPMI-UNAM, México.
- Saxena, Vinita y Deodatis, G., "Development of fragility curves for multi-span reinforced concrete bridges", Princeton University, USA, 2000.
- Senthilvasan, J., Brameld, G. H., y Thambiratnam, D. P., "Vibration Analysis of Continuous Curved Bridges". Fourteenth Australasian Conference on the Mechanics of Structures and Materials, University of Tasmania, Hobart, Australia. December 11-13, pp. 152-157, 1995.
- Singh, R., "Seismic Response Analysis of Curved Bridge". Individual Studies by Participants: The International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, vol. 32, pp. 233-249, 1996.
- SCT, "Proyecto geométrico", SCT, México, 1984.
- UBC, "Structural engineering design provisions", Uniform Building Code, Cap. 2, CA, 492 p., 1997.
- Williams, D., y Godden, W.G., "Experimental Model Studies on the Seismic Response of High Curved Overcrossings", Report No.76/18 UCB/EERC, Earthquake engineering Research Center, University of California at Berkeley, CA., June 1976.
- Wilson, E. L., Der Kiureghian A. y Bravo E, "A replacement for the SSRS method in aseismic analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, No. 2, 1981.

Wilson, E. L., "SAP 2000, Integrated finite element analysis and design of structures", Computers and structures, Inc., Berkeley, California, USA, 2000.

Wilson, E. L., Suharwardy, I. y Habibullah, A., "A clarification of the orthogonal effects in three-dimensional seismic analysis", Earthquake spectra, 11, 659-666, 1995.

Wilson, E. L., Farhoodman, I. y Bathes, K. J., "Nonlinear dynamic analysis of complex structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1, 241-252, 1973.

W. Smeby y Der Kiureghian A., "Modal combination rules for multicomponent earthquake excitation", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 13, 1-12, 1985.

Zhang, W. X., "Horizontally Curved Steel Box Girder Bridge Analysis", paper No. T165-3. Structural Engineering Worldwide [computer file], Elsevier Science Ltd., Oxford, England, 1998.

## Apéndice

A continuación se muestra la comparación de resultados al aplicar dos combinaciones de efectos bidireccionales para el método estático. Las tablas muestran los momentos normalizados respecto al momento máximo de cada pila.

### Caso 1 ( $h_1 = h_2 = h_3$ )

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	M100/30	M sva	M100/30	M sva	M100/30	M sva
100	0.380	0.387	0.115	0.122	0.669	0.679
200	0.628	0.936	0.689	0.921	0.330	0.359
300	0.746	1.000	0.803	1.000	0.682	0.753
400	0.767	0.969	0.820	0.974	0.804	0.885
500	0.770	0.929	0.824	0.938	0.856	0.925
600	0.769	0.909	0.821	0.930	0.922	1.000
700	0.771	0.892	0.826	0.921	0.865	0.922
800	0.770	0.892	0.825	0.921	0.872	0.930
900	0.768	0.864	0.824	0.899	0.887	0.934
1000	0.765	0.851	0.821	0.889	0.890	0.933
Max (t-m)	19967.99	25905.00	37751.23	45721.33	21633.88	23464.42

Tabla A.1 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_1 = h_2 = h_3$ )

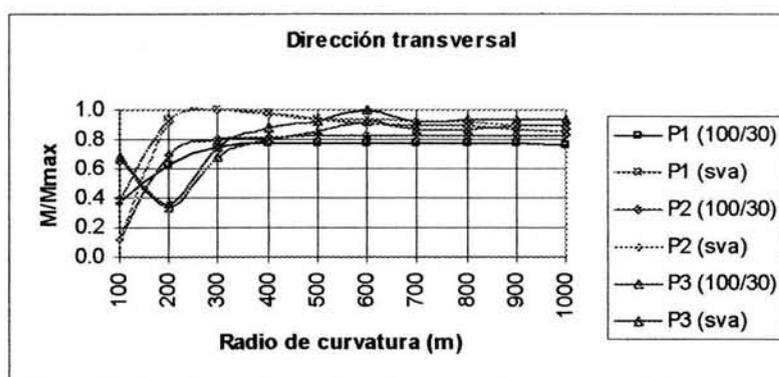


Figura A.1 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_1 = h_2 = h_3$ )

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	M100/30	M sva	M100/30	M sva	M100/30	M sva
100	0.969	1.000	0.656	0.657	0.238	0.239
200	0.439	0.603	0.684	1.000	0.732	1.000
300	0.591	0.883	0.612	0.824	0.657	0.843
400	0.659	0.916	0.410	0.530	0.427	0.530
500	0.645	0.866	0.349	0.439	0.357	0.432
600	0.471	0.644	0.320	0.399	0.248	0.308
700	0.226	0.344	0.278	0.344	0.304	0.361
800	0.370	0.515	0.278	0.343	0.294	0.350
900	0.309	0.430	0.218	0.269	0.229	0.271
1000	0.357	0.485	0.197	0.244	0.202	0.241
Max (t-m)	847.06	873.73	8856.8	12957.89	16204.27	22138.44

Tabla A.2 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_1 = h_2 = h_3$ )

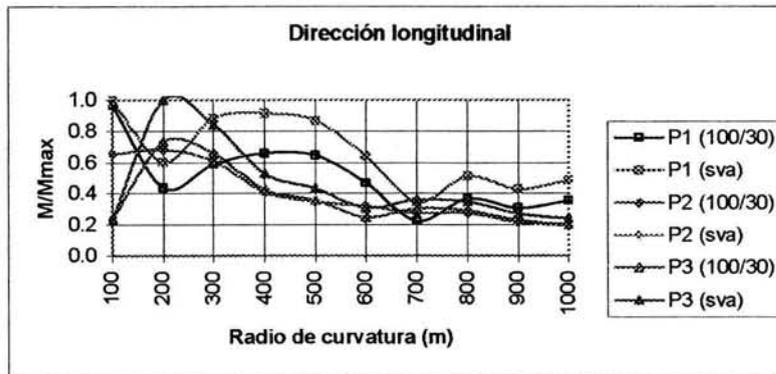


Figura A.2 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_1 = h_2 = h_3$ )

**Caso 2 ( $h_1 > h_2 = h_3$ )**

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	M100/30	M sva	M100/30	M sva	M100/30	M sva
100	0.379	0.381	0.092	0.099	0.807	0.864
200	0.622	0.953	0.678	0.932	0.296	0.380
300	0.732	1.000	0.785	1.000	0.628	0.687
400	0.758	0.970	0.810	0.980	0.778	0.859
500	0.768	0.938	0.820	0.950	0.840	0.913
600	0.762	0.913	0.811	0.934	0.914	1.000
700	0.775	0.906	0.828	0.935	0.857	0.917
800	0.765	0.896	0.817	0.924	0.854	0.915
900	0.761	0.865	0.815	0.899	0.870	0.921
1000	0.759	0.853	0.813	0.890	0.876	0.923
Max (t-m)	10642.59	13739.67	41676.90	50345.97	20908.99	22867.53

Tabla A.3 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_1 > h_2 = h_3$ )

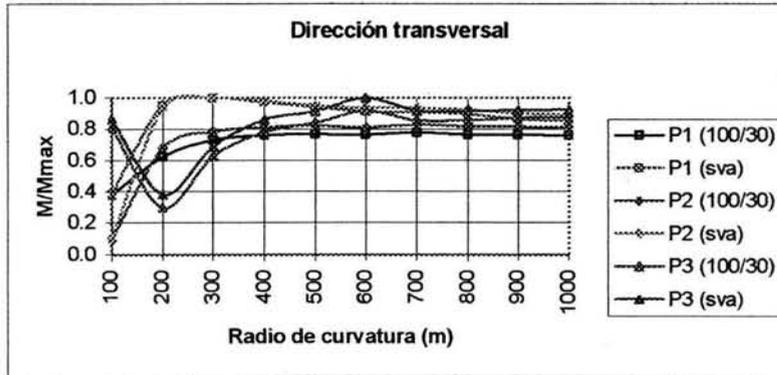


Figura A.3 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_1 > h_2 = h_3$ )

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	M100/30	M sva	M100/30	M sva	M100/30	M sva
100	0.967	1.000	0.655	0.658	0.236	0.237
200	0.440	0.613	0.663	1.000	0.709	1.000
300	0.559	0.822	0.523	0.717	0.561	0.737
400	0.657	0.899	0.399	0.520	0.419	0.527
500	0.610	0.804	0.306	0.387	0.314	0.385
600	0.443	0.588	0.276	0.345	0.229	0.285
700	0.279	0.383	0.242	0.298	0.265	0.316
800	0.345	0.462	0.239	0.295	0.255	0.306
900	0.286	0.379	0.187	0.229	0.198	0.235
1000	0.331	0.430	0.169	0.207	0.176	0.209
Max (t-m)	468.31	484.4	12769.22	19250.31	21046.99	29706.14

Tabla A.4 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_1 > h_2 = h_3$ )

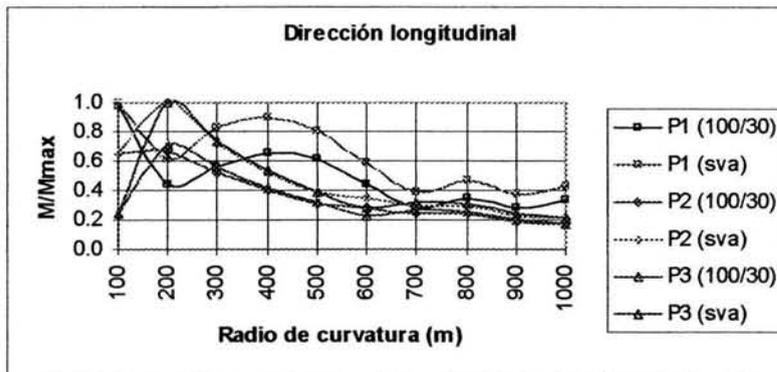


Figura A.4 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_1 > h_2 = h_3$ )

**Caso 3 ( $h_2 > h_1 = h_3$ )**

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	M100/30	M sva	M100/30	M sva	M100/30	M sva
100	0.322	0.327	0.091	0.097	0.587	0.592
200	0.585	0.856	0.631	0.852	0.204	0.225
300	0.728	1.000	0.768	0.999	0.585	0.693
400	0.767	0.996	0.807	1.000	0.747	0.874
500	0.778	0.958	0.819	0.966	0.813	0.921
600	0.771	0.934	0.809	0.948	0.882	1.000
700	0.777	0.919	0.819	0.941	0.822	0.912
800	0.776	0.919	0.818	0.941	0.829	0.922
900	0.756	0.868	0.797	0.894	0.826	0.901
1000	0.771	0.872	0.814	0.902	0.851	0.920
Max (t-m)	26406.79	33957.12	24685.95	30132.32	28541.44	32362.28

Tabla A.5 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_2 > h_1 = h_3$ )

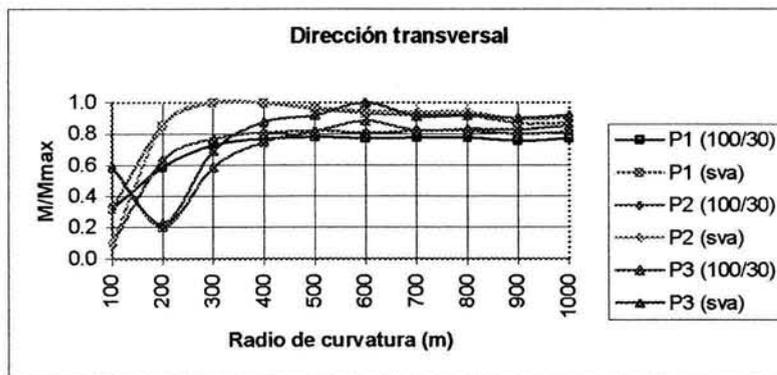


Figura A.5 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_2 > h_1 = h_3$ )

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	M100/30	M sva	M100/30	M sva	M100/30	M sva
100	0.901	0.932	0.556	0.556	0.198	0.200
200	0.322	0.541	0.700	1.000	0.732	1.000
300	0.582	0.873	0.579	0.791	0.610	0.808
400	0.712	1.000	0.444	0.583	0.460	0.586
500	0.667	0.896	0.333	0.421	0.339	0.416
600	0.481	0.655	0.309	0.386	0.251	0.312
700	0.219	0.332	0.269	0.332	0.291	0.348
800	0.376	0.518	0.269	0.332	0.283	0.339
900	0.308	0.422	0.206	0.251	0.214	0.254
1000	0.365	0.487	0.190	0.230	0.194	0.229
Max	978.49	1085.45	5086.9	7263.98	26282.3	35920.65

Tabla A.6 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_2 > h_1 = h_3$ )

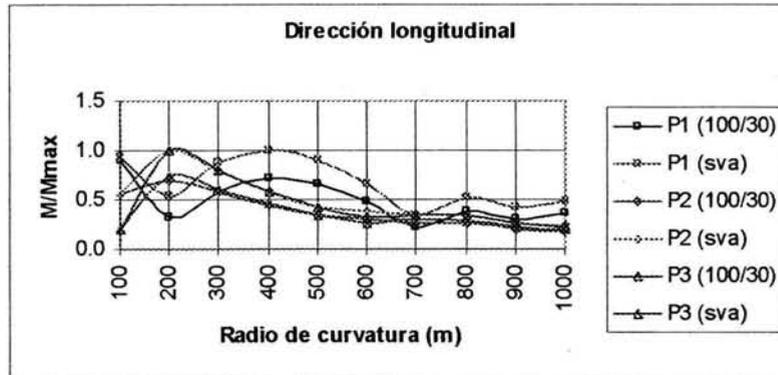


Figura A.6 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_2 > h_1 = h_3$ )

**Caso 4 ( $h_3 > h_1 = h_2$ )**

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	M100/30	M sva	M100/30	M sva	M100/30	M sva
100	0.457	0.443	0.211	0.197	0.707	0.673
200	0.647	0.972	0.695	0.934	0.321	0.327
300	0.726	1.000	0.787	1.000	0.676	0.773
400	0.738	0.950	0.804	0.965	0.806	0.901
500	0.738	0.905	0.809	0.928	0.863	0.942
600	0.734	0.881	0.807	0.921	0.914	1.000
700	0.733	0.859	0.808	0.906	0.873	0.938
800	0.733	0.859	0.808	0.906	0.879	0.945
900	0.732	0.831	0.810	0.887	0.899	0.953
1000	0.725	0.814	0.803	0.873	0.898	0.947
Max (t-m)	19671.89	26641.27	41858.27	51664.75	11899.45	13012.89

Tabla A.7 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_3 > h_1 = h_2$ )

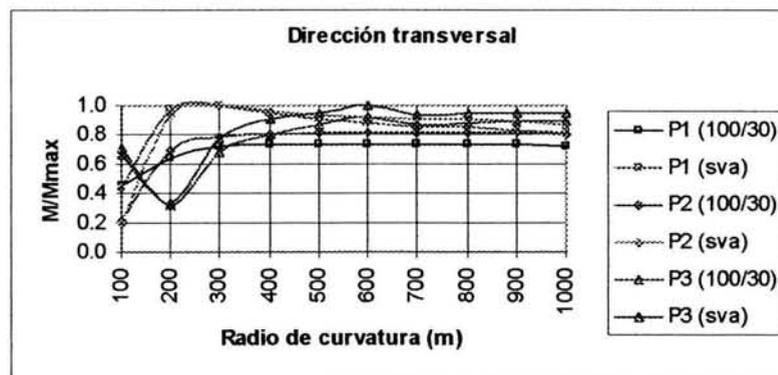


Figura A.7 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_3 > h_1 = h_2$ )

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	M100/30	M sva	M100/30	M sva	M100/30	M sva
100	1.000	0.917	0.810	0.794	0.308	0.305
200	0.374	0.517	0.681	1.000	0.734	1.000
300	0.453	0.696	0.516	0.711	0.571	0.744
400	0.524	0.743	0.385	0.505	0.417	0.520
500	0.482	0.660	0.288	0.368	0.308	0.374
600	0.353	0.492	0.267	0.336	0.188	0.237
700	0.167	0.264	0.230	0.287	0.267	0.316
800	0.276	0.392	0.230	0.288	0.255	0.304
900	0.231	0.327	0.181	0.226	0.199	0.235
1000	0.265	0.366	0.163	0.203	0.173	0.206
Max (t-m)	1165.12	1067.84	12993.69	16049.94	7578.89	10322.24

Tabla A.8 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_3 > h_1 = h_2$ )

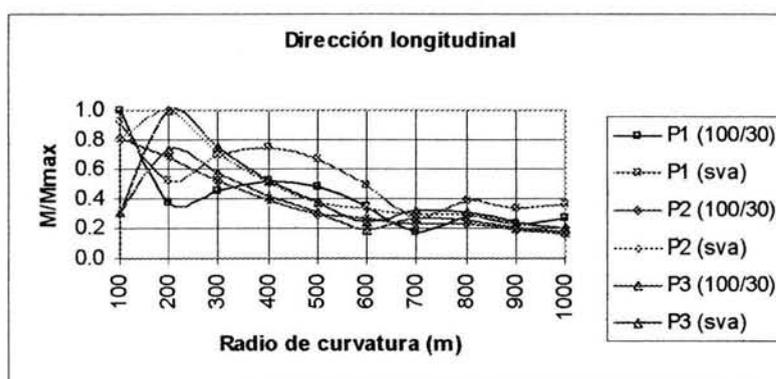


Figura A.8 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_3 > h_1 = h_2$ )

**Caso 5 ( $h_1 > h_2 > h_3$ )**

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	M100/30	M sva	M100/30	M sva	M100/30	M sva
100	0.318	0.323	0.070	0.076	0.702	0.708
200	0.582	0.849	0.621	0.835	0.184	0.247
300	0.726	0.997	0.762	0.990	0.556	0.639
400	0.766	1.000	0.803	1.000	0.732	0.846
500	0.777	0.963	0.815	0.967	0.804	0.906
600	0.771	0.938	0.805	0.949	0.885	1.000
700	0.777	0.923	0.815	0.942	0.814	0.899
800	0.776	0.922	0.814	0.941	0.822	0.909
900	0.773	0.888	0.813	0.913	0.841	0.913
1000	0.771	0.875	0.811	0.901	0.847	0.913
Max (t-m)	13089.17	16838.58	36120.41	44310.43	25931.03	29309.28

Tabla A.9 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_1 > h_2 > h_3$ )

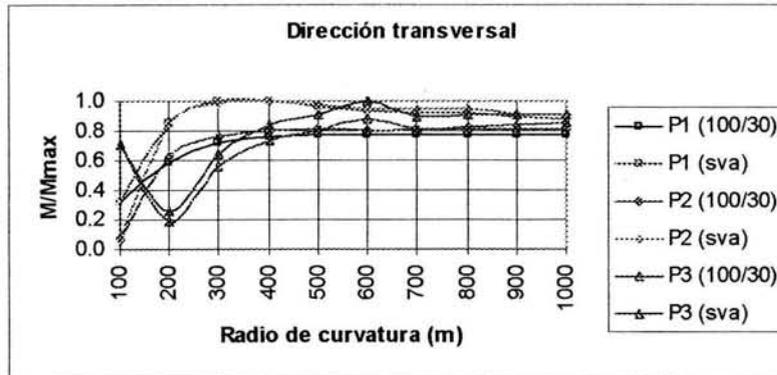


Figura A.9 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_1 > h_2 > h_3$ )

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	M100/30	M sva	M100/30	M sva	M100/30	M sva
100	0.878	0.896	0.578	0.579	0.200	0.202
200	0.381	0.564	0.699	1.000	0.569	1.000
300	0.601	0.876	0.582	0.797	0.615	0.817
400	0.725	1.000	0.451	0.594	0.468	0.601
500	0.675	0.890	0.343	0.435	0.349	0.431
600	0.488	0.646	0.312	0.391	0.262	0.330
700	0.223	0.317	0.271	0.335	0.294	0.353
800	0.380	0.505	0.271	0.334	0.287	0.346
900	0.315	0.412	0.212	0.257	0.223	0.264
1000	0.365	0.468	0.191	0.231	0.198	0.234
Max (t-m)	470.35	535.57	8986.22	12859.35	22481.51	36535.99

Tabla A.10 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_1 > h_2 > h_3$ )

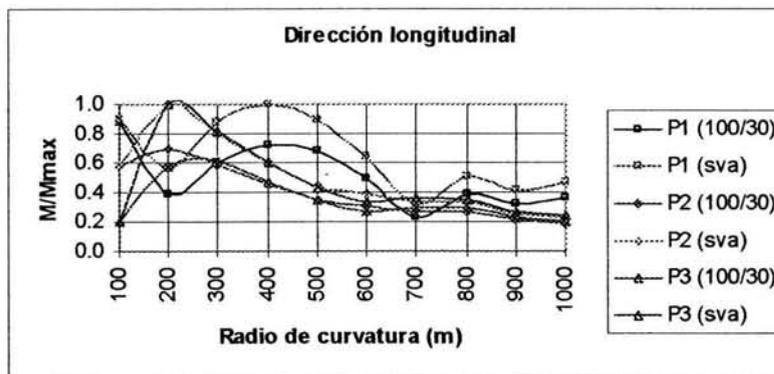


Figura A.10 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_1 > h_2 > h_3$ )

**Caso 6 ( $h_3 > h_2 > h_1$ )**

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	M100/30	M sva	M100/30	M sva	M100/30	M sva
100	0.404	0.408	0.181	0.185	0.665	0.673
200	0.644	0.943	0.675	0.911	0.235	0.237
300	0.725	1.000	0.773	1.000	0.624	0.740
400	0.738	0.962	0.794	0.979	0.773	0.900
500	0.733	0.906	0.796	0.933	0.832	0.938
600	0.728	0.883	0.792	0.923	0.887	1.000
700	0.726	0.860	0.792	0.906	0.841	0.929
800	0.725	0.860	0.792	0.906	0.847	0.936
900	0.718	0.823	0.787	0.876	0.862	0.933
1000	0.709	0.803	0.778	0.858	0.858	0.924
Max	24426.53	33115.05	36485.93	45848.54	14715.64	16583.34

Tabla A.11 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_3 > h_2 > h_1$ )

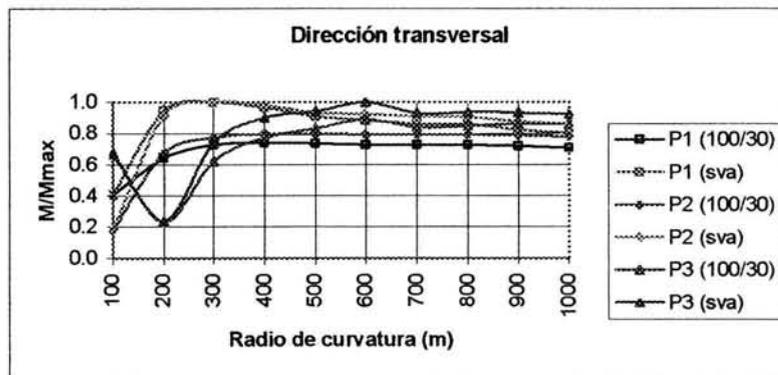


Figura A.11 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_3 > h_2 > h_1$ )

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	M100/30	M sva	M100/30	M sva	M100/30	M sva
100	0.969	1.000	0.729	0.732	0.286	0.286
200	0.341	0.561	0.700	1.000	0.735	1.000
300	0.534	0.802	0.531	0.727	0.581	0.763
400	0.624	0.882	0.396	0.520	0.427	0.541
500	0.571	0.774	0.291	0.369	0.311	0.379
600	0.416	0.571	0.272	0.341	0.202	0.253
700	0.191	0.293	0.234	0.290	0.270	0.320
800	0.322	0.449	0.234	0.290	0.259	0.309
900	0.267	0.370	0.182	0.223	0.200	0.235
1000	0.307	0.415	0.163	0.199	0.174	0.205
Max	1150.39	1187.33	8802.51	12079.5	10301.93	14013.23

Tabla A.12 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_3 > h_2 > h_1$ )

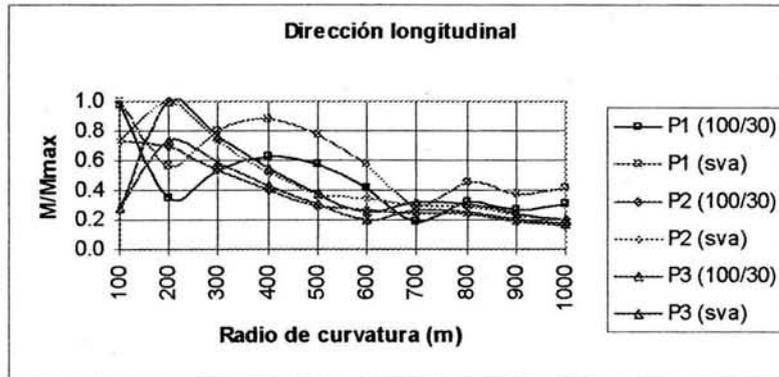


Figura A.12 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_3 > h_2 > h_1$ )

## Apéndice

A continuación se muestra la comparación de resultados al aplicar dos combinaciones de efectos bidireccionales para el método dinámico. Las tablas muestran los momentos normalizados respecto al momento máximo de cada pila.

### Caso 1 ( $h_1 = h_2 = h_3$ )

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	0.922	0.956	0.469	0.480	0.958	1.000
200	1.000	0.928	0.885	0.843	0.282	0.280
300	0.960	0.960	0.926	0.944	0.362	0.346
400	0.942	0.971	0.950	0.988	0.431	0.440
500	0.913	0.951	0.955	0.998	0.466	0.485
600	0.905	0.944	0.952	0.993	0.500	0.521
700	0.875	0.911	0.955	0.995	0.453	0.472
800	0.896	0.935	0.960	1.000	0.477	0.498
900	0.886	0.923	0.963	0.998	0.489	0.509
1000	0.883	0.918	0.963	0.997	0.493	0.513
Max (t-m)	27208.50	26409.78	50039.93	51945.33	45890.11	47909.42

Tabla B.1 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_1 = h_2 = h_3$ )

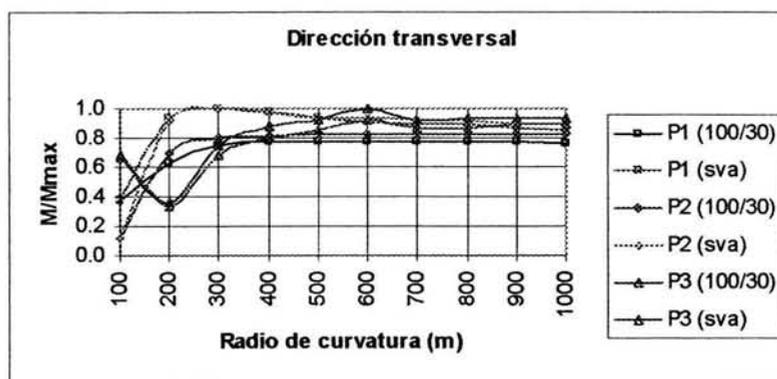


Figura B.1 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_1 = h_2 = h_3$ )

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	0.968	1.000	0.958	1.000	0.779	0.812
200	0.286	0.264	0.592	0.559	1.050	1.000
300	0.361	0.358	0.448	0.454	0.853	0.870
400	0.372	0.381	0.293	0.303	0.559	0.581
500	0.346	0.357	0.242	0.253	0.463	0.484
600	0.255	0.264	0.222	0.232	0.344	0.359
700	0.132	0.129	0.187	0.195	0.389	0.405
800	0.201	0.206	0.191	0.200	0.383	0.399
900	0.167	0.171	0.150	0.157	0.298	0.311
1000	0.191	0.196	0.136	0.142	0.265	0.277
Max (t-m)	1970.43	2035.64	23078.33	24091.15	22462.98	21400.13

Tabla B.2 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_1 = h_2 = h_3$ )

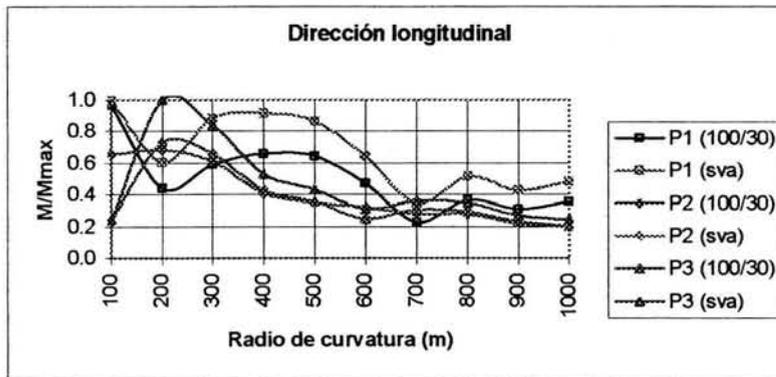


Figura B.2 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_1 = h_2 = h_3$ )

**Caso 2 ( $h_1 > h_2 = h_3$ )**

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	0.820	0.856	0.373	0.344	0.961	1.000
200	0.929	0.864	0.850	0.781	0.287	0.273
300	0.952	0.957	0.919	0.919	0.268	0.269
400	0.959	0.987	0.940	0.969	0.313	0.321
500	0.960	1.000	0.951	0.991	0.338	0.351
600	0.957	0.999	0.945	0.986	0.370	0.386
700	0.957	1.000	0.958	1.000	0.339	0.354
800	0.957	0.999	0.957	0.999	0.343	0.358
900	0.956	0.996	0.960	0.999	0.351	0.366
1000	0.955	0.993	0.961	0.998	0.354	0.369
Max (t-m)	15301.76	15940.89	51005.39	53099.42	49795.42	51803.87

Tabla B.3 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_1 > h_2 = h_3$ )

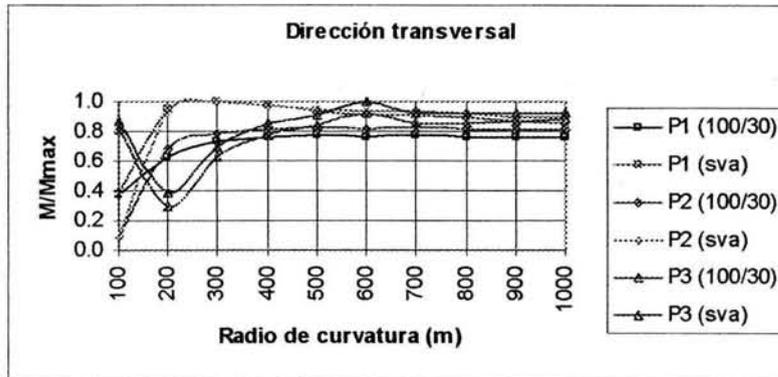


Figura B.3 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_1 > h_2 = h_3$ )

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	0.959	1.000	0.962	1.000	0.724	0.754
200	0.291	0.271	0.623	0.579	1.082	1.000
300	0.369	0.372	0.438	0.440	0.812	0.813
400	0.415	0.426	0.327	0.337	0.607	0.625
500	0.377	0.392	0.250	0.260	0.455	0.475
600	0.276	0.287	0.224	0.234	0.367	0.383
700	0.172	0.179	0.193	0.202	0.376	0.392
800	0.214	0.223	0.193	0.202	0.369	0.385
900	0.177	0.184	0.151	0.158	0.288	0.301
1000	0.204	0.213	0.137	0.143	0.258	0.269
Max (t-m)	1093.24	1140.27	31497.31	32758.22	27544.41	25449.75

Tabla B.4 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_1 > h_2 = h_3$ )

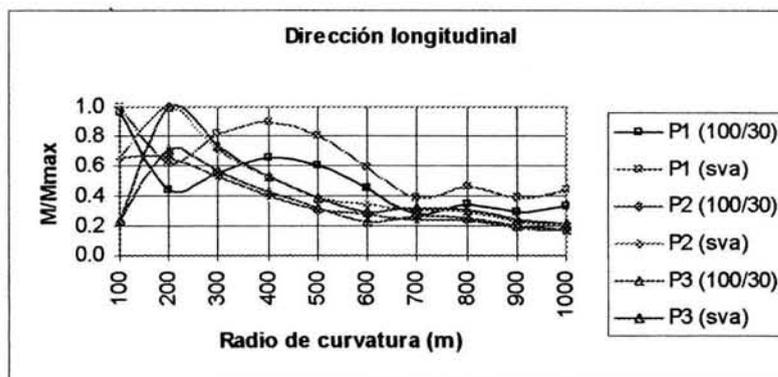


Figura B.4 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_1 > h_2 = h_3$ )

**Caso 3 ( $h_2 > h_1 = h_3$ )**

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	0.875	0.897	0.384	0.391	0.958	1.000
200	0.939	0.882	0.826	0.807	0.258	0.266
300	0.962	0.971	0.910	0.936	0.388	0.379
400	0.960	0.994	0.939	0.979	0.480	0.495
500	0.958	1.000	0.957	0.998	0.526	0.548
600	0.949	0.990	0.946	0.987	0.569	0.594
700	0.953	0.995	0.961	1.000	0.532	0.555
800	0.953	0.994	0.960	0.999	0.536	0.560
900	0.950	0.988	0.964	0.999	0.550	0.572
1000	0.949	0.985	0.965	0.997	0.555	0.576
Max (t-m)	31219.05	32459.68	32465.45	33635.75	55352.81	57761.07

Tabla B.5 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_2 > h_1 = h_3$ )

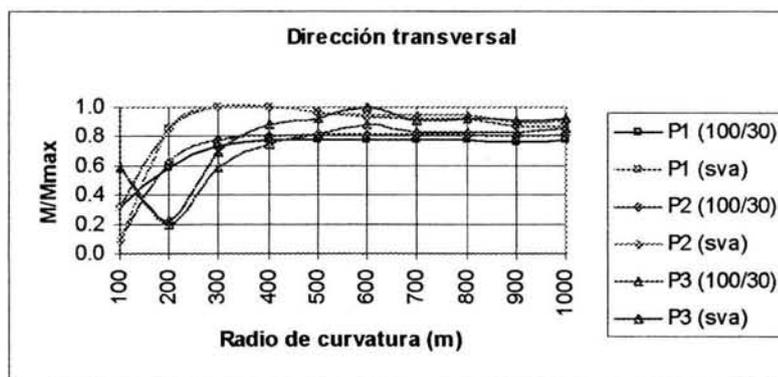


Figura B.5 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_2 > h_1 = h_3$ )

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	0.984	1.000	0.960	1.000	0.634	0.659
200	0.261	0.244	0.668	0.647	1.023	1.000
300	0.340	0.339	0.480	0.491	0.778	0.800
400	0.383	0.394	0.355	0.370	0.576	0.600
500	0.349	0.363	0.263	0.274	0.422	0.441
600	0.253	0.263	0.245	0.256	0.325	0.339
700	0.124	0.123	0.213	0.223	0.365	0.380
800	0.199	0.206	0.213	0.222	0.355	0.370
900	0.167	0.172	0.167	0.174	0.277	0.288
1000	0.193	0.200	0.151	0.157	0.246	0.256
Max (t-m)	2374.89	2412.59	10881.97	11341.07	36304.7	35487.8

Tabla B.6 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_2 > h_1 = h_3$ )

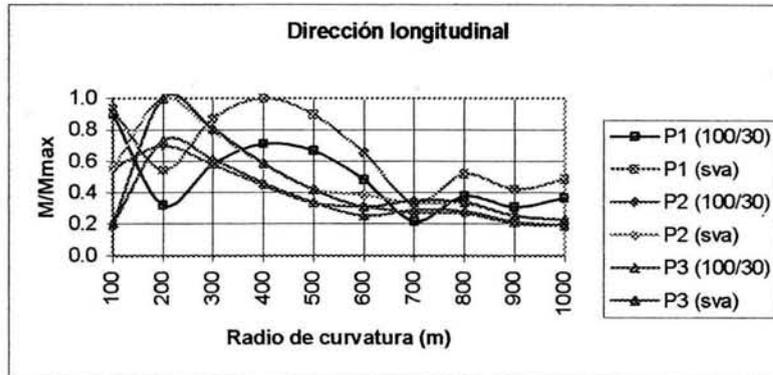


Figura B.6 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_2 > h_1 = h_3$ )

**Caso 4 ( $h_3 > h_1 = h_2$ )**

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	0.964	1.000	0.670	0.696	0.958	1.000
200	0.952	0.882	0.939	0.907	0.324	0.323
300	0.821	0.780	0.964	0.979	0.479	0.458
400	0.731	0.735	0.958	1.000	0.572	0.592
500	0.673	0.691	0.950	0.989	0.619	0.646
600	0.657	0.678	0.946	0.984	0.648	0.676
700	0.639	0.663	0.944	0.979	0.630	0.656
800	0.639	0.663	0.944	0.979	0.633	0.659
900	0.616	0.643	0.940	0.970	0.647	0.671
1000	0.609	0.636	0.938	0.966	0.652	0.674
Max (t-m)	29808.22	30917.72	54231.29	56240.11	25090.69	26192.09

Tabla B.7 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_3 > h_1 = h_2$ )

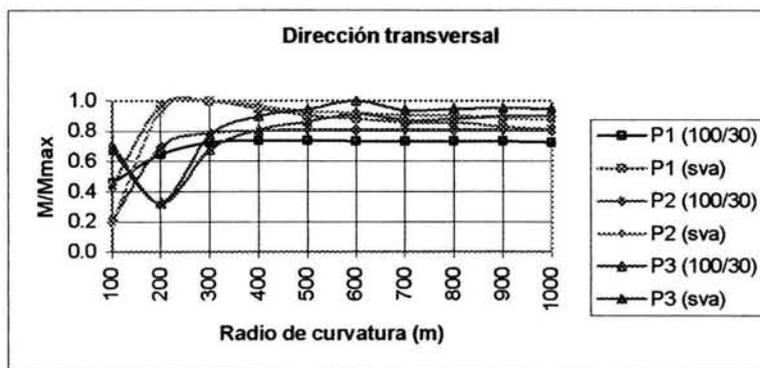


Figura B.7 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_3 > h_1 = h_2$ )

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	0.967	1.000	0.959	1.000	0.946	0.987
200	0.269	0.249	0.496	0.470	1.035	1.000
300	0.287	0.267	0.306	0.303	0.739	0.750
400	0.282	0.280	0.208	0.215	0.523	0.546
500	0.236	0.239	0.146	0.152	0.377	0.393
600	0.174	0.175	0.135	0.141	0.220	0.229
700	0.095	0.087	0.115	0.120	0.329	0.342
800	0.137	0.136	0.115	0.120	0.313	0.326
900	0.114	0.112	0.089	0.093	0.241	0.251
1000	0.128	0.127	0.080	0.084	0.211	0.219
Max (t-m)	2451.55	2535.77	34377.04	35865.26	10626.71	10268.65

Tabla B.8 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_3 > h_1 = h_2$ )

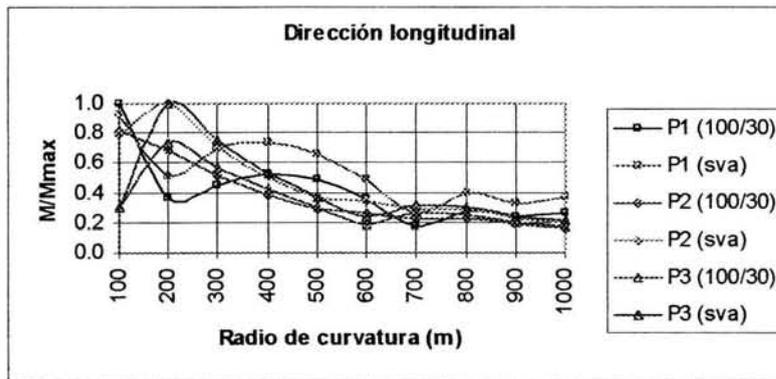


Figura B.8 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_3 > h_1 = h_2$ )

**Caso 5 ( $h_1 > h_2 > h_3$ )**

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	0.822	0.857	0.307	0.285	0.960	1.000
200	0.899	0.834	0.806	0.756	0.251	0.242
300	0.943	0.947	0.899	0.910	0.284	0.272
400	0.953	0.985	0.932	0.966	0.363	0.371
500	0.958	1.000	0.951	0.993	0.404	0.420
600	0.954	0.995	0.943	0.984	0.447	0.466
700	0.958	1.000	0.958	1.000	0.409	0.428
800	0.957	0.999	0.957	0.999	0.414	0.432
900	0.958	0.996	0.962	1.000	0.427	0.445
1000	0.958	0.994	0.964	0.999	0.432	0.449
Max (t-m)	17135.59	17881.20	46388.20	48139.27	58065.37	60464.73

Tabla B.9 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_1 > h_2 > h_3$ )

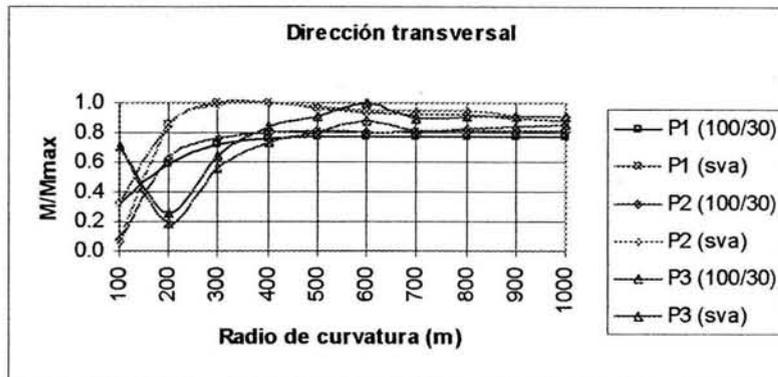


Figura B.9 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_1 > h_2 > h_3$ )

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	0.961	1.000	0.961	1.000	0.617	0.643
200	0.269	0.247	0.654	0.612	1.064	1.000
300	0.356	0.356	0.475	0.479	0.822	0.832
400	0.403	0.416	0.355	0.368	0.617	0.639
500	0.368	0.384	0.269	0.281	0.460	0.480
600	0.268	0.279	0.245	0.256	0.368	0.384
700	0.125	0.129	0.213	0.222	0.387	0.404
800	0.208	0.217	0.213	0.222	0.379	0.396
900	0.172	0.179	0.167	0.174	0.296	0.308
1000	0.199	0.208	0.150	0.157	0.264	0.275
Max (t-m)	1227.14	1276.98	20354.94	21187.99	36545.46	34348.99

Tabla B.10 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_1 > h_2 > h_3$ )

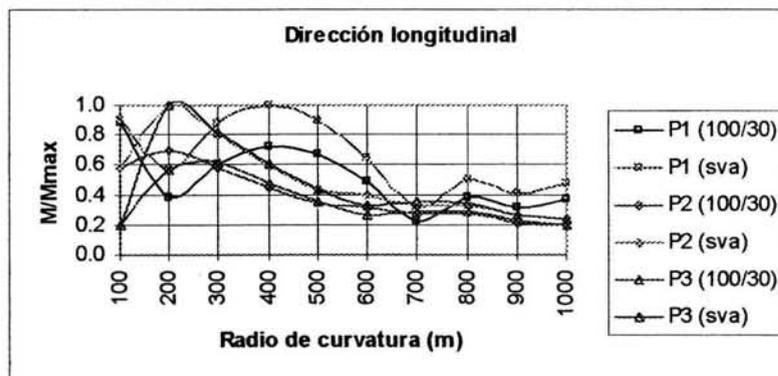


Figura B.10 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_1 > h_2 > h_3$ )

**Caso 6 ( $h_3 > h_2 > h_1$ )**

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	0.967	1.000	0.612	0.636	0.958	1.000
200	0.927	0.873	0.915	0.892	0.263	0.265
300	0.838	0.841	0.950	0.982	0.411	0.406
400	0.782	0.805	0.957	0.998	0.495	0.513
500	0.747	0.777	0.960	1.000	0.537	0.561
600	0.736	0.768	0.956	0.995	0.569	0.594
700	0.726	0.758	0.959	0.995	0.545	0.568
800	0.726	0.758	0.959	0.995	0.549	0.572
900	0.713	0.743	0.959	0.990	0.562	0.583
1000	0.709	0.738	0.958	0.988	0.566	0.586
Max (t-m)	35521.30	36746.20	47458.00	49454.37	32495.56	33903.60

Tabla B.11 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_3 > h_2 > h_1$ )

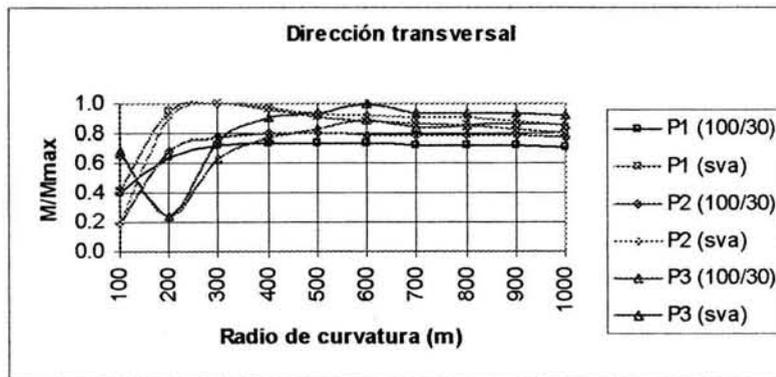


Figura B.11 Momentos en dirección transversal normalizados, ( $h_3 > h_2 > h_1$ )

$\rho$ (m)	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$	$M_{RCSC}$	$M_{100/30}$
100	0.971	1.000	0.959	1.000	0.882	0.919
200	0.249	0.229	0.508	0.490	1.026	1.000
300	0.283	0.279	0.328	0.336	0.739	0.763
400	0.294	0.300	0.231	0.240	0.531	0.554
500	0.255	0.264	0.165	0.172	0.384	0.400
600	0.187	0.192	0.155	0.162	0.250	0.261
700	0.094	0.091	0.133	0.139	0.336	0.349
800	0.145	0.149	0.133	0.139	0.323	0.335
900	0.121	0.123	0.103	0.108	0.249	0.259
1000	0.138	0.142	0.093	0.097	0.219	0.228
Max (t-m)	2886.09	2973.79	24421.77	25478.56	14419.85	14059.57

Tabla B.12 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_3 > h_2 > h_1$ )

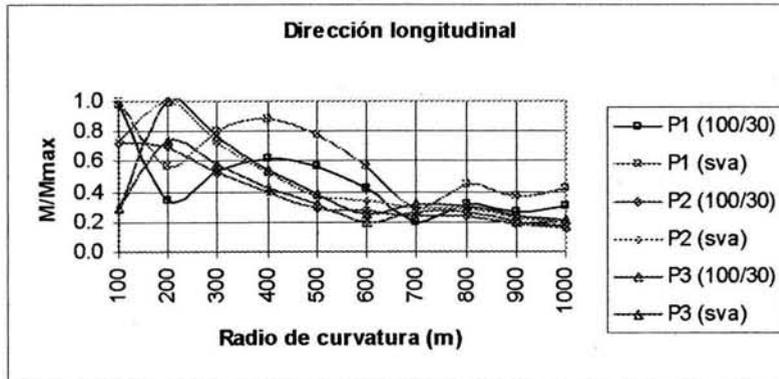


Figura B.12 Momentos en dirección longitudinal normalizados, ( $h_3 > h_2 > h_1$ )

ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA