



Universidad **A**utónoma **M**etropolitana  
Unidad **A**zcapotzalco

---

---

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA  
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

REGLAS DE COMBINACIÓN DE LAS  
COMPONENTES SÍSMICAS EN EL DISEÑO DE  
PUENTES

**T E S I S**

PARA OBTENER EL GRADO DE  
**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**  
P R E S E N T A

**JORGE ANDRES ACOSTA ZAMBRANO**

DIRECTOR DE TESIS: **DRA. CONSUELO GOMEZ SOBERON**

MÉXICO, D. F.

JUNIO DE 2009

## **AGRADECIMIENTOS**

El desarrollo del presente trabajo es el provecho de recursos dirigidos a la investigación, fruto del trabajo de profesionales especialistas, en especial a quienes aportaron su colaboración:

***Dra. Consuelo Gómez Soberon***

***M.I. Tiziano Perea Olvera***

Por la dirección y asesoría

Del mismo modo agradezco a los profesores de la Maestría de Ingeniería Estructural de la Universidad Autónoma Metropolitana (***UAM***) por sus grandes aportaciones a mi crecimiento como profesional y sobre todo como humano.

**EL AUTOR**

# RESUMEN

El presente documento pretende establecer parámetros para determinar la correcta participación de un sismo en el diseño de puentes. Para establecer el alcance, se dio inicio con la recopilación del “Estado del Arte”, para el cual se involucraron los estudios de reconocidos investigadores como el caso de Rosenblueth, Bozorgnia, Newmark, entre otros. Desde sus inicios han mostrado gran interés en observar y establecer expresiones que describieran de la mejor forma el fenómeno.

Se encontró entonces una gran variedad de parámetros que son determinantes en los resultados, caso por el cual los autores fraccionaron el objetivo y describieron cada uno de los parámetros involucrados. Con ello, se dio el primer paso para esclarecer la problemática. Primero, se estableció que el fenómeno puede llegar a descomponerse en tres direcciones, seguido, se pudo llegar a establecer relaciones entre componentes, esto permitió determinar que la respuesta en el sentido horizontal predominaba en la mayoría de los casos sobre las relaciones que involucran la componente vertical.

Las relaciones antes mencionadas no describían totalmente el comportamiento general de los eventos sísmicos, motivo por el cual se verificaron cuales parámetros adicionales determinaban la respuesta, por ejemplo, el caso de la distancia y la profundidad focal, el tipo de suelo sobre el cual se va a desplantar la estructura, de este último se desprenden parámetros como el periodo fundamental del terreno, entre algunos otros. Así fue como se pudo constatar como en no todos los casos se cumple la afirmación en la que las componentes horizontales son mayores.

Para verificar las afirmaciones descritas, algunos investigadores aplicaron tales teorías sobre modelos de edificios, se variaron las condiciones de estructuración, por ejemplo se usaron distintos materiales, construcciones de concreto, de acero, así mismo se alternaron el números de niveles, etc. De esta manera, se llegó a incrementar el número de metodologías para calcular el fenómeno sobre la estructura. Sin embargo, estas metodologías se desarrollaron con estructuras de tipo redundante, caso distinto a las estructuras de puentes. Los autores empeñados en esclarecer la problemática han debatido y ubicado razones para respaldar cada una de las tesis de investigación, aunque no suficientes, ya que hasta la fecha no se logrado concertar y establecer una única metodología.

Al interior del presente trabajo se puede encontrar una descripción detallada del significado de estructuras de puentes y sus componentes, esta descripción permite al lector determinar entonces el por qué de las metodologías desarrolladas distan de una descripción apropiada para asumir correctamente el fenómeno en el diseño.

La investigación para el desarrollo de este trabajo permitió verificar que la reglamentación de puentes disponible no es abundante, por lo mismo en muchos de los casos se practican analogías de teorías conocidas no siempre corroboradas. Motivo por el cual, uno de los apartados presenta y compara las reglamentaciones existentes; se puede constatar que tampoco existe consenso para fijar un único parámetro.

La realidad en esta materia es que un fenómeno natural dista mucho de poderse catalogar o describir con una única expresión matemática, lo cierto es que a lo largo de la evolución y del razonamiento humano se puede afirmar que una teoría es válida hasta que la naturaleza lo permita, en ese momento se debe dar inicio nuevamente para determinar ese parámetro que antes no había sido tenido en cuenta.

Mientras que se pueden llegar a verificar las teorías con la realidad, este trabajo compara cuales de estas afirmaciones se acercan de manera más acertada a la respuesta matemática de modelos de puentes. Modelos que comúnmente podemos llegar a encontrar a lo largo de nuestras carreteras y con registros de eventos naturales reales, esto constituye nuestra única herramienta para estar preparados para lo desconocido.

Finalmente, se incluyen recomendaciones resultado de cálculos, condensados en gráficos explicativos, de esta manera, se espera que permitan al lector establecer criterios fundamentados y determinar cuál de la variedad de herramientas es la que mejor se acomoda al reto que esta por solucionar.

# CONTENIDO

<b>CAPÍTULO 1</b>	
<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO 2</b>	
<b>ESTRUCTURAS DE PUENTES.....</b>	<b>4</b>
2.1 GENERALIDADES.....	4
<b>CAPÍTULO 3</b>	
<b>ESTADO DEL ARTE EN RELACIÓN CON LA COMPONENTE VERTICAL DE LOS</b>	
<b>SISMOS.....</b>	<b>8</b>
3.1 IMPORTANCIA DE LA COMPONENTE VERTICAL DE SISMOS .....	8
3.2 LA COMPONENTE VERTICAL EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	10
3.2.1 ESTRUCTURAS DE ACERO .....	10
3.2.2 ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS .....	11
3.2.3 PUENTES.....	13
<b>CAPÍTULO 4</b>	
<b>NORMAS Y REGLAMENTOS.....</b>	<b>19</b>
4.1 CÓDIGOS INTERNACIONALES.....	19
4.1.1 AASTHO.....	19
4.1.2 CALTRANS.....	20
4.1.3 EUROCODIGO 8.....	22
4.2 REGLAMENTOS NACIONALES.....	22
4.2.1 MDOC.....	22
4.2.2 IMT.....	23
4.3 COMENTARIOS FINALES.....	23
<b>CAPÍTULO 5</b>	
<b>METODOLOGIA Y MODELOS DE ESTUDIO.....</b>	<b>25</b>
5.1 MÉTODOS DE COMBINACIÓN DE COMPONENTES SÍSMICAS.....	25
5.1.1 ASIGNACIÓN PORCENTUAL A CADA COMPONENTE	
(REGLA DEL 30% y 40%).....	25
5.1.2 MÉTODO DE LA RAÍZ CUADRADA DE LA SUMA DE LOS CUADRADOS	
DE LOS VALORES MÁXIMOS (SRSS).....	26
5.1.3 MÉTODO DE CQC3.....	27
5.1.4 MÉTODO PROPUESTO POR VALDÉS.....	28
5.1.5 MÉTODO PROPUESTO POR TENA Y PÉREZ.....	31

5.1.6	MÉTODO EXACTO .....	31
5.2	SISMOS DE ESTUDIO.....	32
5.2.1	INTENSIDAD DE ARIAS.....	36
5.3	MODELOS DE PUENTES DE ANÁLISIS.....	36
5.3.1	MODELO DE ESTUDIO PUENTE REGULAR.....	36
5.3.2	MODELO DE ESTUDIO PUENTE IRREGULAR.....	41
5.3.3	MODELO DE ESTUDIO PUENTE CURVO.....	41
<b>CAPÍTULO 6</b>		
<b>COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....</b>		<b>44</b>
6.1.	APLICACIÓN DEL MÉTODO DE VALDÉS.....	45
6.2.	APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL CQC3.....	52
6.3.	RESULTADOS.....	53
6.3.1.	MODELO DE PUENTE REGULAR RÍGIDO.....	53
6.3.2.	MODELO DE PUENTE REGULAR FLEXIBLE .....	56
6.3.3.	MODELO DE PUENTE IRREGULAR RÍGIDO.....	59
6.3.4.	MODELO DE PUENTE IRREGULAR FLEXIBLE.....	62
6.3.5.	MODELO DE PUENTE CURVO RÍGIDO.....	65
6.3.6.	MODELO DE PUENTE REGULAR FLEXIBLE .....	68
6.3.7.	LA COMPONENTE VERTICAL.....	71
<b>CAPÍTULO 7</b>		
<b>COMENTARIOS FINALES.....</b>		<b>75</b>
<b>CAPÍTULO 8</b>		
<b>REFERENCIAS.....</b>		<b>79</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 2.1.</b> Puentes simplemente apoyados y continuos .....	5
<b>Figura 2.2.</b> Puentes irregulares en planta y elevación.....	6
<b>Figura 4.1.</b> Cargas y momentos verticales estáticos equivalentes.....	21
<b>Figura 5.1.</b> Angulo que se forma entre las componentes horizontales de excitación y de la estructura. ....	28
<b>Figura 5.2.</b> Tipos de respuesta, conforme a Valdés, (t) denota al Tiempo.....	29
<b>Figura 5.3.</b> Espectros de respuesta de pseudoaceleración ( $\xi=5\%$ ).....	34
<b>Figura 5.4.</b> Geometría, primer modelo de puente.....	36
<b>Figura 5.5.</b> Geometría de pilas y tablero.....	37
<b>Figura 5.6.</b> Gráfica del modelo del puente regular.....	39
<b>Figura 5.7.</b> Variación de periodos a partir de las condiciones de apoyo.....	40
<b>Figura 5.8.</b> Geometría, modelo irregular.....	41
<b>Figura 5.9</b> Geometría, puente curvo.....	42
<b>Figura 6.1.</b> Nodo de registro de resultados en los tres modelos de estudio.....	45
<b>Figura 6.2.</b> Direcciones del sismo aplicado a los modelos de puentes.....	46
<b>Figura 6.3.</b> Espectros de Fourier para la componente horizontal.....	47
<b>Figura 6.4.</b> Espectros de Fourier para la componente horizontal 2.....	48
<b>Figura 6.5.</b> Espectros de Fourier para la componente vertical.....	49
<b>Figura 6.6.</b> Gráficas de frecuencia contra coherencia para los registros sísmicos seleccionados.....	50
<i>MODELO REGULAR CON ESTRIBOS RIGIDOS</i>	
<b>Figura 6.7.</b> Gráficas de respuesta para desplazamientos.....	54
<b>Figura 6.8.</b> Gráficas de respuesta para fuerzas de cortante.....	55
<b>Figura 6.9.</b> Gráficas de respuesta para momentos.....	56
<i>MODELO REGULAR CON ESTRIBOS FLEXIBLES</i>	
<b>Figura 6.10.</b> Gráficos de respuesta para desplazamientos.....	57
<b>Figura 6.11.</b> Gráficas de respuesta para fuerzas de cortante .....	58
<b>Figura 6.12.</b> Gráficos de respuesta para momentos.....	59
<i>MODELO IRREGULAR CON ESTRIBOS RIGIDOS</i>	
<b>Figura 6.13.</b> Gráficos de respuesta para desplazamientos.....	60
<b>Figura 6.14.</b> Gráficas de respuesta para fuerzas de cortante .....	61
<b>Figura 6.15.</b> Gráficos de respuesta para momentos.....	62
<i>MODELO IRREGULAR CON ESTRIBOS FLEXIBLES</i>	
<b>Figura 6.16.</b> Gráficos de respuesta para desplazamientos.....	63
<b>Figura 6.17.</b> Gráficas de respuesta para fuerzas de cortante .....	64
<b>Figura 6.18.</b> Gráficos de respuesta para momentos.....	65
<i>MODELO DE PUENTE CURVO CON ESTRIBOS RIGIDOS</i>	

<b>Figura 6.19.</b> Gráficos de respuesta para desplazamientos.....	66
<b>Figura 6.20.</b> Gráficas de respuesta para fuerzas de cortante .....	67
<b>Figura 6.21.</b> Gráficos de respuesta para momentos.....	68
<i>MODELO DE PUENTE CURVO DE ESTRIBOS FLEXIBLES</i>	
<b>Figura 6.22.</b> Gráficos de respuesta para desplazamientos.....	69
<b>Figura 6.23.</b> Gráficas de respuesta para fuerzas de cortante .....	70
<b>Figura 6.24.</b> Gráficos de respuesta para momentos.....	71
<i>LA COMPONENTE VERTICAL</i>	
<b>Figura 6.25.</b> Gráficos de respuesta de desplazamientos, comparando cada combinación bidireccional contra la respuesta real.....	72
<b>Figura 6.26.</b> Gráficos de respuesta de fuerzas de cortante, comparando cada combinación bidireccional contra la respuesta real.....	73
<b>Figura 6.27.</b> Gráficos de respuesta de momentos, comparando cada combinación bidireccional contra la respuesta real.....	74



## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 3.1.</b> Relación de valores de V/H.....	10
<b>Tabla 3.2.</b> Relación entre el periodo del primer modo horizontal y vertical.....	11
<b>Tabla 3.3.</b> Efecto del movimiento vertical sobre la fuerza axial en estructuras de acero.....	11
<b>Tabla 3.4.</b> Relación entre el periodo del primer modo horizontal y vertical para edificios.....	13
<b>Tabla 3.5.</b> Respuesta máxima obtenida por instrumentación en edificios y amplificación, en las direcciones horizontal y vertical.....	14
<b>Tabla 3.6.</b> Valores de aceleración horizontal y vertical registradas durante el sismo de Northridge.....	15
<b>Tabla 3.7.</b> Registros del sismo en Kobe.....	17
<b>Tabla 4.1.</b> Resumen comparativo sobre consideraciones reglamentarias para la componente sísmica vertical en códigos sísmicos.....	24
<b>Tabla 5.1.</b> Sismos de estudio.....	33
<b>Tabla 5.2.</b> Dimensiones generales de tableros y pilas.....	38
<b>Tabla 5.3.</b> Resumen de propiedades mecánicas de los materiales .....	38
<b>Tabla 5.4.</b> Características dinámicas del modelo regular con diferentes longitudes de discretización.....	40
<b>Tabla 5.5.</b> Características dinámicas del modelo irregular con diferentes longitudes de discretización.....	42
<b>Tabla 5.6.</b> Características dinámicas del modelo curvo con diferentes longitudes de discretización.....	43
<b>Tabla 7.1.</b> Porcentaje de respuestas presentes en distintos intervalos de error	43

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

En el análisis y diseño de estructuras, el comportamiento de los puentes ha interesado a los diseñadores y constructores de los mismos. Sin embargo, no se ha logrado tener un conocimiento que pronostique totalmente el desempeño de estos sistemas durante su vida útil. Actualmente, se habla de fallas y mejoras en los procedimientos de diseño y construcción vigentes para puentes, por la falta de esa comprensión total y de detalle del funcionamiento de cada uno de los elementos que en éstos intervienen.

Ejemplos de estas carencias son los colapsos recientes de algunas de estas estructuras por carga sísmica, cuya intensidad ha sido menor que aquélla para la que fueron diseñadas. Entre estos casos se encuentran el Viaducto Cypress y el Puente de la Bahía, en California, dañados durante el sismo de Loma Prieta en 1989; el colapso de seis puentes importantes durante el sismo de Northridge, California, de 1994; y el colapso de varias secciones de la vía Hanshing durante el sismo de Kobe en 1995 (Gómez, 2002). También, se han presentado fallas en puentes por otras causas. Por ejemplo, en 2005, en México se presentó el colapso de un puente en construcción (comunicación personal, Gómez, 2007), además de que recientemente se han registrado algunas fallas y colapsos parciales por concepciones erróneas en el diseño y construcción de estos sistemas (Araiza, 2004).

Las fallas se atribuyen a la combinación de muy diversos aspectos, aunque se puede decir que uno de ellos son las importantes aceleraciones verticales que se han registrado. Se reconoce por otra parte, que estas estructuras tienen un comportamiento más transparente debido a la simplicidad aparente del conjunto de elementos que lo conforman. El problema también se asocia a la subestimación de los desplazamientos sísmicos, causadas por considerar las rigideces de las secciones gruesas, por bajos niveles en las fuerzas laterales y lagunas en las reglas de combinación de las componentes sísmicas (Papaleontiou 1993). Sin embargo, se tienen pocas o inexistentes redundancias, distinto de las edificaciones, en donde el colapso se presenta cuando varios de sus elementos han alcanzado su resistencia máxima. La falta de redundancia de los puentes conduce a que la falla de un elemento

estructural o una conexión entre elementos, sea consecuencia del colapso del mismo. Esta situación se debe reflejar en un reglamento de diseño de puentes que emplee mayores fuerzas de diseño, menores factores de ductilidad, incluya recomendaciones sobre el diseño de conexiones, longitudes de asiento, etc.

Con todo esto, es claro que existe la necesidad de realizar más estudios sobre el comportamiento de puentes, principalmente ante las acciones externas accidentales como las sísmicas. En este trabajo se plantea el estudio de dos aspectos importantes: 1) la influencia de la componente vertical en la respuesta sísmica de puentes, 2) el estudio comparativo de las reglas de combinación de las componentes sísmicas para el diseño seguro y racional de puentes.

Generalmente, los movimientos del terreno con alta intensidad en la componente vertical son asociados a sismos superficiales y con energía contenida en altas frecuencias, relacionadas a su vez a sistemas con periodos verticales muy cortos, motivo por el cual se presentan desplazamientos cortos y la probabilidad de ocurrencia de momentos rotacionales. En casos de periodos verticales largos, los desplazamientos son grandes, pero las aceleraciones espectrales son pequeñas; en consecuencia las probabilidades de rotación plástica son pequeñas (Perea y Esteva, 2004). Aunque se han realizado algunos estudios sobre la influencia de la componente vertical en edificaciones, hay muy pocas referencias de trabajos de este tipo enfocados a puentes. A nivel reglamentario, muchos códigos solo consideran su influencia en casos muy específicos y con muy pocas acotaciones. Por otra parte, cuando una estructura se somete a un sismo, las ondas que se producen pueden arribar a la estructura en diferentes orientaciones. En el diseño se supone que las ondas actúan en direcciones perpendiculares y con diversos factores de influencia que asumen las incertidumbres en la orientación en la carga sísmica. Los códigos proponen reglas de combinación de porcentajes de participación de cada componente, o reglas basadas en análisis estadísticos o probabilísticos, principalmente obtenidos mediante la teoría de las vibraciones aleatorias.

## **1.1. ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO**

Con el propósito de verificar estas prácticas de análisis, en el presente trabajo se analizan tres modelos de puentes simples, para comprender su comportamiento elástico ante cargas sísmicas. Estos modelos se someten a veinte sismos registrados principalmente en la costa Pacífica Mexicana y centro del país por su alta actividad sísmica, cercanía a los epicentros y riesgo para puentes tipo carreteros. De los análisis elásticos para estas estructuras se realizan comparaciones según las diferentes propuestas de combinación de componentes sísmicos, y de acuerdo con los resultados, se constata si existen beneficios o vacíos que puedan presentarse al realizar un diseño seguro y económico de puentes.

El objetivo final de este trabajo será confrontar los resultados obtenidos de manera rigurosa y compararlos con aquéllos derivados de los códigos y propuestas actuales de diseño de puentes; de

acuerdo con los resultados obtenidos emitir algunas primeras recomendaciones que se espera ofrezca beneficios para el diseño de puentes. Se reconoce, sin embargo, que son necesarios más estudios que consideren otros tipos de puentes y el análisis de más señales, algunas registradas fuera de México.

En el presente trabajo, el Capítulo 2 resume brevemente los conceptos generales de un puente, sus características y propiedades físicas. A su vez, en el Capítulo 3 se hace una recopilación del estado del arte resultado de las recientes investigaciones sobre la influencia de la componente sísmica vertical, puntualizando en los aspectos más significativos que se han obtenido. El Capítulo 4 reúne los atributos principales de diversas normativas y propuestas recientes, en lo referente a las reglas de combinación de las componentes ortogonales de los sismos. En el Capítulo 5 se describen los modelos usados, las características de los sismos seleccionados para el análisis y los procedimientos de los análisis empleados. El Capítulo 6 presenta los resultados obtenidos de las comparaciones entre los análisis elásticos practicados. A partir de dichos resultados, se hace un resumen de comentarios finales mostrados en el Capítulo 7. Finalmente, el Capítulo 8 contiene las referencias empleadas en el desarrollo del presente trabajo.

Con los resultados obtenidos se espera aportar algunos resultados de interés, para de esta manera continuar con el proceso de investigación y aprendizaje que conducirá al diseño de estructuras más seguras.

# CAPÍTULO 2

## ESTRUCTURAS DE PUENTES

### 2.1 GENERALIDADES

Los puentes se clasifican para facilitar y delimitar los sistemas constructivos y criterios de análisis y diseño. Por esta razón, se agrupan por su tamaño, tipo estructural, importancia, resistencia lateral y geometría.

Conforme al *tipo estructural*, algunas de las clasificaciones para puentes fijos pueden ser: puentes simplemente apoyados, continuos y tipo Gerber (ver figura 2.1), de vigas, arcos ó armaduras, entre otros. Un segundo grupo puede incluir puentes de claros medios, con continuidad solamente en la superestructura, hasta puentes colgantes, atirantados y empujados. Y puede complementarse esta clasificación con un tercer grupo de puentes móviles, que incluye aquellos de tipo basculante, giratorios, deslizantes y de elevación vertical, entre otros.

Los puentes según su *geometría* pueden clasificarse como regulares e irregulares. En puentes con dos o más claros podrá hacerse una clasificación distinta para cada claro o módulo del puente. Con fines de clasificación por geometría, se consideran aislados dos apoyos de un puente sobre los que descansa una superestructura con apoyos deslizantes o de neopreno; esto debido a que el movimiento que se presenta entre ambos puede llegar a ser distinto, lo que en algún caso podría ocasionar la pérdida de un apoyo de la superestructura, situación que se agrava notablemente en puentes irregulares; estos últimos son más susceptibles a daño sísmico. Conforme al Manual del ANIPPAC (2002), un puente irregular será aquel que cumpla al menos una de las siguientes características (ver esquemas de la figura 2.2):

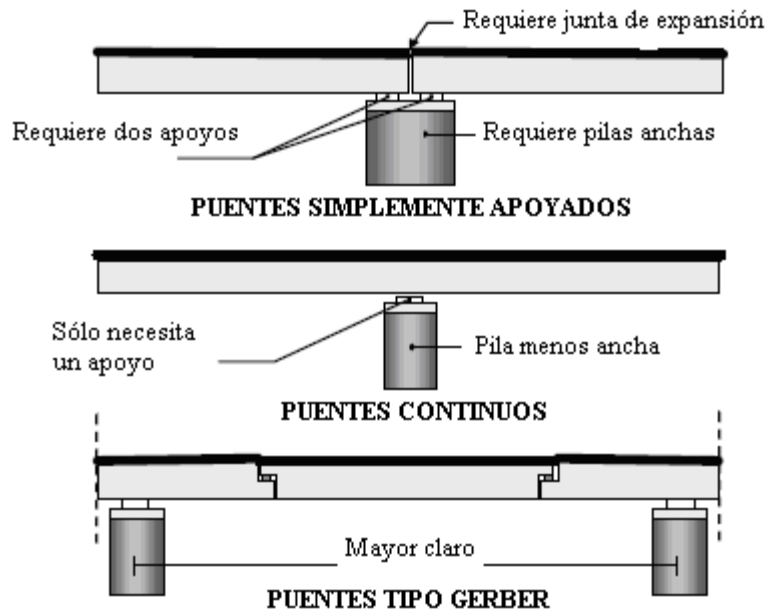


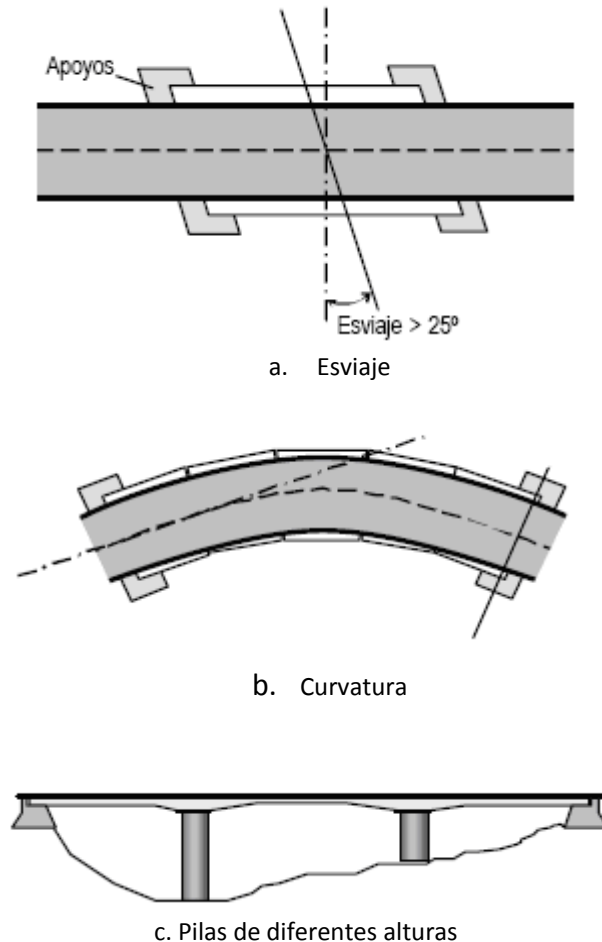
Figura 2.1. Puentes simplemente apoyados y continuos. Manual del ANIPPAC (2002)

- Puentes en línea recta con apoyos esviados que formen ángulos mayores a 25 grados con respecto al eje transversal del camino.
- Puentes curvos que tengan un ángulo de un estribo a otro, o al final del puente, mayor que 25 grados, medido desde el eje principal del camino.
- Puentes que presentan cambios abruptos en su rigidez lateral o en la masa a lo largo de su longitud. Los cambios en estas propiedades que excedan 25 por ciento de apoyo a apoyo, excluyendo estribos, deberán ser considerados abruptos.
- Estructuras con pilas de diferentes alturas o secciones transversales.

La estructura de un puente en general está compuesta por dos partes principales, superestructura y subestructura, descritos como:

- A. La superestructura comprende aquellos elementos que se encuentran sobre los apoyos, en el que su función principal es proveer una superficie de rodamiento. Compuesta generalmente por losas o tableros, vigas, armaduras o cables entre otros. En este grupo y según la necesidad del obstáculo a librar pueden encontrarse infinidad de configuraciones geométricas y mecánicas, como es el caso de puentes colgantes, atirantados, de elevación vertical, de báscula, de oscilación, etc.

- B. La subestructura está conformada por los elementos que requiere la superestructura para sustentarse (apoyos, columnas, pilas, estribos y cabezales); su función es transmitir eficientemente las cargas de la superestructura a la cimentación. Ante la carga sísmica, los elementos de la subestructura son los que resisten las fuerzas laterales; en caso de no estar diseñados correctamente pueden producir desplazamientos diferenciales importantes que afecten el comportamiento de los elementos de la superestructura. Los componentes básicos de la subestructura son los siguientes:



**Figura 2.2. Puentes irregulares en planta y elevación. Manual del ANIPPAC (2002)**

- **Apoyos.** Es el elemento que trasfiere las fuerzas de la superestructura a la subestructura, disipando y aislando los elementos de traslación y rotación debidos a la expansión térmica, contracción por flujo plástico, deflexión en miembros estructurales, cargas dinámicas y vibraciones.
- **Pilas.** Apoyos o pilares estructurales que soportan la superestructura ubicados en el intermedio de los estribos. Trabajan únicamente por los esfuerzos axiales al elemento.
- **Estribos.** Elementos que generalmente reciben el extremo de los tableros de rodamiento y que empatan con las rampas de acceso. Es común en el caso de puentes

en áreas de laderas, zonas montañosas o zonas cercanas al cauce de ríos, que los muros de contención sean el componente primordial de un estribo actuando como retenedor y estabilizador en cada acceso.

- Pedestales. Es una columna corta sobre un estribo o una pila la cual soporta directamente un miembro primario de la superestructura. El termino *asiento de puente* es usado para referir a la elevación de la parte superior del pedestal.
- Zapatas. Estructura de tipo superficial que trasfiere las cargas que provienen de la subestructura al terreno.
- Pilotes y pilas de cimentación. Elemento estructural a la que en muchos de los casos se recurre cuando la capacidad del terreno superficial es insuficiente, hincada en el terreno o colada in situ, constituye una herramienta que trasmite las reacciones a estratos que tienen mayor capacidad portante a una profundidad considerable.



# CAPÍTULO 3

## ESTADO DEL ARTE EN RELACIÓN CON LA COMPONENTE VERTICAL DE LOS SISMOS

Existen trabajos publicados sobre los efectos de la componente vertical de la carga sísmica, enfocados principalmente a estimar la respuesta dinámica elástica e inelástica de diferentes sistemas estructurales. En estos trabajos se ha hecho especial referencia a si se debe incluir durante el proceso de diseño la componente vertical en el análisis estructural.

### 3.1 IMPORTANCIA DE LA COMPONENTE VERTICAL DE SISMOS

Se ha podido precisar, a partir de cientos de análisis de los registros de sismos, las distintas características que poseen la componente vertical y su relación con la componente horizontal (V/H). En las primeras investigaciones del tema, realizadas por Rosenblueth (1975), se identificó que la relación que existe entre la componente vertical y horizontal no es constante, sino que depende del periodo de la estructura.

A su vez, Newmark *et al.* (1979), estudiaron las aceleraciones, velocidades y desplazamientos del terreno ocasionados por la componente vertical. En ese trabajo se propuso que la componente vertical debía estimarse como las 2/3 partes del valor máximo de la mayor componente horizontal. A su vez, Bozorgnia *et al.* (1995), observaron que una de las principales características del sismo de Northridge fue la relación V/H, ya que esta relación fue excedida notablemente con un valor muy superior al de 2/3 antes mencionado; resultados similares fueron obtenidos durante los sismos de



Loma Prieta (1989) y Taiwán (1999). En general, se determinó que la relación entre el movimiento vertical y el horizontal V/H depende de la distancia al sitio donde se originó el sismo; es decir, se puede obtener una relación V/H mayor entre menor sea la distancia al origen. Adicionalmente, se sabe que la relación V/H del espectro de respuesta varía en función del periodo y de la magnitud del sismo. Sin embargo, como se verá más adelante, algunos códigos estiman esta relación como la propuesta inicial de Newmark *et al.*, esto es, constante e igual a  $2/3$ .

La relación espectral de respuesta V/H es una simple representación de la relación entre los dos efectos. Esto puede ser notado en aplicaciones prácticas, donde los periodos modales vertical y horizontal de un sistema son generalmente distintos, por lo cual debe tenerse precaución en la lectura del periodo en el espectro de respuesta horizontal y vertical y en la relación espectral. Bozorgnia *et al.* (1999), obtuvieron que la relación espectral V/H es diferente para un suelo firme, suelo rígido o rocoso. Para relaciones altas de V/H, Singh (2005) observó que cuando la distancia al epicentro es relativamente corta se obtienen periodos cercanos a un segundo.

Algunos autores, como Beresnev *et al.* (2002), hacen referencia a la aproximación típica del estudio del movimiento vertical a partir de movimiento horizontal en afloramientos rocosos, usando una relación empírica para V/H, cuyo movimiento resultante se propaga a través del suelo y llega a las columnas de la estructura como una onda de compresión vertical. En la ausencia de datos sobre las propiedades de deformación del suelo por compresión, se propone usar propiedades de deformación compatibles con ondas de cortante para el análisis de la componente vertical. Para esto se hacen dos suposiciones: 1) que los movimientos verticales están principalmente compuestos por ondas compresivas y 2) la deformación depende de las propiedades del terreno, extrapolando la deformación por cortante para obtener la deformación por compresión. Estas suposiciones obtenidas a partir de la información del terreno, nos ofrecen una idea de cómo actuará la componente sísmica vertical sobre la estructura.

Por otra parte, en algunas investigaciones se ha discutido acerca de la incidencia de la dirección de onda. Para fines prácticos, los ángulos de incidencia se espera que sean bajos, debido a los gradientes de impedancia de la corteza superior. Se han realizado análisis donde se agruparon los registros por distancia y por aceleración, esto ha permitido observar que el tipo de suelo, dependiendo si es roca o no, es el único factor que afecta las cantidades consideradas. Sin embargo, hay poca información viable.

Respecto a la transmisión de ondas, Beresnev y Wen (2002) concluyeron que, para eventos fuertes, según registros de Taiwán con suelos de sedimentos suaves, no hay diferencia entre la ubicación de la resonancia máxima y el nivel de amplificación entre el movimiento suave y el fuerte. De la misma forma, Amirbekian y Bolt (1998) obtuvieron que para lugares cercanos al epicentro se esperan mayores amplitudes y frecuencias altas de aceleración vertical, generadas probablemente por la conversión de ondas de cortante a ondas de compresión, en la zona de transición entre la roca y la capa de sedimentos suaves.

Autores como Papazoglou y Elnashai (1996), con base en análisis recientes de movimientos sísmicos fuertes, indican que en los alrededores de los epicentros de sismos moderados a fuertes la relación (V/H) excede la unidad, por tanto, no coincide con el valor promedio de 30% para la componente vertical que marcan algunos códigos de diseño. Además, como se vio anteriormente, el cociente espectral puede exceder en gran medida los 2/3 y registrar valores de aceleración de hasta 1.7g, para registros cercanos al epicentro. En la tabla 3.1 se reúnen algunos de los valores de coeficientes obtenidos por diferentes autores de la relación V/H. Como se puede observar, los valores tabulados están en un intervalo entre 0.2 y 1.75. Con estos resultados se concluye que la relación V/H no es constante, y como se ha mencionado, también está en función de las características dinámicas de la estructura.

**Tabla 3.1 Relación de valores de V/H. Perea y Esteva (2004).**

Referencia	Características	V/H
Newmark <i>et al.</i> , 1973	33 registros de EE.UU.	2/3
Kawashima <i>et al.</i> , 1985	Registros de Japón	1/5
Ambrasays y Simpson, 1995	104 registros mundiales, R<15Km, M>6, Av>0.1g	1.75
Boomer y Martínez, 1996	130 registros, Av>0.2g	1.00
Mohammadioun, 1996	Suelos aluviales cercanos a la falla	0.75

### 3.2. LA COMPONENTE VERTICAL EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

#### 3.2.1 ESTRUCTURAS DE ACERO

Papazoglou y Elnashai (1996) determinaron que para estructuras con grandes claros, los modos de vibración inducidos por la componente vertical pueden llegar a experimentar una amplificación significativa en la respuesta, incluso cuando el modo fundamental de vibración de la estructura no coincide con el movimiento de entrada. La amplitud de las vibraciones obtenidas puede llegar a ser semejante a la aplicación de un largo número de ciclos, hasta exceder el rendimiento en la conexión, perdiendo de esta forma la capacidad de resistencia para la que fue diseñada.

Papaleontiou y Roesset (1993) resumen el efecto del movimiento vertical sobre la fuerza axial en estructuras de acero. Así, indican la relación entre el periodo vertical y el horizontal en edificaciones de acero (tabla 3.2), y presentan el porcentaje de la contribución de la componente vertical sobre la carga axial total de cubierta y suelo, como se observa en la tabla 3.3.

Tabla 3.2. Relación entre el periodo del primer modo horizontal y vertical. Datos obtenidos de Papaleontiou y Roesset (1992)

Número de niveles	Periodo horizontal (s)	Periodo vertical (s)	Relación
4	1.00	0.16	6.25
10	2.22	0.20	11.10
16	1.54	0.19	8.11
20	2.27	0.25	9.08

Tabla 3.3. Efecto del movimiento vertical sobre la fuerza axial en estructuras de acero. Calculada usando datos de Papaleontiou y Roesset (1992)

Número de niveles	Contribución del movimiento vertical a la fuerza axial total (%)	
	Nivel de Cubierta	Nivel sobre el suelo
4	72	56
10	85	42
16	76	24
20	64	21

### 3.2.2 ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS

Dentro de los estudios desarrollados para estimar la acción de la componente vertical se incluye este apartado en el que resumen algunos de los trabajos realizados sobre estructuras de edificios. En casos previos, como el sismo en Kalamata, Grecia, el 13 Septiembre 1986, cuyo epicentro se localizó a menos de 9 Km del centro de la población y a una profundidad de 7 Km, Elnashai *et al.*, (1995) reportaron un inusual número de fallas por compresión y cortante en las columnas y muros de cortante, en comparación con las fallas producidas por flexión. Este tipo de condiciones se puede observar en edificaciones sobre suelos suaves, donde la falla por fricción es naturalmente esperada; también, se puede atribuir a un detallado pobre y errores constructivos, aunque ésta presente la duda del papel que desempeña la componente vertical del sismo. En la opinión de los autores, Papazoglou y Elnashai (1996), este tipo de fallas se deben principalmente a un incremento en la fuerza de compresión axial, debido al movimiento vertical, combinado con un detallado pobre, en casos donde la capacidad transversal por cortante no es excedida. En general, este tipo de fallas se puede atribuir a muchas razones, como son: el modo de respuesta, cambios abruptos de rigidez y resistencia o la falta de capacidad de resistencia en los niveles superiores. Cualquiera de éstas características puede inducir a un modo de falla frágil por compresión directa o por reducción de fuerza cortante y de ductilidad, debido a la variación de fuerzas axiales originadas por la acción del movimiento vertical.

En el mismo trabajo Papazoglou y Elnashai, consideran que los daños ocasionados por la componente vertical en edificios se pueden atribuir a dos factores: el primero debido a que el amortiguamiento en la dirección vertical es menor que en la dirección horizontal, esto por ausencia de un mecanismo eficiente de disipación de energía, y el segundo es ocasionado por un amplio intervalo donde es posible la resonancia para muchas estructuras, dado que por lo general los edificios son más rígidos en la dirección vertical y la componente vertical de un sismo fuerte está compuesta por pulsos, cuyas frecuencias son altas. Papadopoulou (1989), adicionalmente, indica que las estructuras de los edificios son diseñadas para resistir la acción de cargas verticales con un factor de seguridad, donde la relación entre la fuerza y rigidez en la dirección vertical es lineal, lo que sugiere que el periodo vertical es independiente de la altura de la edificación. Se indica, de igual forma, que para edificaciones la relación entre periodo fundamental vertical a horizontal varía de 1 a 2.5 segundos, para un intervalo de niveles de ocho a uno. Esto sugiere que un amplio intervalo de edificios obtiene aproximadamente la misma amplificación dinámica durante la excitación vertical, como se muestra en la tabla 3.4, donde se observa que para marcos de pocos niveles, menores a siete, el periodo en la dirección vertical es menor de  $1/3$ , mientras que para estructuras mayores a ocho niveles es  $1/7$  del periodo fundamental horizontal de los marcos de concreto estudiados.

El análisis de algunos parámetros a partir de un modelo de un grado de libertad, realizado por Papazoglou y Elnashai (1996), empleando características de rigidez bilineal en tensión y compresión, indica que un movimiento vertical fuerte produce altas tensiones sobre las columnas. Ese mismo estudio incluye edificaciones con una distribución uniforme de rigidez y masa respecto a la altura, indicando que los pisos intermedios y superiores son más propensos a experimentar deformaciones por tensión, dependiendo de la relación entre el periodo de la edificación y el periodo de vibración fundamental del sismo, así como de la intensidad del movimiento del terreno.

Se puede concluir que las fuerzas axiales causadas por el movimiento vertical pueden llegar a tener una magnitud mayor que las correspondientes fuerzas resultantes originadas por el movimiento transversal. Este patrón es más significativo para los pisos superiores que para los inferiores; para una estructura de acero de diez niveles, cerca del 50% de la variación de las fuerzas axiales en las columnas exteriores provienen de las contribuciones del movimiento vertical. Un posible error está en ignorar estas variaciones durante el diseño.

En columnas interiores la variación de la fuerza axial es menos significativa, ya que el efecto de volcamiento es mínimo. En la tabla 3.5 se relacionan respuestas máximas presentadas en edificaciones a nivel de terreno (NT) y en el techo, en dirección vertical (V) y horizontal (H), conforme a lo obtenido por Elnashai *et al.* (1995). Durante este trabajo se determinó, que grandes fuerzas de compresión o de tensión reducen la capacidad a cortante y flexión de las columnas de concreto y afectan su capacidad de disipación de energía. Esto sugiere que no sólo la demanda impuesta se incrementa, sino que también la capacidad del sistema se ve reducida debido a la inclusión de la componente vertical.

**Tabla 3.4. Relación entre el periodo del primer modo horizontal y vertical para edificios. Datos obtenidos de Papadopoulou (1989)**

Número de niveles	Periodo horizontal (s)	Periodo vertical (s)	Relación H/V
1	0.10	0.04	2.50
2	0.20	0.06	3.13
3	0.30	0.08	3.66
4	0.40	0.09	4.40
5	0.50	0.10	5.05
6	0.60	0.11	5.66
7	0.70	0.11	6.14
8	0.80	0.12	6.67

Otra característica que no se tiene en cuenta es que el incremento de fuerzas a compresión reduce la ductilidad rotacional de las columnas. Mientras que esta reducción sea significativa, la reducción en la fuerza axial conduce a una pérdida de confinamiento pasivo en la columna.

### 3.2.3 PUENTES

Saadeghvaziri y Foutch (1991) señalaron que las variaciones importantes de las fuerzas inducidas por el movimiento vertical del sismo en los estribos y pilas de los puentes no están incluidas en códigos sísmicos. Para los terremotos importantes, la intensidad de estas fuerzas puede ser tan alta que las fuerzas a compresión son hasta tres veces mayores a la carga muerta, además de la carga axial que es generada.

A través de estos estudios se ha determinado que el movimiento vertical induce un incremento en el nivel de respuesta y la cantidad de daño en un puente. El movimiento vertical puede llegar a generar fluctuación de fuerzas axiales a compresión sobre las columnas. Esto a su vez, genera inestabilidad y hace que el refuerzo transversal llegue a su estado de fluencia, sobre todo en las zonas donde este refuerzo es pobre. Esta acción vertical produce fuerzas de gran magnitud que al no ser tomadas en cuenta en el diseño, afectan a los elementos de apoyo y cimentación, generalmente por que se han diseñado bajo el efecto de cargas verticales estáticas.

Elnashai (1996), basado en observaciones de campo, indica la posibilidad de fallas por compresión y una sobre tensión o falla debido a la tensión directa. El movimiento vertical puede inducir a la falla por cortante y flexión, y la capacidad a momento y ductilidad de las columnas de concreto reforzado se ve disminuida.

**Tabla 3.5. Respuesta máxima obtenida por instrumentación en edificios y amplificación, en las direcciones horizontal y vertical. Datos obtenidos por referencia. Elnashai *et al.*, (1995)**

Edificio	Distancia al epicentro (Km)	Registro de aceleraciones (g)				Amplificación	
		V:NT	H:NT	V: Techo	H: Techo	V	H
Residencia Takami, concreto reforzado, 31 niveles	43	0.26	0.27	0.44	0.31	1.69	1.15
Instituto de tecnología Osaka, 16 niveles	52	0.13	0.19	0.20	0.27	1.54	1.42
Instituto de tecnología Osaka, 11 niveles	52	0.13	0.19	0.26	0.30	2.00	1.58

Por su parte, Rahai (2004) muestra el análisis lineal y no lineal de puentes de muelles, bajo los registros de los terremotos de Tabas (1978), Northridge (1994) y de Kobe (1995), considerando la excitación horizontal y vertical; sus resultados muestran que:

- La variación de la fuerza axial no es proporcional a la fuerza lateral.
- El movimiento vertical indujo a que la fuerza axial fluctuara en los muelles. Con una magnitud de variación de más del 25%.
- El cortante y las tensiones axiales aumentaron perceptiblemente debido al movimiento vertical.
- El máximo y mínimo de desplazamiento longitudinal para ambas condiciones son iguales.

Hipótesis, como la que indica que la aceleración vertical es menor que la mínima aceleración horizontal en todos los casos, son razones para aceptar que existe falta de previsión en el momento de diseño. En la tabla 3.6 se muestran casos donde la aceleración vertical registrada está muy cercana o es superior a la aceleración horizontal. Por ejemplo, la aceleración de la componente vertical del acelerograma de la estación Arleta supera en un 69% la aceleración horizontal asociada.

Saadeghvaziri y Foutch (1991), durante el sismo de San Fernando, determinaron una aceleración vertical de 0.7g. De esta forma, se tienen registros en los cuales la aceleración vertical máxima estaba

próxima a 1.0g, mientras que se estimó una aceleración horizontal con un valor cercano a 0.25g. Estas características son las que pueden llegar a producir fuerzas axiales altas sobre pilas o columnas. Además, las variaciones de estas fuerzas no son proporcionales a las fuerzas laterales o a los momentos flexionantes para los cuales fueron diseñados. Así mismo, estos estudios arrojan resultados en los cuales se muestra como la componente vertical actúa de manera distinta en los diferentes elementos que constituyen la estructura. A partir de estos estudios se determinó el efecto de la componente vertical en los siguientes elementos:

**Tabla 3.6. Valores de aceleraciones horizontal y vertical registradas durante el sismo de Northridge. Datos obtenidos de Broderick et al., (1994)**

Estación	Distancia al epicentro (Km)	Aceleración vertical (g)	Aceleración horizontal (g)	V/H
Tarzana. Cedar Hill Nursey	5	1.18	1.82	0.65
Arleta, Nordhoff Avenue Fire Station	10	0.59	0.35	1.69
Sylmar, County Hospital	16	0.6	0.91	0.66
Newhall, L.A. County Fire Station	20	0.62	0.63	0.98

(g) es la aceleración de la gravedad.

*a-. Columnas y pilas:* Se han obtenido grandes variaciones en la rigidez y en la capacidad de carga. Como resultado de un aumento en la carga axial, la rigidez aumentó. Por otro lado, la fuerza axial en tensión reduce la capacidad por cortante y el momento resistente en la sección. Esto, a su vez, puede producir una falla por cortante o fluencia bajo momentos flexionantes mucho menores que aquellas para los que fueron diseñados estos elementos. Otros efectos adicionales son: el incremento sustancial en la demanda por ductilidad, disminución de la resistencia en las zonas plásticas, acumulación de daño en un solo lado de las columnas, fracturas en los recubrimientos, incremento de las fuerzas transmitidas en el refuerzo transversal, deformación del acero longitudinal, y en algunos casos, falla total del concreto confinado.

Cuando se considera la combinación de efectos verticales y horizontales, el comportamiento inelástico aumenta, el daño es significativamente mayor y la posibilidad de falla por cortante se incrementa.

*b-. Estribos y Conexiones:* En estos elementos se espera una variación significativa en el mecanismo de transferencia de cargas a los apoyos. Una posible falla en los mecanismos de unión y un cambio importante en la interacción suelo-estructura, aumentando por completo la complejidad del problema.



*c-. Cimentación:* Se ha demostrado que se tiene un aumento en las fuerzas de tensión y compresión, incremento significativo en el momento flexionante y en la fuerza cortante lateral, debido al incremento en la fuerza axial que actúa sobre las columnas. También es posible el daño en el refuerzo longitudinal sobre las pilas y serios problemas de estabilidad.

Adicionalmente a los efectos señalados, la componente vertical afecta aspectos como: pérdida de longitud de apoyo, fallas en apoyos, daños en montaje de secciones de puentes (por ejemplo tipo empujados), cambios de esfuerzos en tableros pretensados, esfuerzos adicionales sobre puentes de grandes claros, puentes tipo arco y tirantes de puentes.

Papazoglou y Elnashai (1996) comentan los daños en puentes y dan evidencia de algunas carencias, como el caso del puente Bull Creek Canyon Channel, afectado por el sismo de Northridge. Una interpretación superficial acerca de este puente generó en los autores inquietudes como: 1) ¿por qué se forman articulaciones plásticas en la base y no en la parte superior, si los momentos flexionantes en los dos extremos son similares y los detalles del refuerzo son los mismos?; o 2) ¿por qué la falla de todas las pilas se extiende de manera similar, mientras que la carga transversal pudo haber impuesto cargas axiales de mayor magnitud sobre las pilas en los ejes de los extremos? Los análisis realizados muestran que a partir de las excepcionales aceleraciones y deformaciones verticales y la socavación experimentada en las pilas, la magnificación de las cargas axiales por el sismo puede explicar de mejor forma el modo de falla. En particular, una deformación severa del refuerzo y la desintegración del alma de concreto fueron el resultado de la aplicación de fuerzas axiales de gran magnitud, cuyos daños se presentaron en las zonas donde el espaciado del refuerzo transversal es mayor. Además, la diferencia en la intensidad del daño por rotación entre los diferentes elementos puede ser atribuida a la variación de longitud del claro, y por lo tanto, la respuesta de cada pila se debe a una amplificación diferente de la componente vertical.

A partir del sismo de Kobe (1995), se logró identificar que las fallas en las pilas de los puentes, en particular las generadas por las fuerzas de compresión, se manifiestan como fracturas en el concreto de recubrimiento, deformación total del refuerzo longitudinal y estallamiento del concreto confinado, por lo general a la mitad de la altura de la pila. Finalmente, se estableció que dominaron las fallas por las fuerzas de compresión, lo que se evidenció principalmente en dos puentes, el Meishin Expressway y el Shinmey Overbridge. Este último puente poseía una superestructura continua tipo cajón de acero, apoyada en un par de pilas conectadas por una viga. Algunos de los registros más importantes sobre la influencia de la aceleración vertical en puentes fueron tomados durante el sismo de Kobe, los cuales se resumen en la tabla 3.7. En esta tabla se observa en los dos primeros registros aceleraciones verticales mayores que las horizontales.

**Tabla 3.7. Registros de sismo en Kobe.**  
Datos obtenidos de Papazoglou *et al.*, (1996)

Estación	Distancia al epicentro (Km)	Aceleración vertical (g)	Aceleración horizontal (g)	V/H
Kobe, Port Island	20	0.57	0.35	1.63
Universidad de Kobe	25	0.43	0.31	1.39
Kobe, estación JMA	18	0.34	0.84	0.41

Para estimar la influencia de la componente vertical Papazoglou *et al.* (1996), realizaron un análisis del sistema de puentes de Hanshin Expressway. En este estudio se analizó el caso donde la falla no es atribuida a mecanismos formados por cortante y flexión. Además, se analizó la fractura del concreto de recubrimiento, la deformación total del acero longitudinal y la fractura del concreto confinado que no se desintegró en su totalidad. En este caso, se usó un modelo no lineal, de solo tres pilas y dos claros, modelo que constituye la totalidad de la estructura. La interacción suelo-estructura se modeló a partir de resortes que representan un valor promedio de la rigidez del suelo, y se realizaron análisis por separado incluyendo y sin incluir la componente vertical. Los resultados mostraron que la fuerza axial obtenida para las tres pilas bajo excitación horizontal es pequeña. Por el contrario, cuando el movimiento vertical se incluye en el análisis, la fluctuación de cargas se incrementa; la magnitud de las oscilaciones es del orden de más o menos 70% de la carga estática axial, pero no exceden el 10% de la capacidad a compresión axial. Se observó, además, que la pila central se vio menos afectada, ya que la magnitud de las oscilaciones de la fuerza axial en ese lugar fue menor, por lo tanto no experimentó fatiga. Esto concuerda con el modo de falla observado, donde el daño de las pilas es mayor debido a una mayor fluctuación de la carga axial. Motivo por el cual, la fluctuación de la carga axial sobre las pilas puede llegar a ser causa suficiente del resquebrajamiento del concreto de recubrimiento y la deformación del acero longitudinal, con consecuentes reducciones a su capacidad de flexión y cortante.

Esto nos indica que si estos modos de falla se atribuyen a fuerzas verticales por sismo, también existe la posibilidad de sobreesfuerzos de compresión o falla debida a tensión directa, donde el movimiento vertical puede inducir una falla por cortante y flexión. En el caso donde la acción de cargas de compresión y tensión sea leve, la contribución del concreto se ve disminuida por desgaste del material, por lo que se produce una reducción en la resistencia a cortante; de esta manera los modos de falla por cortante son más propensos.

Con estos resultados queda claro que la distancia al epicentro sísmico, el tipo de terreno y propiedades intrínsecas de la estructura, como lo es su periodo, determinarán las condiciones en las que la componente vertical del sismo influya de igual o mayor forma que las mismas componentes horizontales. También, los reportes evidenciaron fallas que en otras condiciones no se apreciaron tan notablemente, como lo es un confinamiento escaso en columnas de concreto, un amortiguamiento menor en la dirección vertical, etc. En estructuras metálicas con claros significativos, se obtuvieron



amplificaciones en los modos de vibración, incluso en los casos donde no coincidía con el movimiento de entrada, cuya afectación fue dirigida directamente a las conexiones, reduciendo por ende su capacidad de diseño. De esta forma, se ha encontrado que el periodo vertical de un puente no depende de su altura, ya que son mucho más rígidos axialmente que en la dirección transversal y por ende los periodos son más cortos en la dirección vertical.

La influencia de la componente vertical en puentes es más significativa, ya que se habla de un incremento de hasta tres veces en la carga muerta de diseño, dirigido directamente a los elementos de apoyo y por ende a la cimentación. Se puede resumir, de manera general, que la componente vertical produce incrementos en la demanda por ductilidad, disminución de resistencia en zonas plásticas, deformación del refuerzo, inestabilidad, etc.

# CAPÍTULO 4

## NORMAS Y REGLAMENTOS

En este capítulo se presentan algunos apartados de los reglamentos o normas de construcción de puentes, cuya relevancia en la consideración de las componentes de los sismos deben ser tomadas en cuenta para el presente estudio.

### **4.1 REGLAMENTOS INTERNACIONALES**

4.1.1. AASTHO (American Association of State Highway and Transportation Officials) de los Estados Unidos de América.

El AASTHO (2004) menciona, que los efectos sísmicos elásticos sobre cada uno de los ejes principales de la estructura resultan del análisis en dos direcciones perpendiculares, los que se combinarán en dos casos de carga:

Caso de carga 1: “El 100 por ciento del valor absoluto de los efectos de la fuerza en una dirección perpendicular combinada con el 30 por ciento del valor absoluto de los efectos de la fuerza en la segunda dirección perpendicular”.

Caso de carga 2: “El 100 por ciento del valor absoluto de los efectos de la fuerza en la segunda dirección perpendicular combinada con el 30 por ciento del valor absoluto de los efectos de la fuerza en la primera dirección perpendicular”.

De acuerdo con estos enunciados, la edición 2004 del AASTHO LRFD *Bridge Design Specifications* menciona dos tipos de combinaciones de cargas, pero no hace referencia a cuáles son las componentes que debe involucrar y deja abierta la posibilidad a elegir las dos principales componentes de acuerdo a los resultados del análisis sísmico.

#### 4.1.2. CALTRANS (California Department of Transportation)

Según el *Caltrans Seismic Design Criteria, SDC (2004)*, los efectos sísmicos de la componente vertical deben tenerse en cuenta, y presenta un método para su análisis y diseño. Cuando sólo es necesario el análisis de las componentes horizontales ortogonales, los efectos por movimientos sísmicos pueden ser determinados aplicando cualquiera de los siguientes métodos:

- a. Método 1, la aplicación del movimiento del terreno en dos direcciones ortogonales a lo largo de los ejes globales.

Caso I: Combinación de la respuesta resultantes de aplicar el 100% de la carga transversal y el 30% de la carga longitudinal.

Caso II: Combinación de la respuesta resultante de aplicar el 100% de la carga longitudinal y el 30% de la componente transversal.

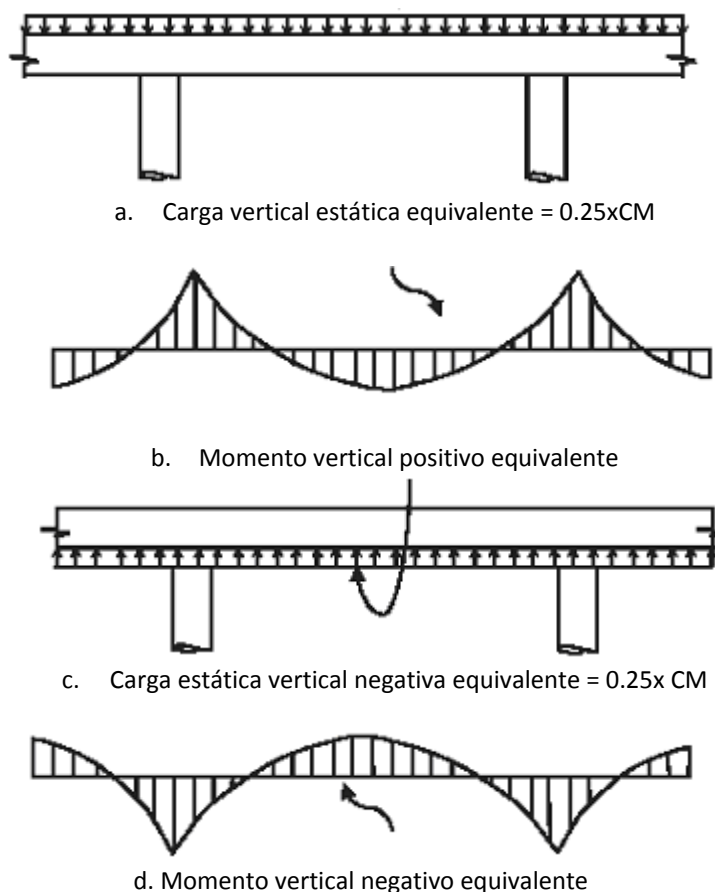
- b. Método 2, la aplicación del movimiento del terreno a lo largo de los ejes principales en componentes individuales. El movimiento del terreno puede ser aplicado en un número suficiente de ángulos para alcanzar la máxima deformación de todas las componentes críticas.

#### *Movimiento vertical del terreno*

La metodología propuesta está dirigida a puentes comunes, es decir, sin algún tipo de consideraciones especiales, como colgantes o atirantadas por mencionar algunos ejemplos, donde la aceleración máxima en sitio de roca es 0.6g o mayor. Esta carga estática equivalente puede ser aplicada a la superestructura, para de esta manera estimar los efectos de la aceleración vertical. Para puentes con consideraciones especiales se requiere que la estimación de la componente vertical se haga de forma rigurosa, como se verá más adelante. El código presenta un método provisional adicional para aproximar los efectos de aceleración vertical sobre la capacidad de la superestructura. La intención es asegurar que todos los tipos de superestructura, en especial los de sección ligera, tengan el refuerzo suficiente para resistir los efectos combinados de cargas en todas las direcciones. Este tipo de aproximaciones no son del todo rigurosas, por lo que el tema continúa en estudio actualmente.

El método provisional adicional propuesto por CALTRANS para considerar la aceleración vertical se basa en la ampliación de una fuerza vertical uniforme igual al 25% de la carga muerta aplicada hacia

arriba y hacia abajo, (figura 4.1). Se asume que la superestructura esta fija a los estribos en la dirección vertical, hacia arriba o hacia abajo.



**Figura 4.1. Cargas y momentos verticales estáticos equivalentes**

El método propuesto para estimar el movimiento vertical del terreno hace referencia a que los efectos de la carga muerta, primarios y secundarios en elementos pretensados, podrán ser ignorados.

*Combinación de carga Horizontal/Vertical*

En este reglamento, la combinación de la carga horizontal y vertical no es requerida para el análisis de puentes.

### 4.1.3. EUROCODIGO 8

El eurocódigo 8 (CEN 1994), hace referencia a la aplicación de la componente vertical ante la acción sísmica. Así, se indica que los efectos de la componente sísmica vertical en las pilas pueden, por lo general, omitirse en zonas de sismicidad baja o media. En zonas de gran sismicidad sólo es preciso estudiar estos efectos en casos excepcionales, en los que las pilas están sometidas a elevadas tensiones de flexión, debidas a las acciones permanentes de cargas sobre la superestructura. Además, comenta que se deberán estudiar los efectos de la componente sísmica vertical en sentido ascendente, ubicando en primer lugar la de mayor magnitud que actúa sobre los puentes con tableros de concreto pretensado desde los apoyos. También, se deberán comprobar los efectos de la componente sísmica vertical sobre los apoyos y uniones.

#### *Combinación de las componentes de la acción sísmica*

El efecto probable,  $R$ , de la acción máxima debida a la actuación simultanea de acciones sísmicas a lo largo de los ejes horizontales  $X$  y  $Y$ , y del eje vertical  $Z$ , puede estimarse a partir de los efectos de las acciones máximas,  $R_x$ ,  $R_y$ , y  $R_z$ , debidos a las acciones sísmicas independientes según cada eje. Matemáticamente esto se puede expresar como:

$$R = \sqrt{R_x^2 + R_y^2 + R_z^2} \quad (4.1)$$

También, es suficiente usar como acción sísmica de proyecto,  $R_d$ , la combinación más desfavorable entre las siguientes:

$$\begin{aligned} R_x + 0.30R_y + 0.30R_z \\ 0.30R_x + R_y + 0.30R_z \\ 0.30R_x + 0.30R_y + R_z \end{aligned} \quad (4.2)$$

donde  $R_x$ ,  $R_y$  y  $R_z$  son las acciones sísmicas en cada dirección  $X$ ,  $Y$  y  $Z$ , respectivamente.

## 4.2. REGLAMENTOS NACIONALES

### 4.2.1. MDOC (Manual de Diseño de Obras Civiles)

El MDOC (1993), señala la influencia de la componente sísmica vertical para los puentes no regulares; haciendo alusión sobre la obligatoriedad de incluir este efecto, ya que se pueden generar fuerzas axiales adicionales en las pilas y, en consecuencia, aumentar la demanda de ductilidad en la pilas y reducir su capacidad de disipar energía. Sin embargo, no se propone un método en sí para considerar la influencia de esta componente. No se especifica una componente vertical.

#### 4.2.2. IMT (Instituto Mexicano del Transporte)

Las recomendaciones del IMT (2006), indican que el diseño de las estructuras para soportar las cargas debidas a la acción de los sismos, depende del riesgo con que éstos ocurran y de las características del suelo donde se construirá el puente. Establece cuatro métodos para determinar la influencia sísmica en el diseño, los cuales son: simplificado, cuasidinámico, dinámico y experimental. La selección de un método u otro depende del tipo de suelo en que se construirá el puente.

Los análisis se realizan en dos direcciones ortogonales horizontales, considerando para cada una de ellas el efecto de la fuerza horizontal equivalente. Estos son realizados suponiendo que cada fuerza equivalente actúa en la respectiva dirección de cada eje ortogonal de la estructura, las componentes de análisis se combinarán para evaluar el efecto total, de la manera siguiente:

$$\begin{aligned} R_t &= R_x + 0.3R_y \\ R_t &= R_y + 0.3R_x \end{aligned} \tag{4.3}$$

donde  $R_t$  es el efecto sísmico de diseño,  $R_x$  es el efecto sísmico considerando que el mismo actúa únicamente en la dirección  $x$ ,  $R_y$  es el efecto sísmico considerando que el sismo actúa únicamente en la dirección  $y$ , ortogonal a  $x$ .

### 4.3 COMENTARIOS FINALES

En la tabla 4.1 se presenta un resumen comparativo de los métodos o recomendaciones propuestas en algunos reglamentos para el diseño sísmico de puentes. En ella se puede observar que la forma de calcular la componente vertical está prácticamente ausente en el diseño de puentes. Se considera que aunque no se presentan resultados para otros códigos, estas normativas son representativas de otras no consideradas. En general, la influencia de esta componente depende de las características del terreno y ubicación de la estructura.

En la tabla 4.1 también se observa que reglamentos como el de la AASHTO aceptan el diseño de puentes incluyendo únicamente las dos componentes horizontales, sin considerar el efecto de la componente vertical. Algunos reglamentos como el EUROCODIGO, el manual de Diseño de Obras Civiles y Caltrans hacen referencia a incluir la componente vertical en el diseño sísmico de puentes, con algunas indicaciones de métodos simplificados de aplicación que depende de la intensidad sísmica del lugar y del tipo del terreno. En este sentido, es aconsejable aplicarla en aquellas zonas donde se pueden esperar mayores incidencias de la componente sísmica vertical, señalados anteriormente en el capítulo del estado del arte.



**Tabla 4.1. Resumen sobre consideraciones reglamentarias para la componente sísmica vertical en códigos sísmicos**

País	REFERENCIA	MÉTODO ESTÁTICO
EE.UU	AASTHO	$R_t = R_x + 0.3R_y$ $R_t = R_y + 0.3R_x$
	CALTRANS	$R_t = R_x + 0.3R_y$ $R_t = R_y + 0.3R_x$ Carga adicional de 25% de la carga muerta en dos sentidos verticales. Aplicada a puentes no estándar o estructuras especiales. Suponiendo que la superestructura esta fija a los estribos en la dirección vertical.
Europa	EUROCODIGO	$R_x + 0.30R_y + 0.30R_z$ $0.30R_x + R_y + 0.30R_z$ $0.30R_x + 0.30R_y + R_z$ ó $R = \sqrt{R_x^2 + R_y^2 + R_z^2}$
México	MDOC	En puentes no regulares se debe incluir el efecto de la componente vertical.
	IMT	$R_t = R_x + 0.3R_y$ $R_t = R_y + 0.3R_x$

# CAPÍTULO 5

## MÉTODOLOGIA Y MODELOS DE ESTUDIO

### 5.1. MÉTODOS DE COMBINACIÓN DE COMPONENTES SÍSMICAS

Como se comentó en el capítulo anterior, los reglamentos actuales establecen procedimientos simplificados para combinar los efectos de las componentes sísmicas, evitando en el proceso de diseño la obtención de la historia de la respuesta para cada dirección. Para el desarrollo del presente estudio se incluyeron varios procedimientos de combinación, los cuales son descritos en los siguientes apartados.

#### 5.1.1. ASIGNACION PORCENTUAL A CADA COMPONENTE

Este es el procedimiento de combinación más comúnmente usado y recomendado por diferentes autores y códigos de diseño. En este tipo de procedimientos, se considera la totalidad de una componente sísmica más un porcentaje de las demás componentes en las otras direcciones. Las reglas más aplicadas son la de 100% en una dirección y 30% en la otra dirección ortogonal (regla del 30%), y la del 100% en una dirección y 40% en la dirección ortogonal (regla del 40%); aunque para ciertas estructuras se recomiendan porcentajes del 50% o 60%. Matemáticamente, en dos direcciones, esto se puede expresar como:

$$\begin{aligned}Rt_1 &= Rx + \lambda Ry \\ Rt_2 &= \lambda Rx + Ry\end{aligned}\tag{5.1}$$

y para un análisis con las tres componentes sísmicas, la ecuación queda

$$\begin{aligned}
 Rt_1 &= Rx + \lambda Ry + \lambda Rz \\
 Rt_2 &= \lambda Rx + Ry + \lambda Rz \\
 Rt_3 &= \lambda Rx + \lambda Ry + Rz
 \end{aligned}
 \tag{5.2}$$

para las cuales,  $Rt_i$  es la opción de la respuesta combinada,  $R_x$ ,  $R_y$  y  $R_z$  son las respuestas máximas por la acción completa del sismo en las direcciones  $X$ ,  $Y$  y  $Z$ , respectivamente,  $\lambda$  es el factor que define la participación del sismo en las direcciones ortogonales. Generalmente, los códigos de diseño consideran que  $\lambda$  es constante e igual al 30%, principalmente en edificaciones. Por otra parte, para estructuras tipo silos, péndulos invertidos y chimeneas, según el NTCDF (2004), las fuerzas internas debidas al sismo se combinarán con el 50% de las que produzca el movimiento del terreno en la dirección perpendicular. El ASCE (1996) para el análisis sísmico usa factores de combinación hasta del 40% o el uso del SRSS que se comenta en el siguiente apartado. Como se discute en Reyes (2005),  $\lambda$  se puede definir como

$$\lambda = \frac{R_{exacta} - R_{max}}{R_{max}}
 \tag{5.3}$$

en la cual la respuesta exacta,  $R_{exacta}$ , se obtiene evaluando tiempo a tiempo, la raíz cuadrada de la suma del cuadrado de los valores máximos de cada componente a estimar.

### 5.1.2. MÉTODO DE LA RAÍZ CUADRADA DE LA SUMA DE LOS CUADRADOS DE LOS VALORES MÁXIMOS (SRSS)

Este método obtiene el valor de diseño como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas máximas de cada componente, consideradas por separado. Este método fue propuesto por Rosenblueth (1977), a partir de análisis de vibraciones aleatorias. Según el método SRSS, las respuestas máximas se pueden combinar de manera que cada componente influya a razón equitativa, como se muestra en las ecuaciones 5.4 y 5.5.

En dos direcciones

$$R_c = \sqrt{Rx^2 + Ry^2}
 \tag{5.4}$$

Y en tres direcciones

$$R_c = \sqrt{Rx^2 + Ry^2 + Rz^2}
 \tag{5.5}$$

En estas ecuaciones,  $R_x$ ,  $R_y$  y  $R_z$  son la contribución de cada componente ortogonal del registro sísmico, calculadas como las reacciones máximas independientes.

Para lograr los efectos más desfavorables, para cada uno de los registros sísmicos, la componente horizontal con la máxima aceleración se aplica en la dirección que presentará mayores deformaciones (dirección transversal, como el modelo usado en este trabajo de eje único de pilas), la de menor intensidad horizontal en la dirección ortogonal (sentido longitudinal), y la componente vertical en igual dirección.

### 5.1.3. MÉTODO CQC3

Este método, presentado por Menun y Der Kiureghian (1998), es una extensión de la regla de combinación CQC (complete quadratic combination), recomendada para sistemas con frecuencias con diferencias menores al 10%, según comenta Chopra (2002). El método se basa en técnicas de vibración aleatoria para definir una regla de combinación modal de sistemas elásticos, la cual tiene en cuenta la correlación entre las componentes sísmicas y las respuestas modales. La variante del método con respecto al procedimiento CQC, busca subsanar el que no es posible conocer las direcciones principales en las que actuará el sismo, por lo que se propone se diseñe bajo la acción más desfavorable. El método fue desarrollado en estructuras de geometría regular y para su análisis se tuvo en cuenta principalmente la acción de las dos componentes horizontales.

En este método, las ordenadas espectrales en la respuesta de interés del modo  $i$  son llamadas  $S_{1i}$  para el eje principal,  $S_{2i}$  para el eje intermedio principal (dirección perpendicular horizontal) y  $S_{3i}$ , para el eje principal menor (dirección vertical). La relación entre las respuestas de espectros horizontales, considerada constante para todas las frecuencias modales, se define por:

$$S_{2i} = \gamma \cdot S_{1i} \quad (5.6)$$

donde el valor de la constante  $\gamma$  es definido como la relación entre las amplitudes de los espectros de respuesta de las componentes ortogonales del sismo, la cual está entre  $0 < \gamma < 1$ . A partir de esto, Menun y Der Kiureghian (1998) desarrollan una expresión para referir la regla del CQC3, descrita como:

$$R = \left[ (R_1^2 + R_2^2 + R_3^2) - (1 - \gamma^2) \cdot \left( R_1^2 - \frac{1}{\gamma^2} R_2^2 \right) \cdot \text{sen}^2 \theta + 2 \cdot \left( \frac{1 - \gamma^2}{\gamma} \right) \cdot R_{12} \cdot \text{sen} \theta \cdot \cos \theta \right]^{1/2} \quad (5.7)$$

En la ecuación 5.7,  $R_1$ ,  $R_2$  y  $R_3$  son las componentes máximas de la respuesta en las direcciones X, Y y Z;  $R$  es la respuesta combinada y  $\theta$  es el ángulo entre las componentes ortogonales de la excitación y las componente ortogonales de la estructura, según se muestra en la figura 5.1. Este ángulo pretende considerar la dirección del sismo que produce las respuestas más desfavorables en la estructura, por lo que se define como el ángulo crítico. Conforme Menun y Der Kiureghian  $\theta$  se expresa mediante

$$\theta_{cr} = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left[ \frac{\frac{2}{\gamma} R_{12}}{R_1^2 - \frac{1}{\gamma^2} R_2^2} \right] \quad (5.8)$$

De la ecuación 5.8 se obtienen dos raíces, entre 0 y  $\pi$ , que corresponden al máximo y mínimo valor del ángulo de respuesta. Por otra parte, cuando la dirección de la excitación coincide con los ejes ortogonales de la estructura,  $\theta = 0$ , por lo que el segundo y tercer término de la ecuación 5.7 son nulos. En este caso, los métodos de combinación SRSS y CQC3 son idénticos, por lo que SRSS es un caso particular del procedimiento CQC3.

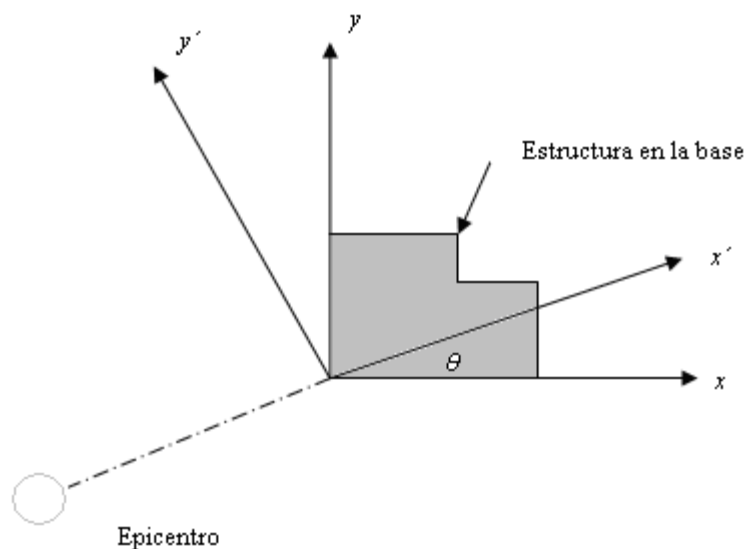
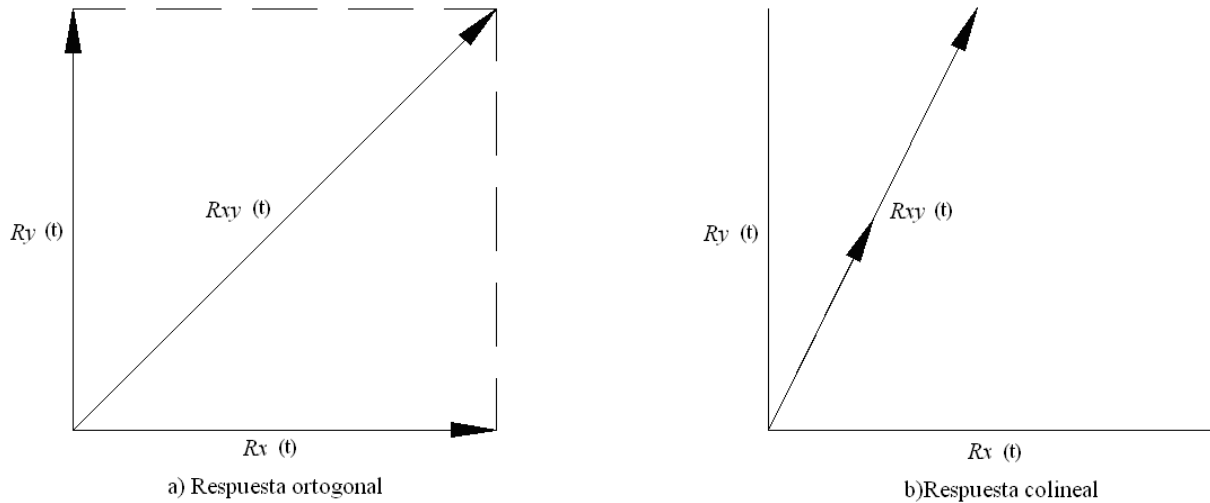


Figura 5.1, Ángulo que se forma entre las componentes horizontales de excitación y de la estructura. Menun y Der Kiureghian (1998)

#### 5.1.4. MÉTODO PROPUESTO POR VALDÉS

El método de Valdés (2005) está desarrollado con base en la teoría de las vibraciones aleatorias, mediante la cual se definieron expresiones para la combinación de los efectos de cada componente sísmica. El método clasifica las acciones sísmicas en dos tipos. El primer tipo, denominado *ortogonal*, se usa para casos en los que ambas componentes de respuesta (fuerza, esfuerzo o deformación) actúan ortogonalmente una respecto a la otra, como lo son la fuerza cortante basal o el desplazamiento absoluto de un nodo. El segundo tipo, llamado *colineal*, representa los casos donde las respuestas actúan en la misma dirección, como por ejemplo la fuerza axial en columnas, el momento flexionante alrededor del mismo eje en vigas y columnas, la deflexión de una viga en una dirección específica, etc. En la figura 5.2 se muestran esquemas de combinaciones tipo ortogonal y colineal.



**Figura 5.2. Tipos de respuesta, conforme a Valdés, (t) denota al tiempo. Valdés (2005)**

Para la formulación del método intervienen dos variables. La primera,  $\gamma$ , es el cociente entre la máxima respuesta de las componentes sísmicas actuando simultáneamente,  $R_{xy}$ , y la máxima respuesta unidireccional considerando la acción de un solo componente  $R_i$ . Así, el coeficiente  $\gamma$  se define como

$$\gamma = \frac{R_{xy}(t)_{\max}}{R_i} \quad (5.9)$$

La segunda variable,  $\alpha$ , considera la opción más desfavorable de combinación. Esta variable se define mediante

$$\alpha = \text{Min}\{\alpha_1, \alpha_2\} \quad (5.10)$$

siendo los valores de  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$ , las posibles combinaciones para problemas en dos direcciones. Las constantes  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  se obtienen como:

$$\alpha_1 = \frac{R_{XY}(t)_{\max} - R_{iSX}}{R_{iSY}}$$

$$\alpha_2 = \frac{R_{XY}(t)_{\max} - R_{iSY}}{R_{iSX}} \quad (5.11)$$



donde  $R_{iSX}$  y  $R_{iSY}$  son las respuestas estructurales máximas considerando la acción del movimiento del suelo en una sola dirección. Con la formulación anterior y con técnicas de vibraciones aleatorias, las expresiones generales en el dominio de la frecuencia, para la respuesta de una estructura sometida a la acción de dos componentes horizontales del movimiento del suelo,  $R_{xy}(\omega)$ , son definidas para el caso colineal como

$$R_{xy}(\omega) = g_1(\omega)x_s(\omega) + g_2(\omega)y_s(\omega) \quad (5.12)$$

mientras que para el caso ortogonal se estiman mediante

$$R_{xy}(\omega) = \sqrt{g_1^2(\omega)x_s^2(\omega) + g_2^2(\omega)y_s^2(\omega)} \quad (5.13)$$

En las ecuaciones 5.12 y 5.13,  $g_1(\omega)$  y  $g_2(\omega)$  son funciones deterministas en la frecuencia  $\omega$  que dependen de las propiedades y características dinámicas de la estructura (rigidez, amortiguamiento, geometría, distribución de masas, etc.). Por su parte  $x_s(\omega)$  y  $y_s(\omega)$  son las transformadas de Fourier de las dos componentes ortogonales horizontales de la aceleración del suelo.

En su estudio Valdés propone una regla para la combinación de porcentajes, en la que se considera la acción de una de las componentes horizontales al 100% y un porcentaje  $\lambda$  de la otra componente horizontal. Tales porcentajes de participación se pueden calcular como:

Para respuestas *colineales*, se propone:

$$\lambda_c = \frac{\pm \sqrt{\pm 1 + \beta^2 + 2\beta_{real} \cdot [\varphi(\omega_s)]} - 1}{\beta} \quad (5.14)$$

y si las componentes de la respuesta son ortogonales, se define como

$$\lambda_o = \pm \sqrt{\frac{\pm \sqrt{1 + \beta^4 + 2\beta_{real}^2 \cdot [\varphi(\omega_s)]} - 1}{\beta^2}} \quad (5.15)$$

En las ecuaciones 5.14 y 5.15,  $\beta$ , se define como el cociente entre la máxima respuesta en una dirección, y la respuesta debida a la acción del sismo en la dirección perpendicular. Así mismo,  $\varphi$  es la función de coherencia entre los componentes ortogonales horizontales de la aceleración del suelo y  $\omega_s$  es la frecuencia fundamental de cada componente. El coeficiente  $\beta$  se obtiene como:

$$\beta = \frac{k \cdot g_2(\omega_s)}{g_1(\omega_s)} \quad (5.16)$$

en la que  $k$  es una relación que implica a ambos componentes horizontales del movimiento del suelo. Conforme a Valdés, la condición crítica se presenta para  $k=1.0$ , valor que fue adoptado en este trabajo.

La definición de la función de coherencia en la ecuación 5.15, sólo en la frecuencia fundamental, se debe al hecho de que la formulación de Valdés se basa en acelerogramas de suelo blando. Para estos, los espectros de Fourier son de banda angosta, por lo que se asumen como funciones matemáticas tipo delta de Dirac, con un pico justo en la frecuencia fundamental del sismo.

Es importante resumir que el método de Valdés se desarrolló y verificó para estructuras tipo edificaciones y para señales típicas del suelo blando. En este trabajo se aplica a modelos de puentes y a señales características del Pacífico Mexicano, no necesariamente de suelo blando.

### 5.1.5. MÉTODO PROPUESTO POR TENA Y PÉREZ

El método propuesto por Tena y Pérez (2006) se basa en un estudio paramétrico de edificaciones con aislamiento sísmico, sometidas a registros de sismos en suelo firme de la costa del Pacífico Mexicano. En parte de este estudio, se analizan las respuestas en una y dos direcciones máximas de los aisladores, con el objeto de disponer reglas de combinación simplificadas en una propuesta reglamentaria. A través de este estudio, se proponen porcentajes de participación de las componentes ortogonales para estructuras aisladas con periodos fundamentales entre 1.5 y 3.0s, tanto para la media de los registros ( $\bar{x}$ ), como para la media más una desviación estándar ( $\bar{x} + S$ ). Debido a que el estudio está enfocado a periodos estructurales mayores a 1.0s, se hicieron extrapolaciones fuertes para considerar las características dinámicas de los puentes que se analizaron, como se verá posteriormente.

Del trabajo de Tena y Pérez, se determinaron los coeficientes para describir la relación que existe entre las componentes ortogonales, dichos coeficientes están descritos como:

$$\frac{\Delta_{2D0}}{\Delta_{1D}} = 1.2$$

$$\frac{\Delta_{2D0}}{\Delta_{1D}} + S = 1.4$$
(5.17)

donde  $\Delta_{2D}$  y  $\Delta_{1D}$  son los desplazamientos máximos por la acción sísmica, bidireccional y unidireccional, respectivamente, y  $S$  es la desviación estándar de los registros.

### 5.1.6. MÉTODO EXACTO ( $R_{\text{exacta}}$ )

Los valores de respuesta máximos en la estructura pueden determinarse de manera rigurosa ingresando la historia de los registros del acelerograma por cada componente, de manera que la respuesta sea evaluada tiempo a tiempo de acuerdo al intervalo del registro. Entonces, para



combinaciones en dos y tres direcciones, las respuestas máximas son definidas por las ecuaciones siguientes

$$R_c(t)_{\max} = \left| \sqrt{Rx^2(t) + Ry^2(t)} \right|_{MAX} \quad (5.18)$$

$$R_c(t)_{\max} = \left| \sqrt{Rx^2(t) + Ry^2(t) + Rz^2(t)} \right|_{MAX} \quad (5.19)$$

donde  $Rx(t)$ ,  $Ry(t)$  y  $Rz(t)$  son las respuestas máximas obtenidas en un mismo intervalo de tiempo.

## 5.2. SISMOS DE ESTUDIO

Para conocer la aplicabilidad de las diferentes metodologías simplificadas de combinación de componentes de carga sísmica, se realizaron análisis elásticos con registros capturados en la República Mexicana. En este apartado se describen los sismos utilizados, y posteriormente se comentan los modelos de puentes y los modelos simplificados de combinación de carga que fueron aplicados.

Como cargas sísmicas inicialmente se seleccionaron diez acelerogramas en sus tres componentes, principalmente por que presentaban aceleraciones importantes en alguna dirección y por el trabajo previo desarrollado por Perea y Esteva (2005). Estos registros presentan cocientes importantes con respecto a la componente vertical, con epicentros que se encuentran cercanos a las estaciones de registro, además, localizados sobre suelos firmes de la costa del Pacífico Mexicano. Esta última característica, es limitante para determinar la aplicabilidad generalizada, por lo cual se determinó incrementar el número de registros, incluyendo algunos localizados sobre suelos blandos.

La clave de registro corresponde a la indicada en la base Mexicana de datos de sismos fuertes (BMSF, 2000). En la tabla 5.1 se indican las principales características de los sismos usados, como magnitud, distancia epicentral, profundidad, aceleración máxima, horizontal – vertical, la relación V/H comprendida entre 0.46 y 2.53 y la intensidad de Arias.

En la figura 5.3 se muestran los espectros de pseudoaceleración de los sismos seleccionados para un porcentaje de amortiguamiento crítico del  $\xi=5\%$ , tanto para las componentes verticales figura 5.3a, como para las componentes horizontales figuras 5.3b y 5.3c, se puede observar que las aceleraciones máximas en las tres componentes se asocian a periodos fundamentales comprendidos en el intervalo de 0 a 0.5s. Posteriormente, y en el mismo orden, se presentan los espectros para los registros de suelos blandos, figuras 5.3d a la 5.3f, cuyas aceleraciones máximas están próximas al intervalo de 2 a 2.5s.

Tabla 5.1. Sismos de estudio

REGISTRO	M	R	H	AH(g)	AV(g)	V/H	Arias	SUELO	SITIO
ACAC890425	6.9	56	15	0.38	0.33	0.87	12500	Arena, limo, arcilla	Acapulco, Guerrero
APAT7903	7	211	28	1.83	1.09	0.60	3340		Apatzingan, Michoacán
BALC941210	6.3	38	20	0.46	0.26	0.57	10600	Roca	EL Balcón, Guerrero
CALE850919	8.1	21	15	0.44	0.25	0.57	37000	Roca	Caleta de Campos, Michoacán
CALE970111	6.9	30	16	1.17	0.54	0.46	115000	Roca	Caleta de Campos, Michoacán
CDAF8509	8.1	431	15	0.42	0.09	0.21	46700	Arcillas	Central de abastos, México D.F.
CHIS7910.151	6.6	19	10	0.84	0.34	0.40	72300	Sedimentos (Aluvión)	Ejido Chihuahua, Baja California
CO568904	6.9	315	19	0.32	0.12	0.38	26400	*Alto riesgo sísmico	Cuauhtémoc, México D.F.
COPL931025	6.6	7	19	0.62	0.32	0.52	12000	Roca	Cópala, Guerrero
DFRO8510.201	3.2	53	9	0.02	0.03	1.08	21	Zona de transición	Col. Roma, México D.F.
IAGS791015	6.6	3	10	0.52	0.38	0.73	26600	Sedimentos (aluvión)	Valle de Mexicali, Baja California
MXCS7501.251	4.6	38	6	0.20	0.02	0.10	72300	Aluvial	Mexicali, Baja California
RIXC951021	6.5	54	98	2.22	0.29	0.13	187000	Calizas	Tuxtla Gutiérrez, Chiapas
SCT18509	8.1	426	15	0.96	0.13	0.14	141000	Arcilla	Col. Narvarte, México D.F.
TACY8509.191	8.1	422	15	0.11	0.07	0.64	3270	Suelo duro	Observatorio Tacubaya, México D.F.
TLHD8509.191	8.1	434	15	0.45	0.25	0.56	43200	Arcilla	Deportivo Tlahuac, México D.F.
VCPS870207	5.4	6	6	2.57	2.00	0.78	159000	Rocas volcánicas	Valle de Mexicali, Baja California
VICS800609	6.1	10	12	0.63	1.31	2.08	54600	Sedimentos (aluvión)	Valle de Mexicali, Baja California
ZACA850919	8.1	84	15	0.08	0.09	1.13	398	Arcilla compacta	Zacatula, Michoacán

M: Magnitud; R: Distancia epicentral en Km; H: Profundidad focal en Km; AH, AV: Aceleración máxima del terreno en dirección horizontal y vertical; Clave sismo BMDSF: EEEEEAMMDD (EEEE: estación, AA: año; MM: mes; DD: día); V/H: Relación entre aceleración máxima vertical y horizontal. Arias: Parámetro de intensidad máxima del registro en dirección horizontal y vertical.



Los sismos destacados en la tabla 5.1 fueron corregidos por línea base y filtrados con un filtro común de pasa banda de 0.1Hz inferior y 30Hz superior. Para este proceso se uso el programa Degtra (Ordaz, 2005).

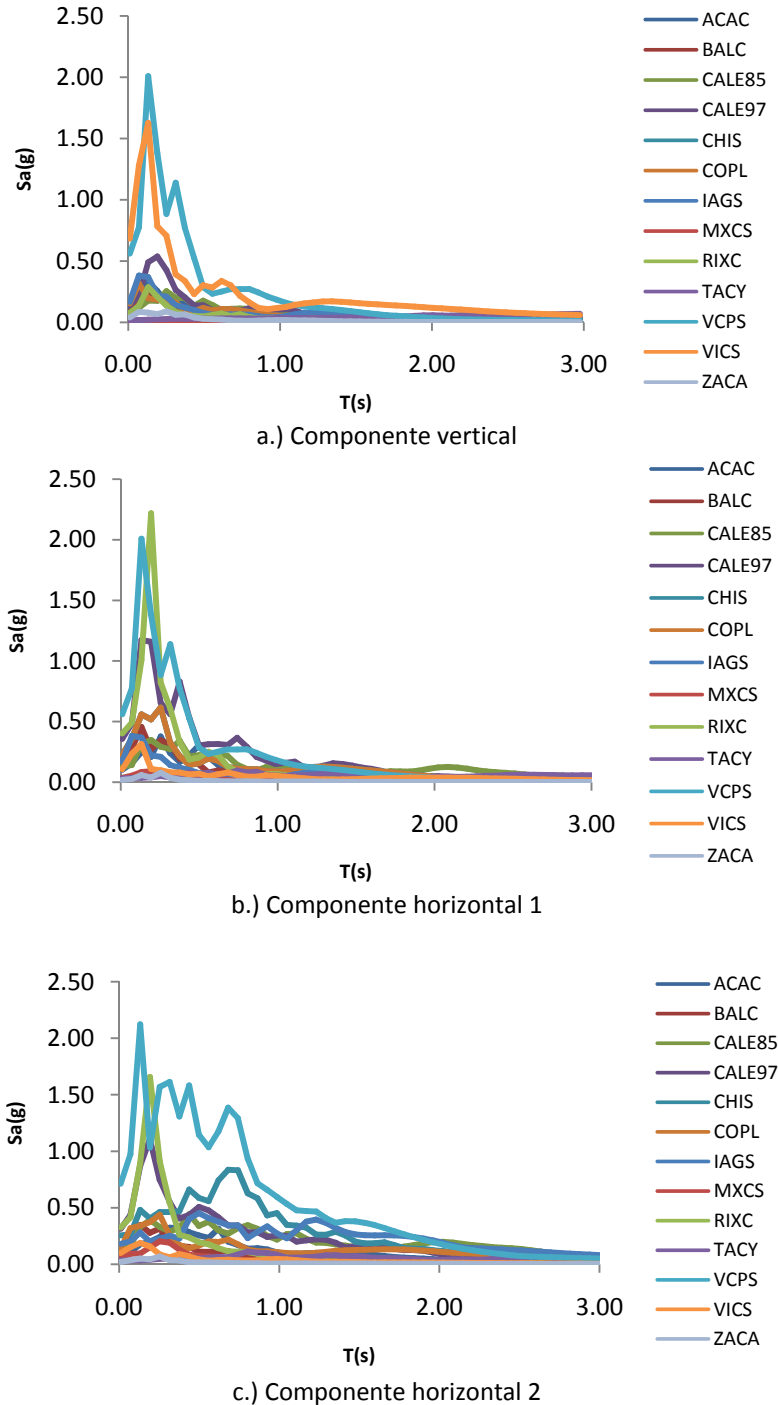
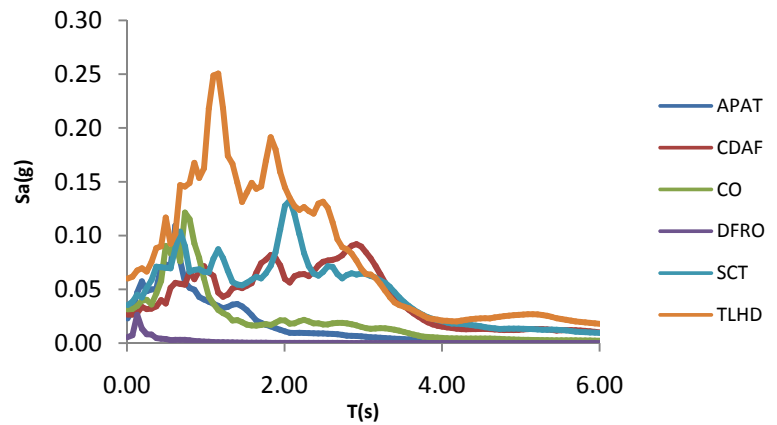
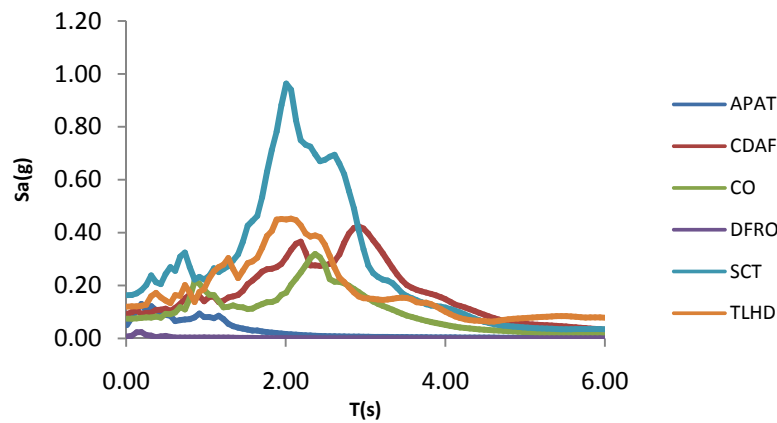


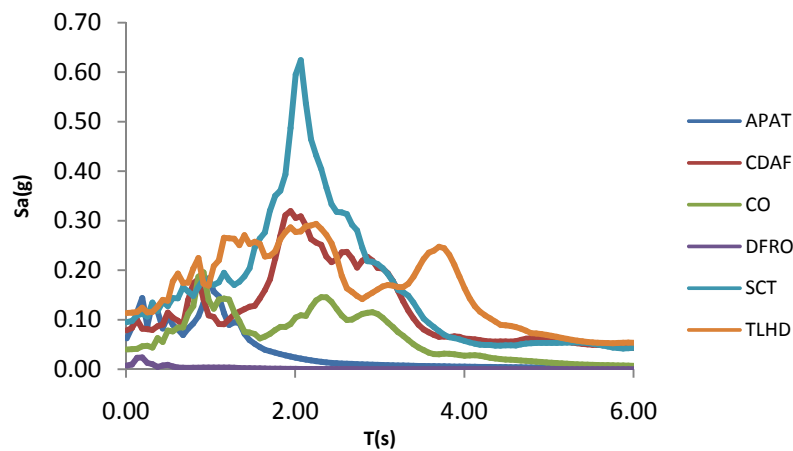
Figura 5.3.a. Espectros de respuesta de pseudoaceleración ( $\xi=5\%$ ). Suelos de estrato duro



d. Componente vertical



e. Componente horizontal 1



f. Componente horizontal 1

Figura 5.3.b. Espectros de respuesta de pseudoaceleración ( $\xi=5\%$ ). Suelos de estrato blando

### 5.2.1. INTENSIDAD DE ARIAS

La intensidad de Arias es un parámetro que tiene en cuenta la energía contenida en un acelerograma. En este parámetro interviene la amplitud, el contenido frecuencial del terreno, el periodo y la duración del sismo. Matemáticamente, la intensidad de Arias se obtiene como:

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{\infty} a(t)^2 dt \quad (5.20)$$

Este parámetro, que está en unidades de velocidad, es el que se usará como característico de las principales propiedades del sismo, al compararlo con los resultados estructurales obtenidos. Comúnmente, es usado como parámetro de comparación, la aceleración máxima del terreno ( $a_{\max}$ ), pero en este caso se optó por la intensidad de Arias, ya que  $a_{\max}$  únicamente da una idea de la amplitud del sismo.

### 5.3. MODELOS DE PUENTES DE ANÁLISIS

Para estudiar las respuestas producidas por las reglas de combinación simplificadas que se comentaron en el apartado 5.1, y compararlas con los valores exactos, se estudiaron tres modelos simples de puentes. Así, se consideraron modelos de un puente regular, uno irregular en subestructura y otro curvo, con columnas regulares. En las siguientes secciones se comentan las características de estos modelos.

#### 5.3.1. MODELO DE PUENTE REGULAR

Para los primeros análisis se seleccionó una estructura como la que se muestra en la figura 5.4. El puente es un sistema de claros iguales de 50m, simétrico, con tres pilas de altura constante de 14m cada una y dos estribos en los extremos. Las pilas son de secciones transversales idénticas, con igual resistencia en términos de fuerzas laterales; las dimensiones del puente y las secciones trasversales de la viga y las pilas se indican en las figuras 5.4 y 5.5, respectivamente, las propiedades nominales se presentan en la tabla 5.2.

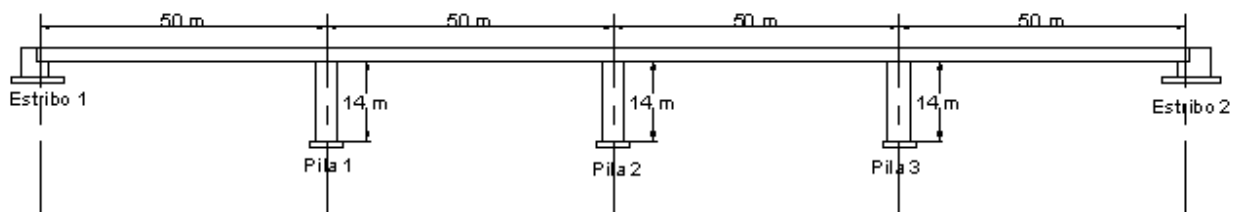
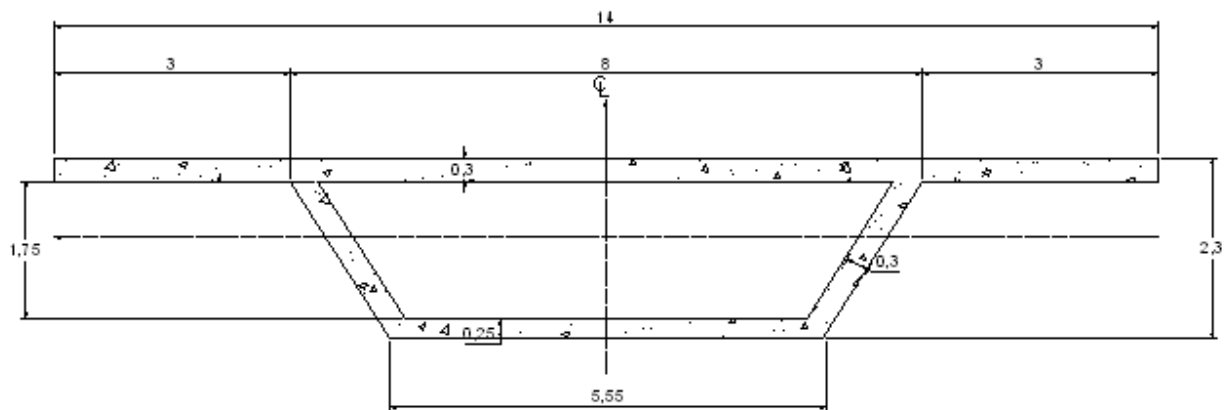


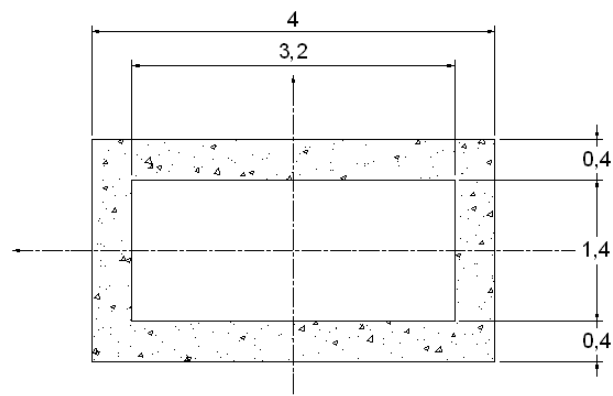
Fig. 5.4. Geometría, primer modelo de puente

El esfuerzo nominal a la falla por compresión del concreto ( $f'_c$ ) es el mismo para todos los elementos; de igual manera el límite de fluencia del acero ( $f_y$ ). El módulo de Young, de acuerdo con las Normas Técnicas del Distrito Federal, para concretos clase 1, es igual a  $E = 14000\sqrt{f'_c}$ , y el módulo de elasticidad del acero es de  $E_a = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ . El resumen de las propiedades mecánicas consideradas en el modelo de estudio se presenta en la tabla 5.3.



Sección 2-2  
VIGA

#### Geometría de tablero (continua)



#### Geometría de pilas

Fig. 5.5. Secciones transversales de viga y pilas

**Tabla 5.2, Dimensiones generales de tableros y pilas**

Característica		Tablero	Pila
Área	A (m <sup>2</sup> )	6.8527	4.32
Momento de Inercia	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	85.8023	7.9104
Momento de Inercia	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	4.9577	2.8176
Módulo de sección	S <sub>x</sub> (m <sup>3</sup> )	12.2573	3.9552
Módulo de sección	S <sub>y</sub> (m <sup>3</sup> )	3.2046	2.5615
Radio de giro	r <sub>x</sub> (m)	3.5385	1.3532
Radio de giro	r <sub>y</sub> (m)	0.8506	0.8076

En cuanto a los estribos, se consideraron dos casos, los cuales dieron cabida a los denominados modelo rígido y modelo flexible de cada tipo de puente. En ambos casos, los estribos fueron modelados con tres resortes lineales, que representan la rigidez de estos elementos en las tres direcciones ortogonales de la estructura. En el primer caso, los resortes longitudinales y transversales se estimaron con procedimientos empíricos, mientras que el resorte vertical se supuso con rigidez infinita.

**Tabla 5.3, Resumen de propiedades mecánicas de los materiales**

Propiedades nominales de los materiales		
Resistencia a la compresión del concreto $f'_c$	270	Kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad del concreto $E$	230043	Kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia del acero $f_y$	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad del acero $E_a$	2000000	Kg/cm <sup>2</sup>

Específicamente, para definir la rigidez de los resortes longitudinal y transversal se uso el procedimiento simplificado descrito en Caltrans (Priestley, 1996), mediante el cual la capacidad nominal dinámica del estribo se define como:

$$F_{estribo} = 7.7(kips / ft^2) \cdot A_{eff} \quad (5.21)$$

$$F_{estribo} = 368(kPa) \cdot A_{eff}$$

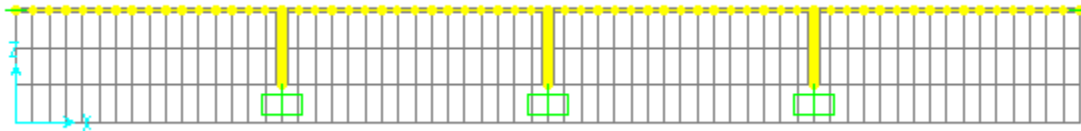
donde 368 (kPa) es la capacidad máxima efectiva del suelo recomendada por Caltrans para cuando la estructura se somete a cargas dinámicas, y  $A_{eff}$  es el área del estribo en la dirección en que se está cargando. Para anclar los estribos, los esfuerzos de tensión producidos son controlados por llaves de cortante o muertos, en los cuales se considera la rigidez de las pilas  $k_p$  y la rigidez del suelo  $k_s$ . De la misma forma, Caltrans recomienda usar una expresión para determinar la rigidez mediante

$$k_a = k_s + k_p = 200(\text{kips} / \text{in} / \text{ft}) + [40(\text{kips} / \text{in}) \cdot n_p]$$

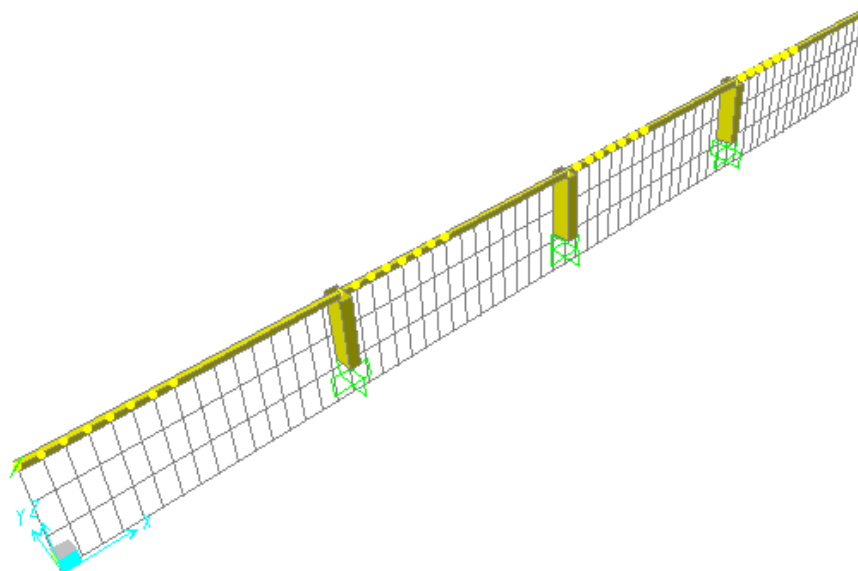
$$k_a = k_s + k_p = 115(\text{kN} / \text{mm} / \text{m}) \cdot B + 7(\text{kN} / \text{mm}) \cdot n_p$$
(5.22)

donde  $B$  representa el ancho efectivo y  $n_p$  es el número de pilotes en el estribo. En la dirección transversal el ancho efectivo  $B$  es tomado como la longitud del estribo en la misma dirección.

Para los puentes de estudio se propuso un ancho de 8m y cuatro pilotes de cimentación. Con estos valores solo se querían definir rigideces próximas a las reales. Debido a que los valores calculados de las rigideces de los resortes que simulaban a los estribos llevaron a un modelo regular muy rígido longitudinalmente, los primeros 15 modos no contemplan modos longitudinales, se optó por la segunda opción de modelación de los estribos. En este caso, denominado flexible, se colocaron rigideces longitudinales y transversales de los resortes diez veces menores a las obtenidas en el caso anterior. De esta forma, se podría contabilizar una mayor participación de la respuesta longitudinal de la estructura.



a. Modelo de puente regular en elevación



b. Modelo de puente regular en tres dimensiones

**Figura. 5.6. Modelo del puente regular**

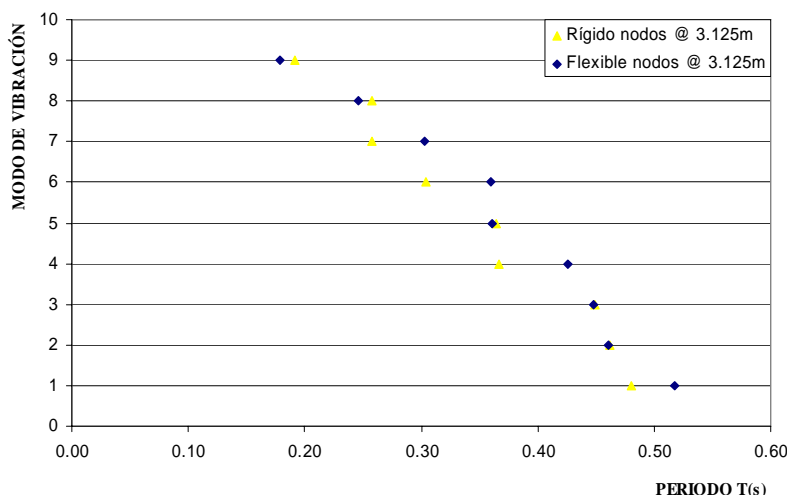


Para el análisis de la influencia de los sismos seleccionados, se realizó un modelo de puente regular con el programa de análisis estructural SAP 2000, como se observa en la figura 5.6. El esquema del puente regular presentado, indica que las pilas se consideraron empotradas en la base y fueron conectadas al tablero, permitiendo giros y evitando desplazamientos.

Para poder capturar los modos verticales de la estructura, conforme se destaca en Perea (2004), el modelo fue discretizado, de tal forma que las masas se concentraran en nodos separados cada 50m, 25m, 12.5m, 6.25m o 3.13m. La correcta separación de los nodos de los elementos viga se verificó registrando las características dinámicas de la estructura. Así, en la tabla 5.4 se muestran nueve periodos fundamentales para las discretizaciones consideradas, las cuales se presentan de manera gráfica en la figura 5.6. Los resultados de la discretización a 50m y 25m no se presentan debido a que el modelo es inestable por las condiciones de los apoyos en los extremos.

**Tabla 5.4. Características dinámicas del modelo regular, con diferentes longitudes de discretización.**

MODO	Rígido			Flexible		
	12.5m	6.25m	3.125m	12.5m	6.25m	3.125m
1	0.481	0.481	0.481	0.518	0.518	0.518
2	0.463	0.462	0.462	0.461	0.461	0.461
3	0.448	0.448	0.449	0.447	0.448	0.448
4	0.366	0.367	0.367	0.426	0.426	0.426
5	0.366	0.365	0.364	0.361	0.361	0.361
6	0.305	0.304	0.304	0.361	0.360	0.360
7	0.258	0.258	0.258	0.304	0.303	0.303
8	0.258	0.258	0.258	0.246	0.246	0.246
9	0.192	0.192	0.191	0.180	0.179	0.179



**Figura 5.7. Variación de periodos a partir de las condiciones de apoyo**

De los resultados anteriores, se observó que conforme se incrementaba el número de concentraciones de masa, el periodo y los modos de vibrar se estabilizan; los valores obtenidos de la discretización con separación de 12.5m son similares a los obtenidos por las otras discretizaciones, pero el modo de vibrar si varia con respecto a los demás. Por esta razón, se consideró que al trabajar con una discretización de 6.25m se podían obtener resultados confiables.

### 5.3.2. MODELO DE ESTUDIO DEL PUENTE IRREGULAR

Como puente irregular se seleccionó la estructura que se muestra en la figura 5.8. Esta estructura tiene claros iguales de 50m, con tres pilas de altura variable de 14m, 7m y 21m y dos estribos. Las pilas y el tablero tienen secciones transversales con las mismas características que el primer modelo, las cuales fueron presentadas en las tablas 5.2 y 5.3.

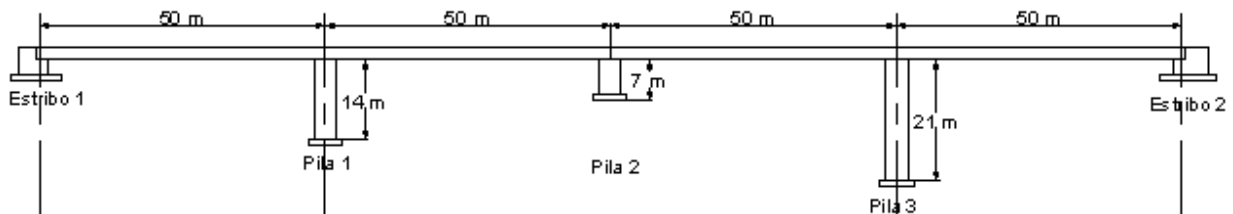
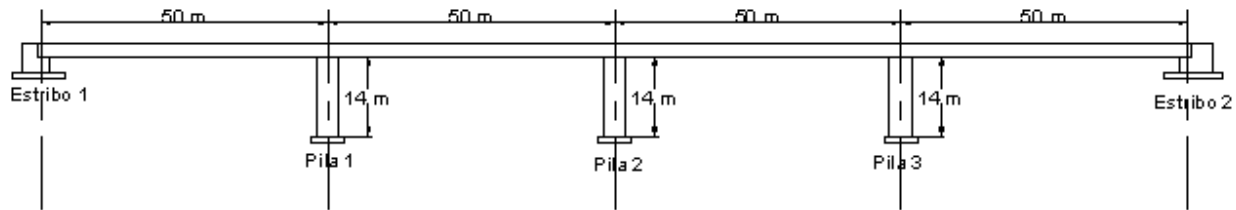


Figura 5.8. Geometría, modelo irregular

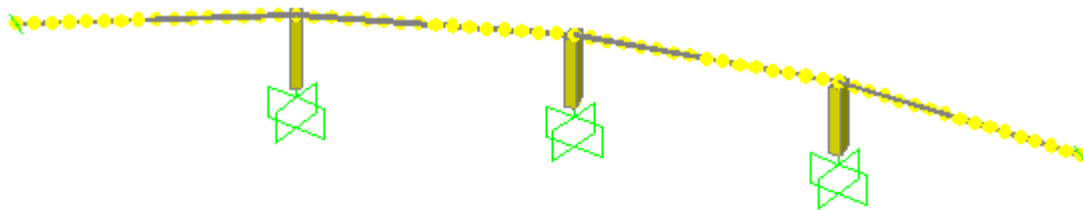
Para determinar los modos fundamentales de la estructura, este modelo fue discretizado de igual forma que el primero. Los nueve primeros periodos se destacan en la tabla 5.5, para diferentes separaciones de discretización de la masa del tablero. También, en este caso, se consideró finalmente una discretización cada 3.13m.

### 5.3.3. MODELO DE ESTUDIO PUENTE CURVO

Para el tipo de puente curvo se elaboró un modelo como el que se muestra en la figura 5.9. El modelo de puente es una estructura de cuatro claros iguales de 50m, simétrico, de radio de curvatura de 254.65m (curvatura de 0.00393/m), con tres pilas de altura constante de 14m y dos estribos. Los estribos y las condiciones extremas en las columnas son iguales que en el caso de estructura regular. Las pilas y tablero tienen secciones transversales con las características que se presentan en las tablas 5.2 y 5.3.



a. Modelo de puente curvo en elevación



b. Modelo de puente curvo en tres dimensiones

Figura 5.9 Geometría, puente curvo

Tabla 5.5. Características dinámicas del modelo irregular, con diferentes longitudes de discretización.

MODO	Rígido			Flexible		
	12.5m	6.25m	3.125m	12.5m	6.25m	3.125m
1	0.482	0.482	0.482	0.482	0.482	0.482
2	0.470	0.470	0.470	0.466	0.465	0.465
3	0.465	0.464	0.464	0.463	0.463	0.463
4	0.362	0.361	0.361	0.393	0.393	0.393
5	0.350	0.351	0.351	0.345	0.345	0.345
6	0.305	0.304	0.304	0.310	0.310	0.310
7	0.220	0.220	0.218	0.304	0.303	0.303
8	0.201	0.201	0.201	0.192	0.191	0.191
9	0.192	0.191	0.191	0.180	0.179	0.178

Al igual que los dos modelos anteriores se realizó una discretización para concentrar las masas a distintas distancias; los periodos obtenidos se resumen en la tabla 5.6.

**Tabla 5.6. Características dinámicas del modelo curvo con diferentes longitudes de discretización.**

MODO	RIGIDO			FLEXIBLE		
	12m	6.25m	3.125m	12.5m	6.25m	3.125m
1	0.48	0.479	0.479	0.4866	0.4862	0.48618
2	0.462	0.461	0.461	0.46649	0.4659	0.46583
3	0.365	0.364	0.364	0.43805	0.438152	0.4382
4	0.306	0.304	0.305	0.36359	0.362691	0.3626
5	0.281	0.281	0.281	0.30417	0.303192	0.3031
6	0.26	0.261	0.261	0.1798	0.178564	0.17826
7	0.18	0.179	0.179	0.1662	0.16506	0.16481
8	0.167	0.166	0.166	0.16183	0.160982	0.16077
9	0.152	0.15	0.15	0.14556	0.143602	0.14333

Los resultados obtenidos al aplicar los sismos señalados en el apartado 5.2, a los modelos estructurales de este apartado, son comentados en el capítulo siguiente con mayor detalle.

# CAPÍTULO 6

## COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Llevar a cabo el análisis y diseño riguroso de los efectos de la variación espacial del movimiento sísmico en un puente es una labor compleja, que implica el uso de herramientas de detalle y de tiempo de cálculo; además es necesario establecer el movimiento esperado del terreno bajo la subestructura, en cada una de sus componentes. Por estos motivos, un procedimiento usual para simplificar el problema es considerar las fuerzas producida por un promedio de registros sísmicos actuando sobre el centro de gravedad de la estructura, con una magnitud igual a cierto porcentaje del peso de la estructura en una dirección. Este procedimiento es denominado método estático y solo se permite aplicar en condiciones de regularidad y en sistemas no complejos. En otros casos, son requeridos métodos de análisis dinámico paso a paso.

En este trabajo, las historias de aceleración de los sismos, presentados en la tabla 5.1, fueron aplicadas a los modelos descritos en el apartado 5.3, de tal forma que el registro de mayor aceleración se asignó al sentido más vulnerable, o sea el transversal. Por su parte, el registro de la siguiente componente fue dirigido en el sentido ortogonal a éste (longitudinal) y la componente vertical en su misma dirección, manteniendo el sentido de los ejes principales de la estructura.

Para verificar la aplicabilidad de las diferentes reglas de combinación de carga, se determinaron desplazamientos y elementos mecánicos en el nodo central de la estructura, cuya ubicación se destaca en la figura 6.1. La razón para seleccionar este nodo se debió a que se ubica en el centro de la estructura, donde se espera se presenten los valores de respuesta más elevados en magnitud, de esta forma, se perciban la totalidad de los efectos generados.

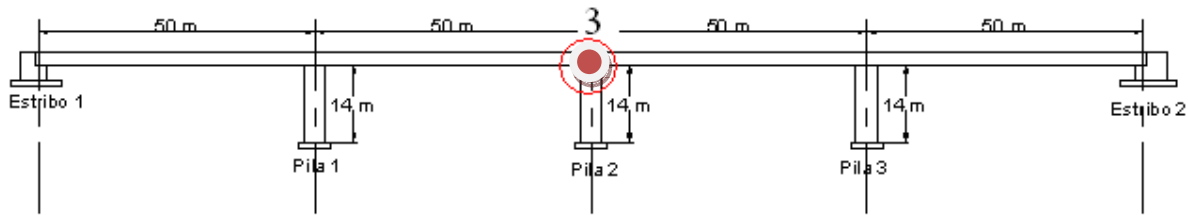


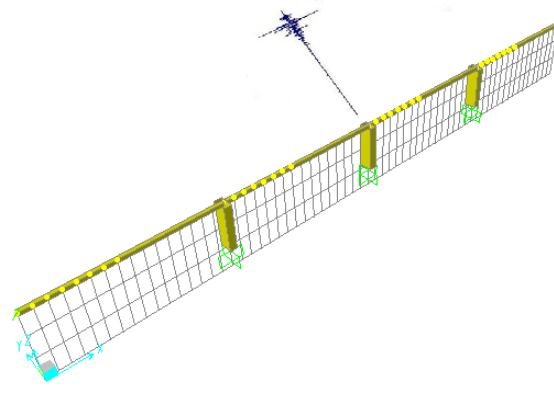
Figura 6.1. Nodo de registro de resultados en los tres modelos de estudio

Para cada registro y para cada modelo se realizaron análisis elásticos en la historia del tiempo, considerando la acción de cada componente de manera aislada, conforme se muestra en la figura 6.2. De la historia de respuestas de cada componente, se verificó cada uno de los valores de acuerdo con el intervalo de tiempo, para así obtener la respuesta exacta de la estructura por la influencia de cada registro (ver ecuaciones 5.18 y 5.19), posteriormente se calcularon las respuestas aplicando las reglas de combinación del 30% y 40% (ecuaciones 5.1 y 5.2), SRSS (ecuaciones 5.4 y 5.5), método de Tena (ecuación 5.17), método de Valdés (ecuación 5.13), y CQC3 (ecuación 5.7). Para la aplicación de estas reglas se consideraron aspectos que se comentan en detalle posteriormente.

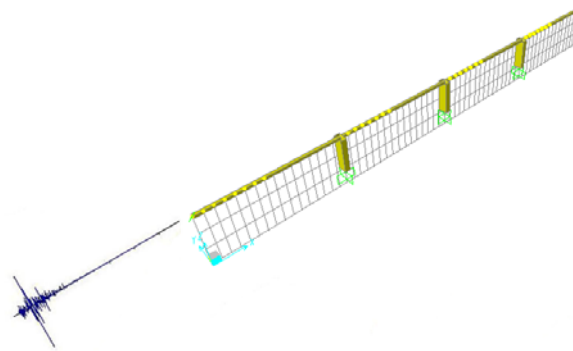
### 6.1. APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL VALDÉS

Conforme el método propuesto por Valdés (2005), para definir el porcentaje de participación de la componente ortogonal del sismo es necesario conocer la función de coherencia  $\varphi(\omega)$ , función que puede ser determinada con un paquete matemático, en este caso se usó el Matlab. La función de coherencia, según la formulación original, se obtiene únicamente para la frecuencia fundamental, ya que el método define leyes de combinación en suelos *blandos*, con espectros similares a los de un impulso.

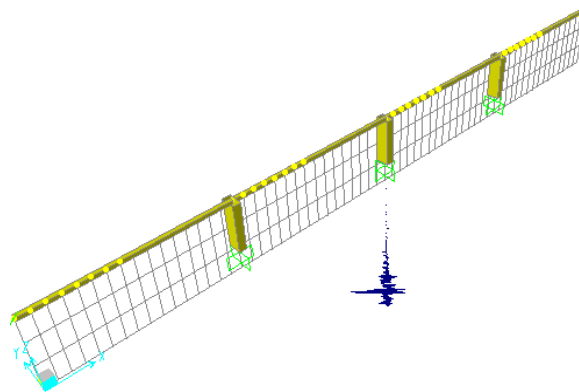
En las figuras 6.3 a 6.5., se incluyeron las gráficas de solo algunos espectros de Fourier de los sismos considerados, registros que pueden representar a manera de ejemplo, que hay más de una frecuencia con participación importante en la señal, sobre todo en este caso, donde los registros ejemplificados corresponden a suelos *duros*. Por este motivo, para la aplicación del método de Valdés se usaron los valores de frecuencia que se encontraban en un intervalo de más o menos 10% del valor máximo, valores que posteriormente se promediaron para obtener un solo valor de coherencia.



a. Sismo aplicado en la dirección transversal ( $y$ )

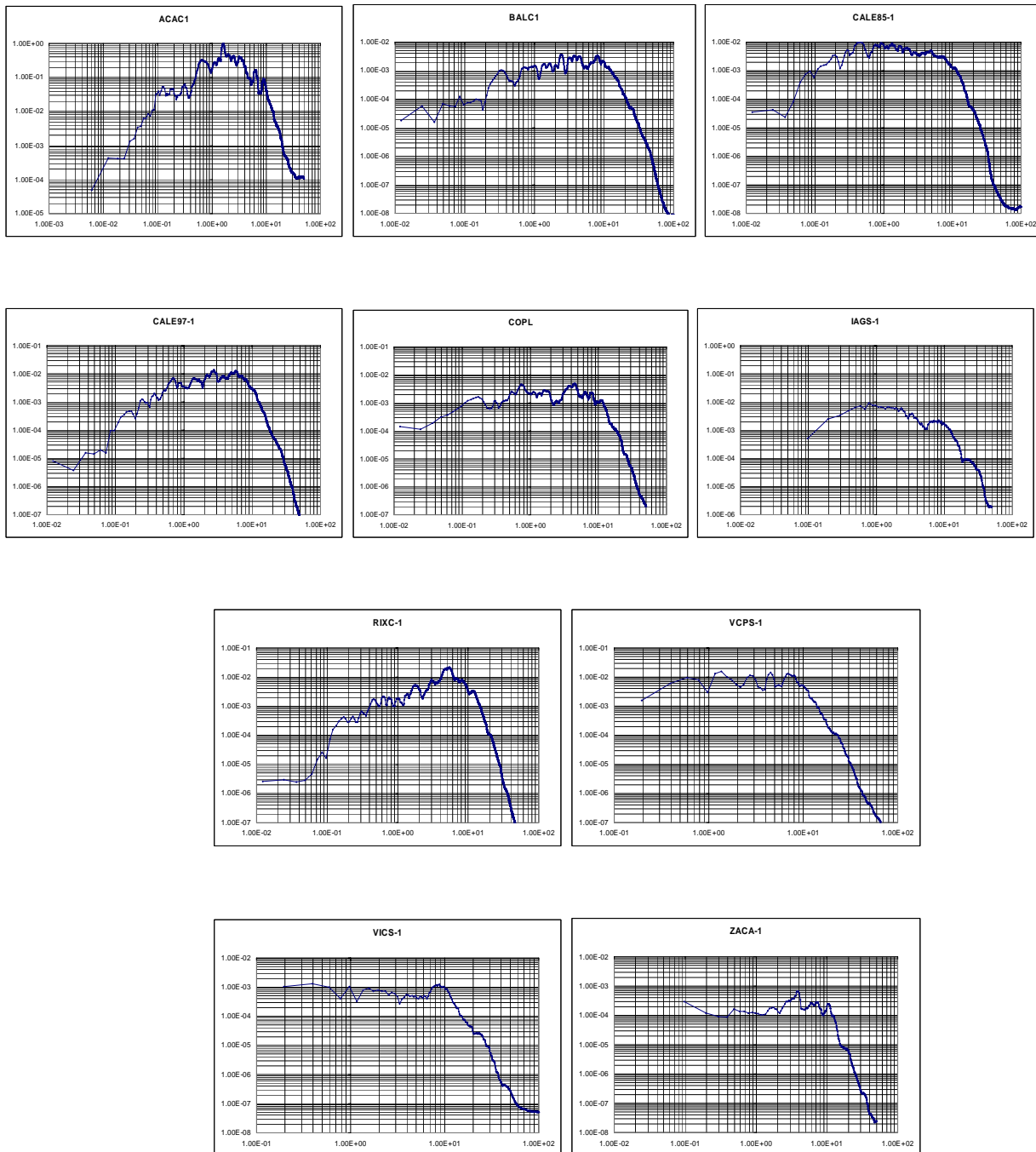


b. Sismo aplicado en la dirección longitudinal ( $x$ )



c. Sismo aplicado en la dirección vertical ( $z$ )

**Figura 6.2. Direcciones del sismo aplicado a los modelos de puentes**



**Figura 6.3. Espectros de Fourier para la componente horizontal 1. Registros cuyas aceleraciones son las más altas entre las componentes horizontales**



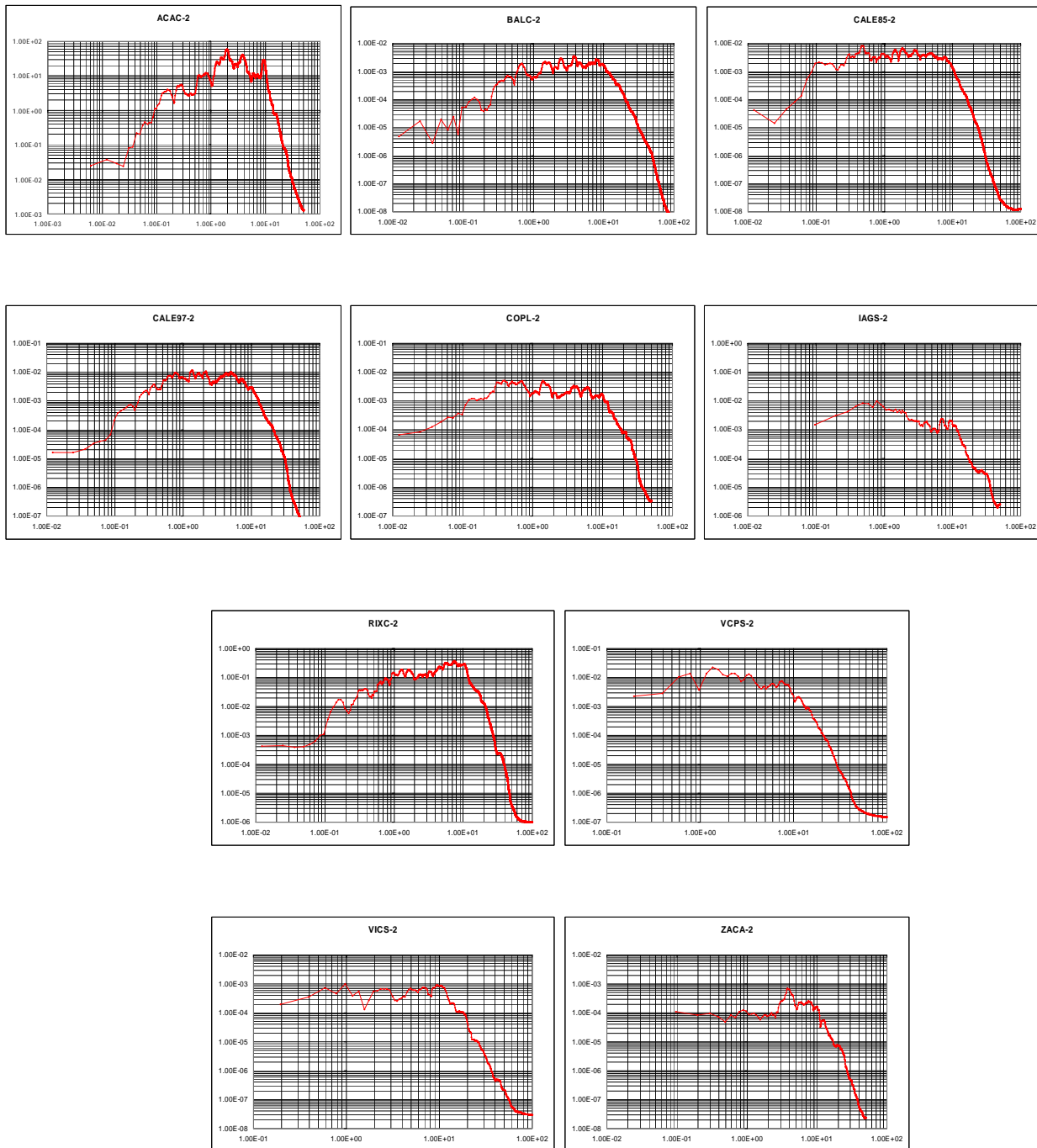


Figura 6.4. Espectros de Fourier para la componente horizontal 2.

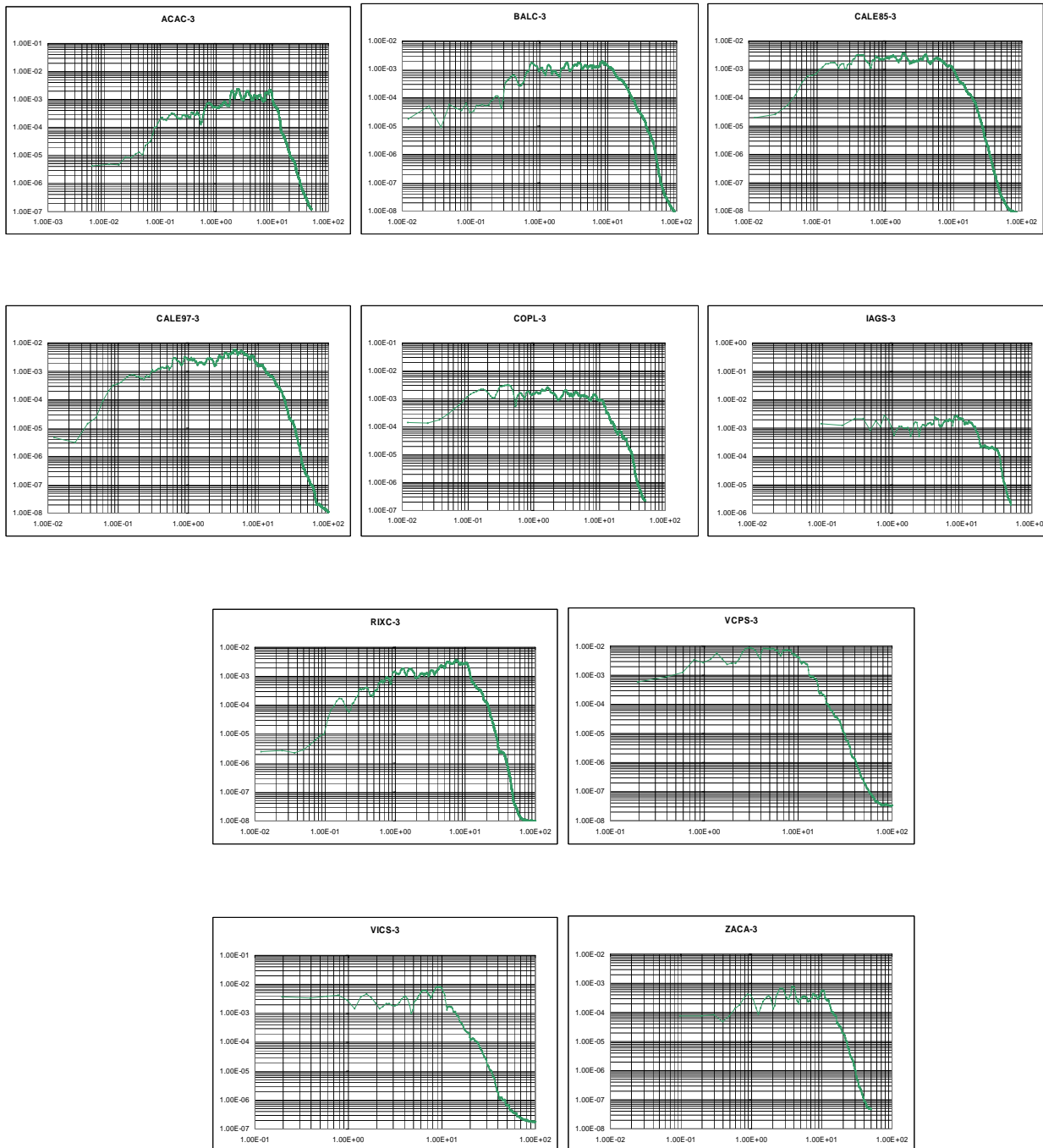


Figura 6.5. Espectros de Fourier para la componente vertical.

Para mostrar la dispersión de los valores de la función de coherencia contra la frecuencia, en la figura 6.6 se graficaron estas relaciones. Por la importante dispersión de datos, entre 0 y 1 en el valor de la coherencia, usar un solo valor pudiera inducir errores importantes. En el futuro es necesario profundizar más sobre como incluir la coherencia para distintos tipos de suelos.

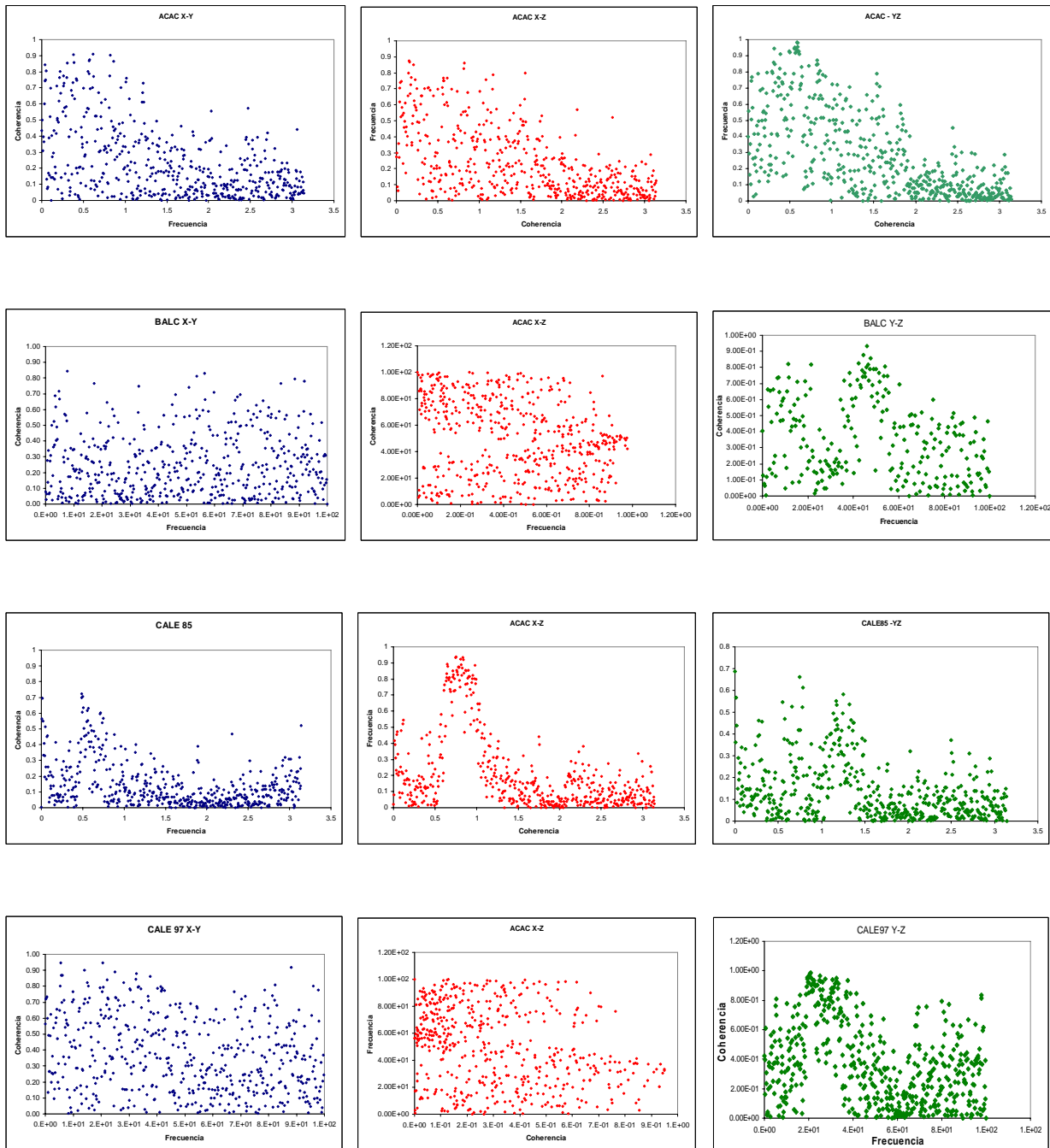


Figura 6.6. Gráficas de frecuencia contra coherencia para los registros sísmicos seleccionados. Dirección horizontal 1. Continua

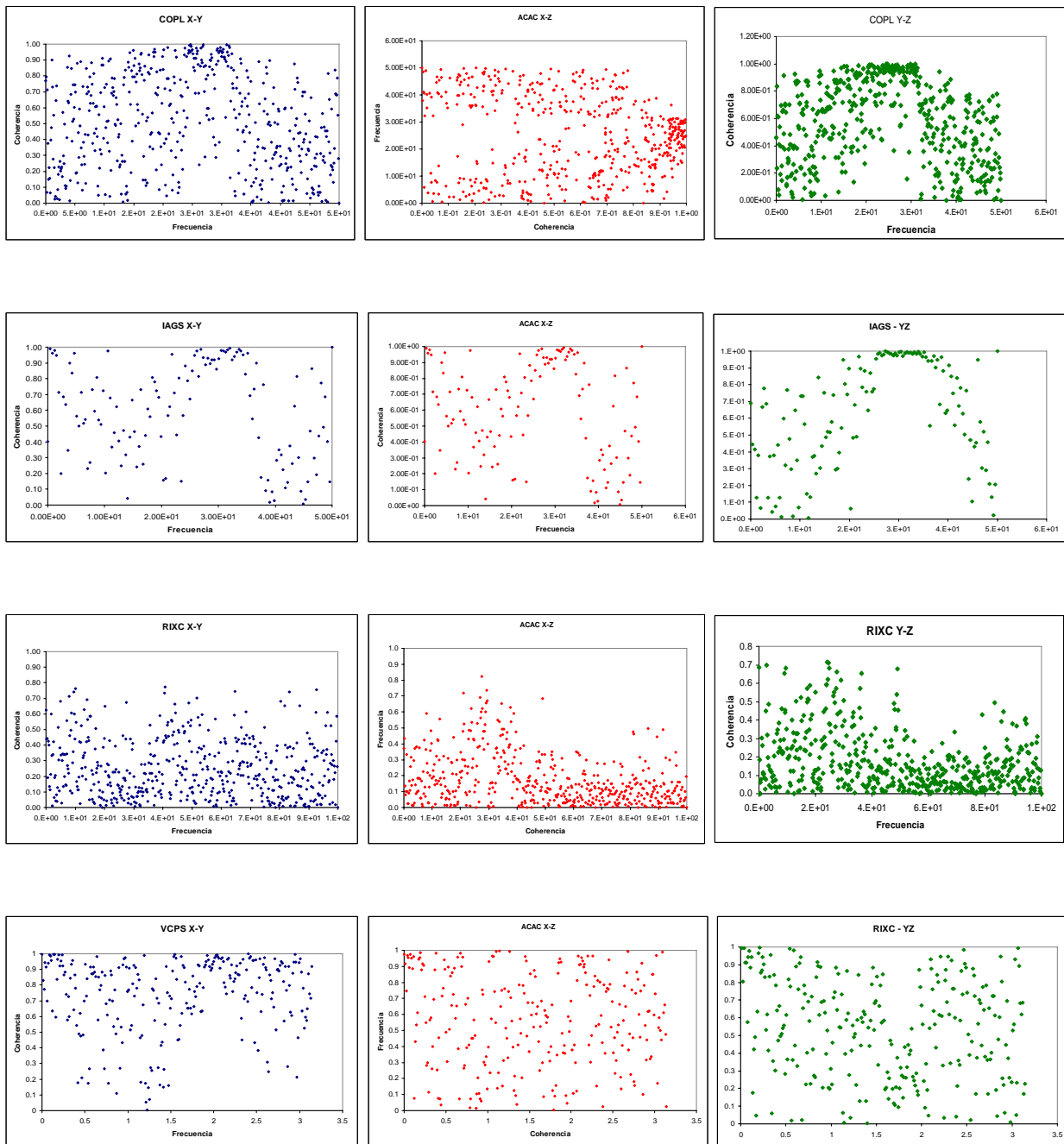
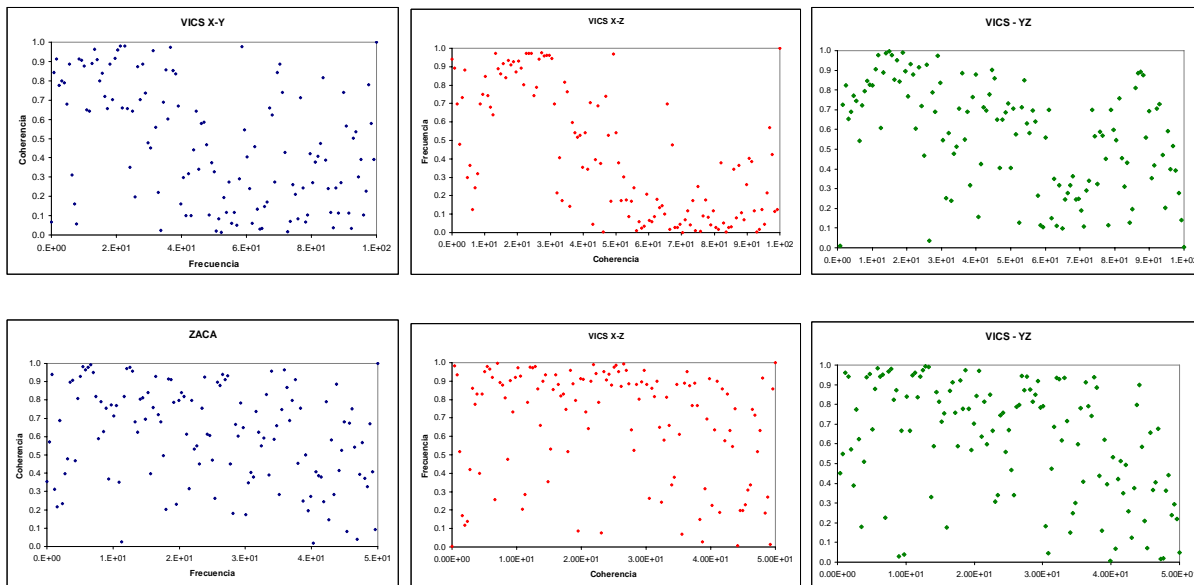


Figura 6.6. Gráficas de frecuencia contra coherencia para los registros sísmicos seleccionados. Dirección horizontal 2. Continua



**Figura 6.6. Gráficas de frecuencia contra coherencia para los registros sísmicos seleccionados. Dirección vertical.**

Según Valdés (2005), la tendencia no uniforme de los valores de correlación entre los registros para cada componente del sismo, se debe a las variaciones que se presentan en algunas frecuencias. En este sentido la incertidumbre es muy alta con respecto a un suelo rígido y el intervalo de coherencia se encuentra entre 0.35 y 0.50.

## 6.2. APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL CQC3

Para el desarrollo de esta metodología en las respuestas máximas en desplazamiento, fue necesario determinar y diferenciar cada modo de vibrar de la estructura. En la aplicación del método se compararon dos procedimientos, el primero en el que se enlistaron los primeros 25 modos y periodos de vibración, y el siguiente en el que se usaron 68 modos. Para cada modo de vibrar se recopilaban las fuerzas internas asociadas. De la misma forma, se recopilaban los factores de participación modal, obtenidos usando el programa de análisis estructural, SAP2000.

Por cada registro sísmico se obtuvo el espectro de desplazamiento, del cual se determinó el valor de la amplitud correspondiente a cada uno de los modos de vibración; para un total de más de 5000 datos. Además, se obtuvo el valor de la relación entre las amplitudes de los espectros de respuesta de las componentes ortogonales del sismo,  $\gamma$ , tal como se indicó en la expresión 5.6.

Los datos nombrados anteriormente fueron procesados con un programa desarrollado en Fortran, en el cual los datos se clasificaron de acuerdo al modo de vibrar, es decir longitudinal, transversal y vertical. A partir de ello, se programaron para obtener la matriz de correlación y la respuesta de la combinación de registros sísmicos, así como lo indicó en su procedimiento Menun y Kiureghian (1998). Finalmente, se compararon las respuestas, variando el número de datos, en el primer caso con los primeros 25 modos de vibrar y, en el segundo, con los primeros 68 modos de vibrar.

### 6.3. RESULTADOS

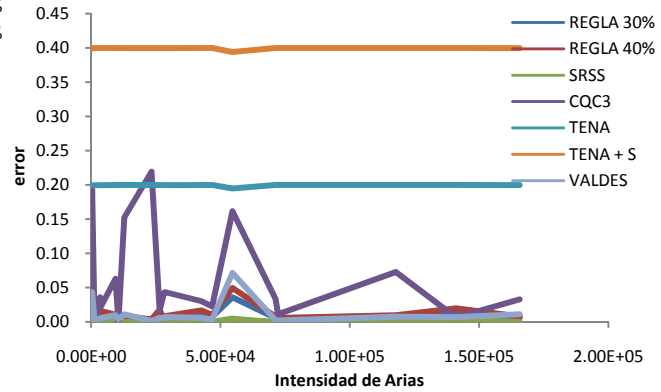
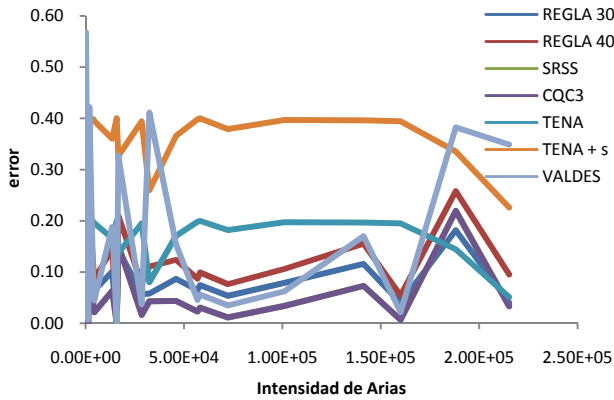
En adelante la variable usada para comparar las diferentes reglas de combinación contra el método riguroso se denominará “error” y se representará usando gráficas en las que se compara el valor del error contra la intensidad de Arias, de la siguiente manera: 1) longitudinal-transversal, 2) longitudinal-vertical, 3) transversal-vertical y 4) longitudinal-transversal-vertical. En las gráficas el eje de las abscisas representa el parámetro de intensidad de Arias (apartado 5.2.1) de cada registro sísmico; y en el eje de las ordenadas se representa el valor del error normalizado con respecto al valor de la respuesta rigurosa  $R_{exacta}$ . Este error se define como:

$$error = \frac{|R_{metodo} - R_{exacta}|}{R_{exacta}} \quad (6.1)$$

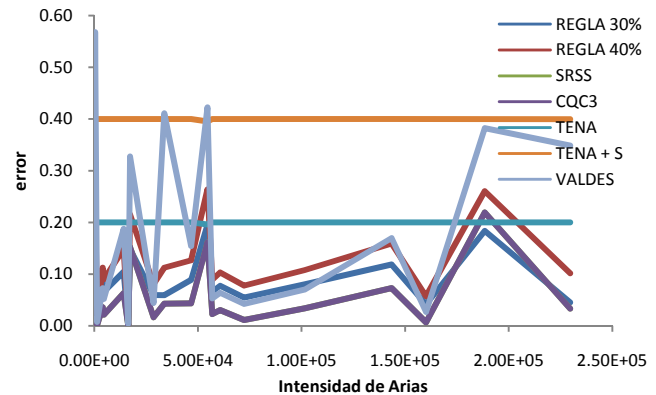
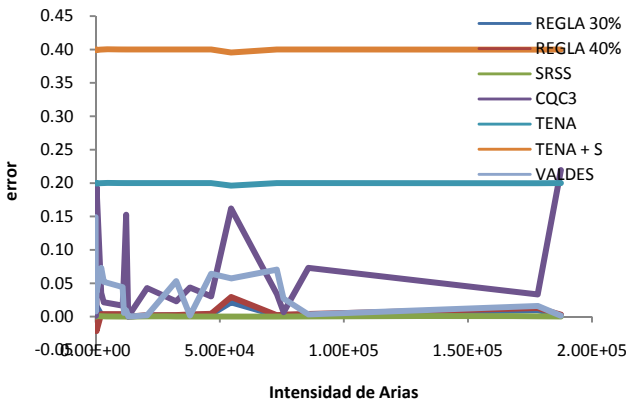
en la cual  $R_{metodo}$  es la respuesta obtenida con alguno de los procedimientos de combinación descritos en el capítulo 5, y  $R_{exacta}$  es la mayor respuesta obtenida a través de la historia del tiempo, tal como se expresa en las ecuaciones 5.18 y 5.19.

#### 6.3.1. MODELO DE PUENTE REGULAR RIGIDO

A continuación las gráficas que se muestran, representan la variación del error normalizado contra la intensidad de Arias. En la figura 6.7, para los desplazamientos del nodo central del modelo de puente regular rígido, se observa como los resultados obtenidos en ciertas ocasiones son constantes. Sin embargo, al hacer una breve descripción del comportamiento, las líneas de respuesta sufren cambios de magnitud de error en intervalos muy cortos, tal irregularidad en este caso se ubica en el intervalo entre 0 y 5.00E4 de la intensidad de Arias, donde los valores máximos registrados rondan el 40% de error y descienden a valores cercanos a 0. En adelante una de las premisas es verificar si el comportamiento de las distintas metodologías presenta regularidad con respecto a la respuesta real.



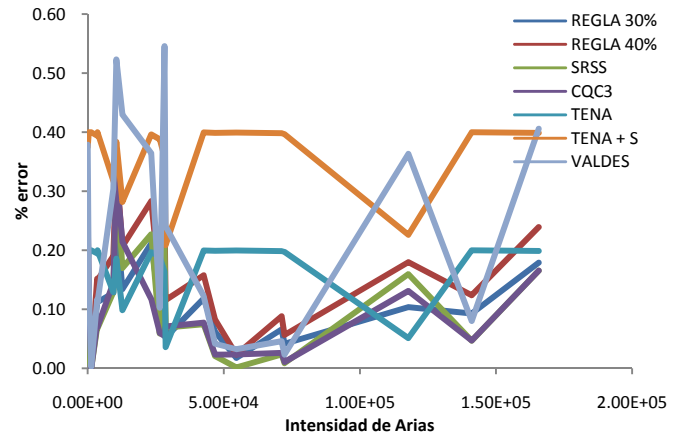
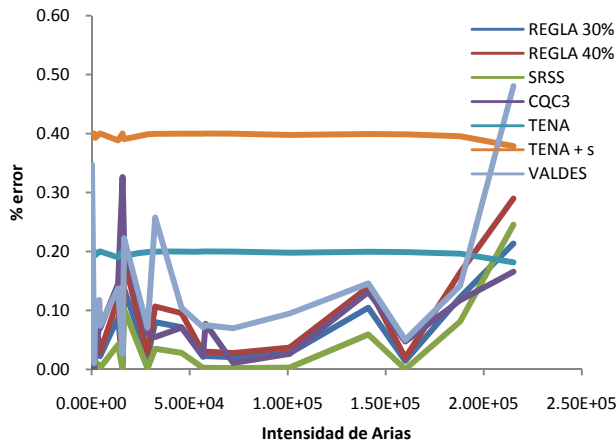
- a. Modelo regular de estribos rígidos combinación x-y,
- b. Modelo regular de estribos rígidos, combinación x-z.



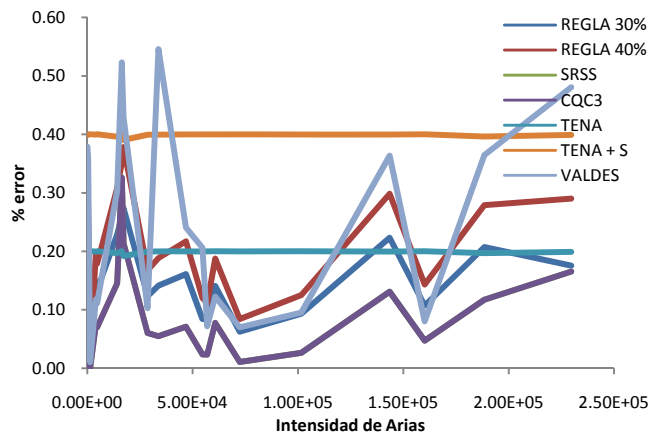
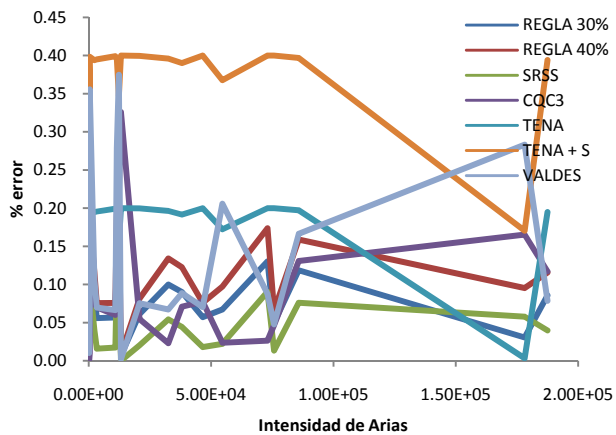
- c. Modelo regular de estribos rígidos combinación y-z
- d. Modelo regular de estribos rígidos combinación x-y-z

Figura 6.7. Gráficos de respuesta para desplazamientos, modelo regular de estribos rígidos.

Las gráficas de la figura 6.8, representan los valores del error normalizado para las fuerzas cortantes. Al igual que el caso anterior, es notable como algunas metodologías mantienen la regularidad y otras no lo hacen, sin que la localización se pueda determinar con la misma facilidad, además, con la observación de que el error es mayor y supera el 50%, característica más evidente en los casos donde participa la componente z.



a. Modelo regular de estribos rígidos combinación x-y,  
b. Modelo regular de estribos rígidos, combinación x-z.

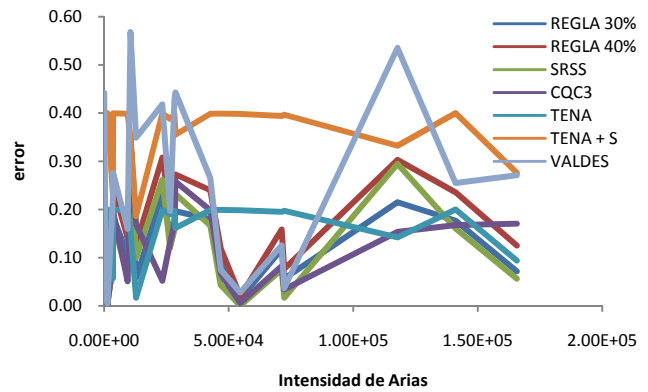
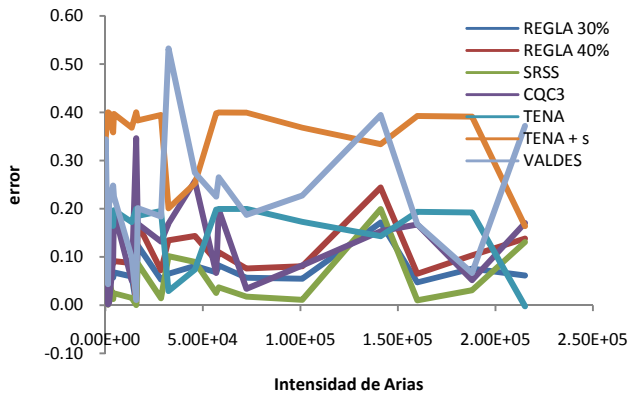


c. Modelo regular de estribos rígidos combinación y-z  
d. Modelo regular de estribos rígidos combinación x-y-z

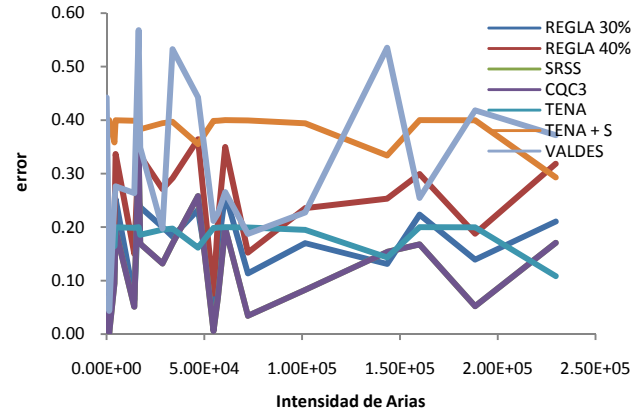
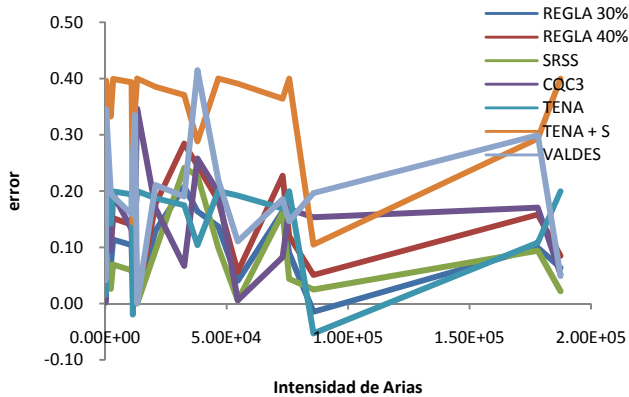
**Figura 6.8. Gráfico de respuesta para fuerzas de cortante, modelo regular de estribos rígidos.**

El siguiente registro es el de los momentos, representados en la figura 6.9. Particularmente, la regularidad es menos evidente en todos los intervalos de las cuatro combinaciones, donde los valores máximos presentes superaron el 50%, además de que se registraron valores negativos, subestimando la respuesta real; esto último en la combinación y-z, podría sugerirse que la participación de estas componentes para este caso no es determinante considerando la respuesta real de la estructura. Lo anterior comparando las combinaciones en las que interviene la componente horizontal x, que son, por poco más regulares, es decir, que describe mejor el fenómeno.





- a. Modelo regular de estribos rígidos combinación x-y,
- b. Modelo regular de estribos rígidos, combinación x-z.

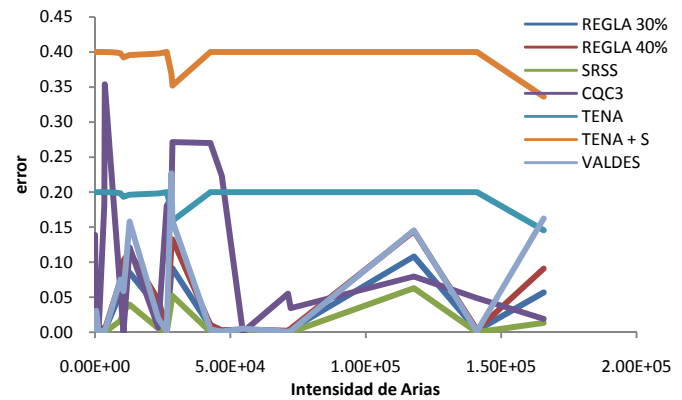
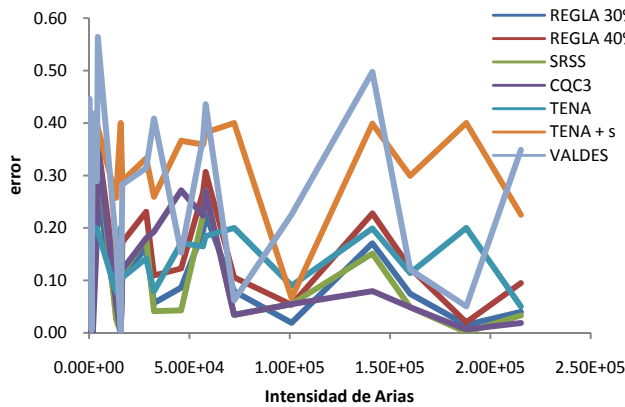


- c. Modelo regular de estribos rígidos combinación y-z
- d. Modelo regular de estribos rígidos combinación x-y-z

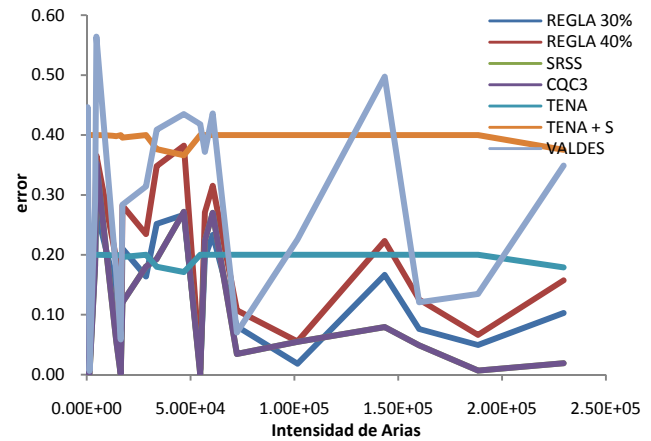
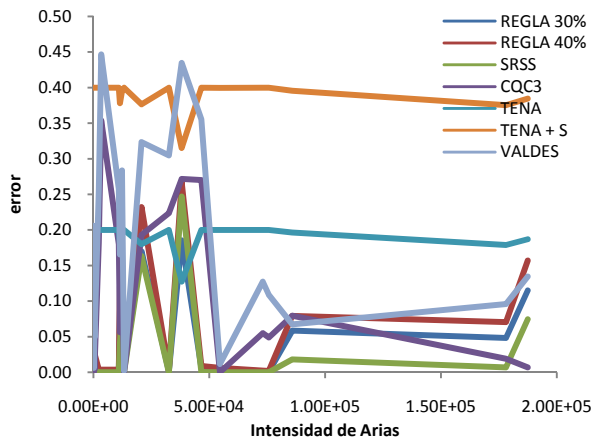
Figura 6.9. Gráfico de respuesta para momentos, modelo regular de estribos rígidos.

### 6.3.2. MODELO DE PUENTE REGULAR FLEXIBLE

El siguiente modelo analizado fue el puente regular de estribos flexibles, cuyo primer parámetro analizado, desplazamientos, se presenta en la figura 6.10. Claramente se pueden evidenciar dos comportamientos, el primero es la irregularidad de los valores calculados, siendo más notorio en la combinación x-y, con valores de error que fluctúan entre 0% a 50% en intervalos muy cortos. En segundo caso, es notable ver como la irregularidad presenta una tendencia, es decir, sin importar el método usado, el error aumenta o disminuye en conjunto, este comportamiento también estuvo presente en el caso anterior. Aunque apresurado, se puede llegar a pensar que dependiendo del rango en que se sitúe el registro sísmico según la intensidad de Arias, se pueda llegar a conocer si la tendencia indica cual metodología arrojará errores de mayor o menor magnitud. Por la premisa anterior es que se determino usar más modelos e incrementar el número de registros para este trabajo.



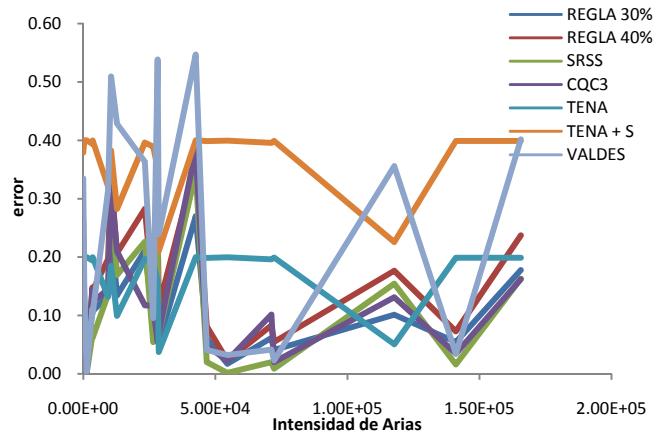
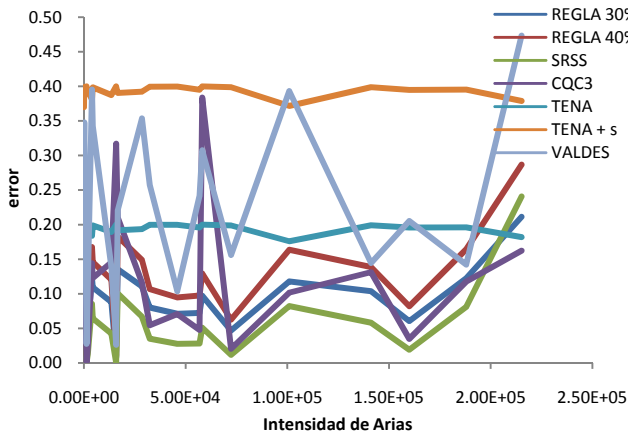
- a. Modelo regular de estribos flexibles combinación x-y,
- b. Modelo regular de estribos flexibles, combinación x-z.



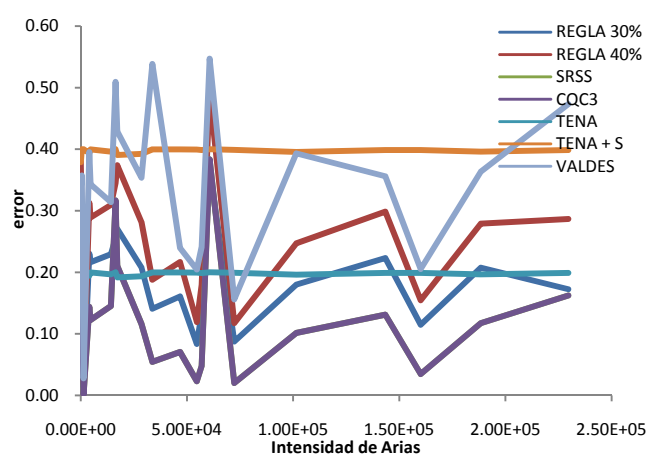
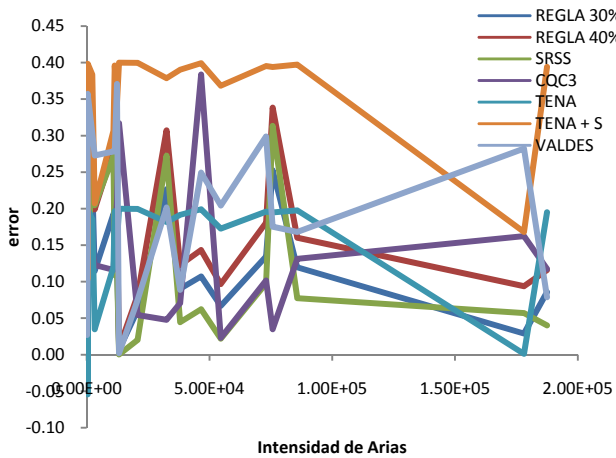
- e. Modelo regular de estribos flexibles combinación y-z
- f. Modelo regular de estribos flexibles combinación x-y-z

Figura 6.10. Gráfico de respuesta para desplazamientos, modelo regular de estribos flexibles.

En la figura 6.11, que representa la respuesta de los elementos por acción de la fuerza cortante, dos de las cuatro combinaciones obtenidas registraron valores de error superiores al 50%, en esta oportunidad, se presentaron en los casos donde se combinaron las componentes x-z, x-y-z, empleando el método de Valdés; así mismo, las mayores irregularidades estuvieron presentes entre 0 y 1.00E+5 de la intensidad de Arias.



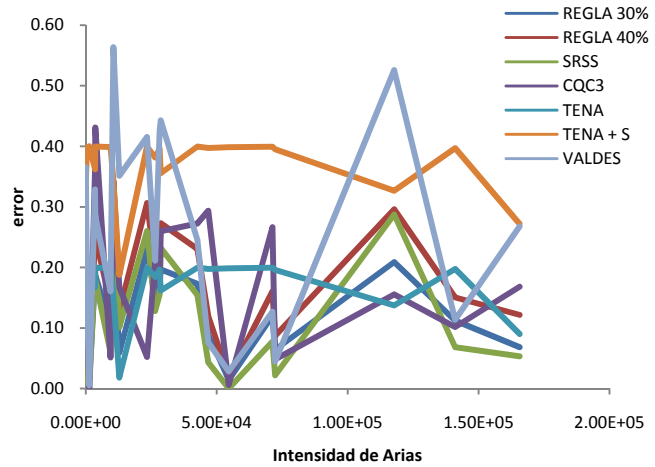
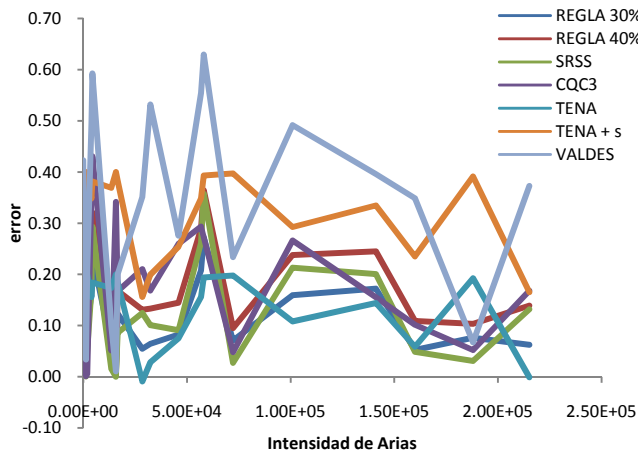
- a. Modelo regular de estribos rígidos combinación x-y,
- b. Modelo regular de estribos rígidos, combinación x-z.



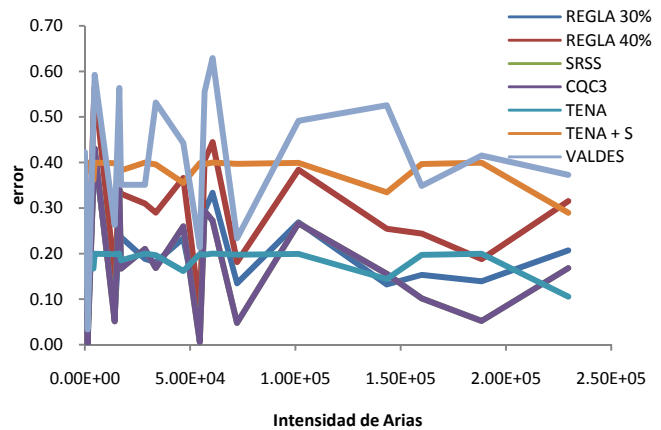
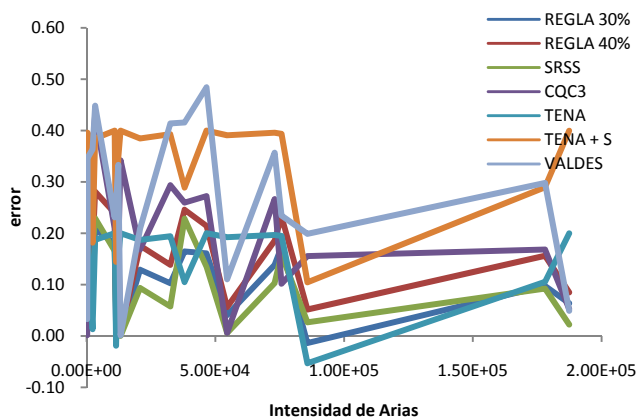
- c. Modelo regular de estribos flexibles combinación y-z
- d. Modelo regular de estribos flexibles combinación x-y-z

Figura 6.11. Gráfico de respuesta para fuerzas cortantes, modelo regular de estribos flexibles.

Las gráficas de la figura 6.12 describen las estimaciones de los momentos actuantes. Una vez más, se presentan casos en que algunos resultados subestiman el valor real y se obtienen valores negativos, en este caso fueron dos metodologías usadas las que subestimaron el valor real, *Tena* y la regla del 30%, en la combinación y-z. Sin embargo a diferencia de los mínimos antes mencionados, los errores máximos se presentaron en las cuatro combinaciones y superaron el 60%, estos valores fueron calculados usando la metodología de *Valdés*. La irregularidad más evidente está presente en el rango inicial, mismo que los casos anteriores entre 0 y 1.00E+5 de la intensidad de Arias.



- a. Modelo regular de estribos rígidos combinación x-y,
- b. Modelo regular de estribos rígidos, combinación x-z.

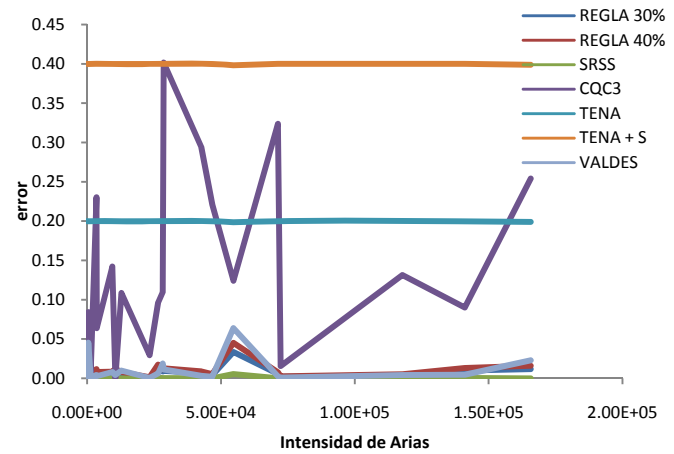
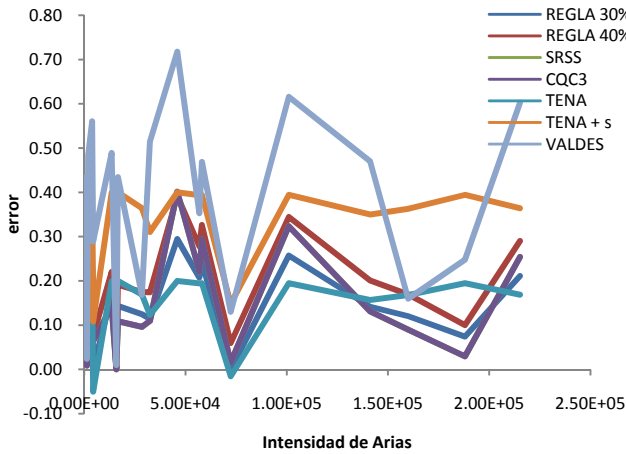


- c. Modelo regular de estribos flexibles combinación y-z
- d. Modelo regular de estribos flexibles combinación x-y-z

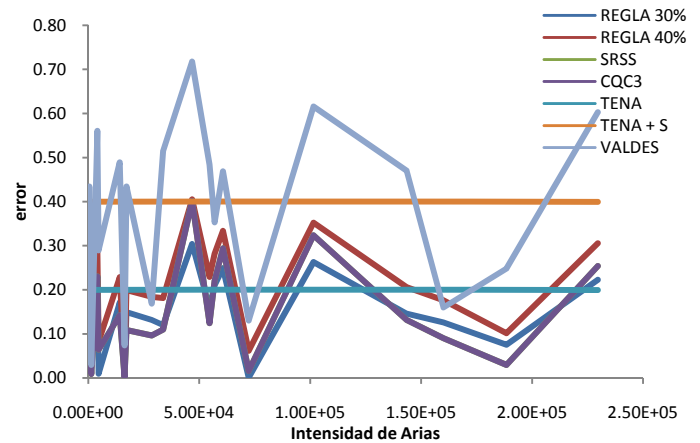
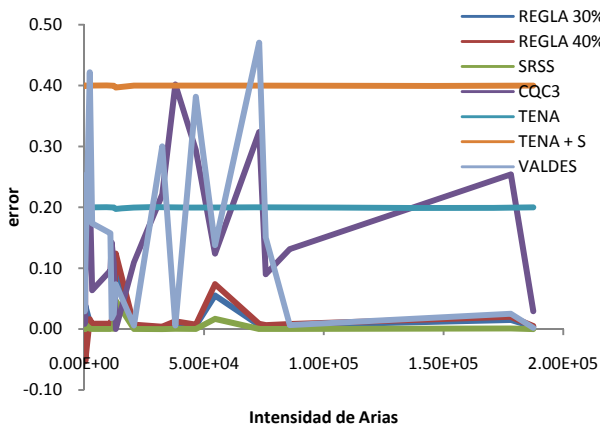
Figura 6.12. Gráfico de respuesta para momentos, modelo regular de estribos flexibles.

### 6.3.3. MODELO DE PUENTE IRREGULAR RÍGIDO.

El siguiente modelo analizado fue el irregular con apoyos rígidos. Para el caso de los desplazamientos, figura 6.13, se observa que la irregularidad en las respuestas varía según la componente, con magnitudes de error mucho mayores en las combinaciones donde estuvo presente la componente horizontal y, por ejemplo, los valores máximos excedieron el 70% en la combinación x-y, usando la metodología de Valdés. Este comportamiento es interesante porque en él, puede verificarse la importancia de tener en cuenta la componente vertical.



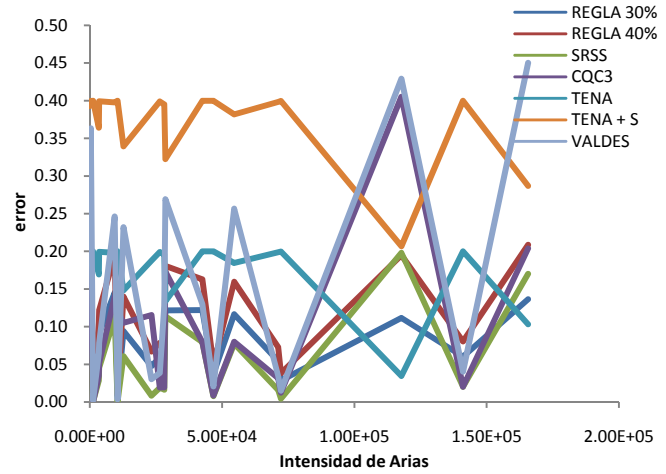
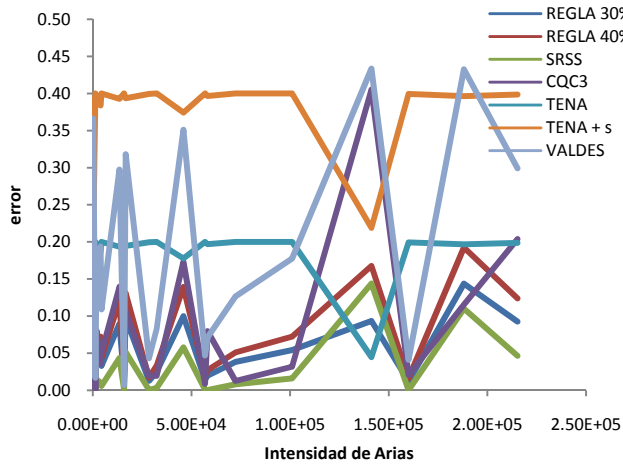
- a. Modelo irregular de estribos rígidos combinación  $x-y$ ,
- b. Modelo irregular de estribos rígidos, combinación  $x-z$ .



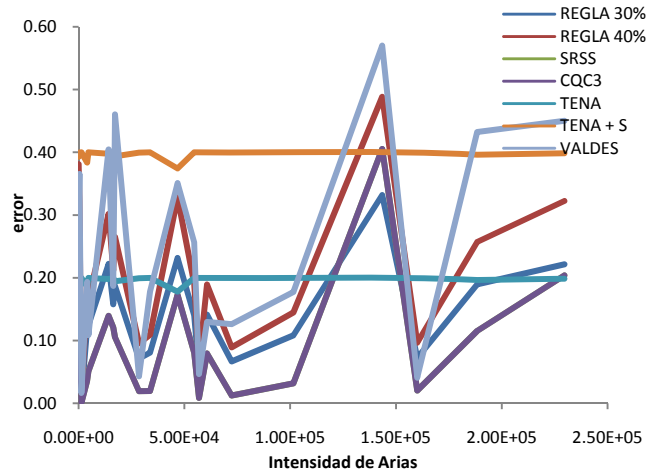
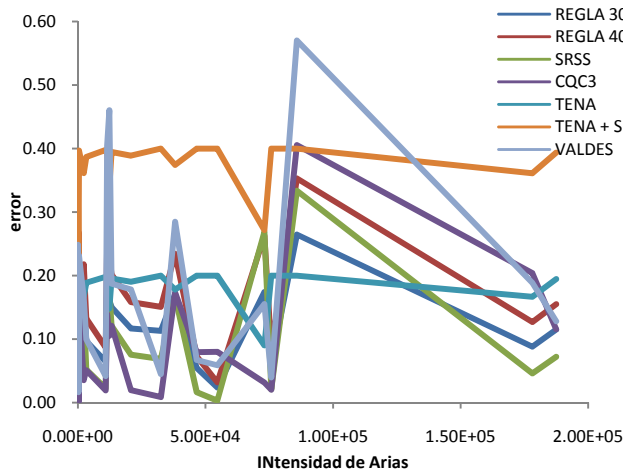
- c. Modelo irregular de estribos rígidos combinación  $y-z$
- d. Modelo irregular de estribos rígidos combinación  $x-y-z$

Figura 6.13. Gráfico de respuesta para desplazamientos, modelo irregular de estribos rígidos.

Para las gráficas de la figura 6.14, se muestran comportamientos irregulares, los casos de error sobresalientes se registran en la combinación  $y-z$  y  $x-y-z$ , para valores que superaron el 50%. Igualmente cabe resaltar como en esta ocasión la metodología de *Tena* se mantuvo particularmente constante, es decir que con la componente más fuerte se pudo describir el comportamiento de las fuerzas cortantes en el modelo.



a. Modelo irregular de estribos rígidos combinación x-y,  
 b. Modelo irregular de estribos rígidos, combinación x-z.

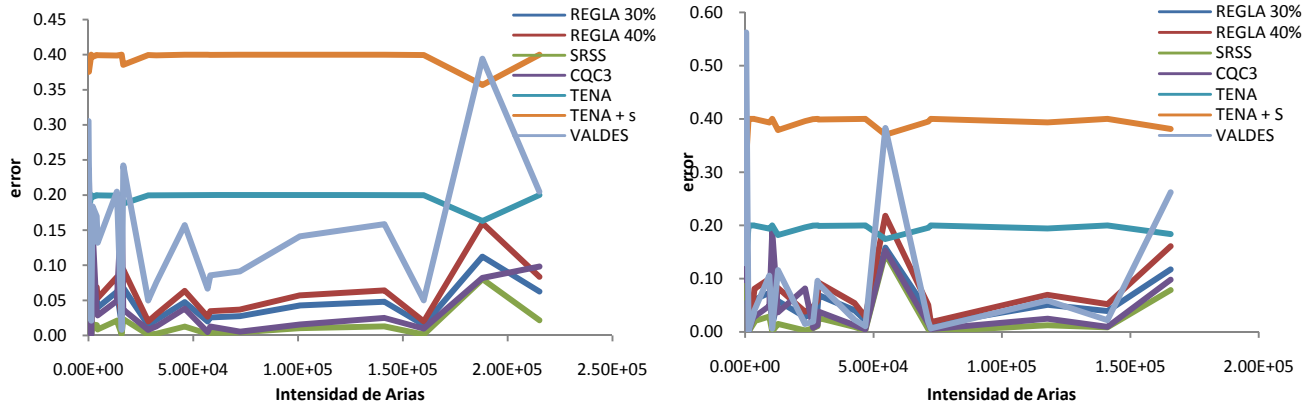


c. Modelo irregular de estribos rígidos combinación y-z  
 d. Modelo irregular de estribos rígidos combinación x-y-z

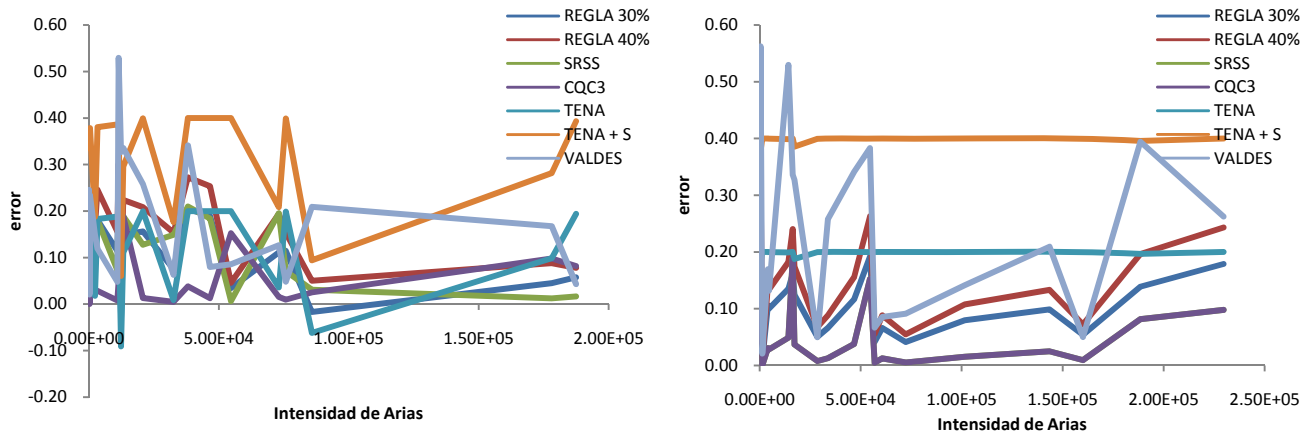
**Figura 6.14. Gráfico de respuesta para fuerzas cortantes, modelo irregular de estribos rígidos.**

En la figura 6.15, se resalta el comportamiento del tercer caso, combinación y-z, que resulta ser la más irregular de las combinaciones, donde algunos valores calculados obtienen resultados negativos, en este caso para las metodologías de *Tena* y 30%, resultado ya visto en modelos anteriores.

En este caso la contraria regularidad de la metodología de *Tena* en los tres casos restantes, logro confirmar que la respuesta real factorizada, se puede calcular a partir de la componente mayor ó más fuerte (*x*); pero esta estimación, que no tuvo en cuenta las demás componentes, no ha estado presente en los modelos anteriores, por lo tanto no siempre es válida, ¿cuándo sí lo es? Sería una interrogante interesante de analizar.



a. Modelo irregular de estribos rígidos combinación x-y,  
b. Modelo irregular de estribos rígidos, combinación x-z.

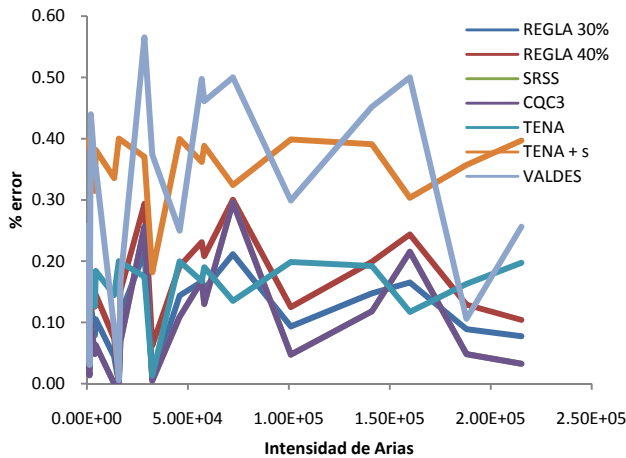


c. Modelo irregular de estribos rígidos combinación y-z  
d. Modelo irregular de estribos rígidos combinación x-y-z

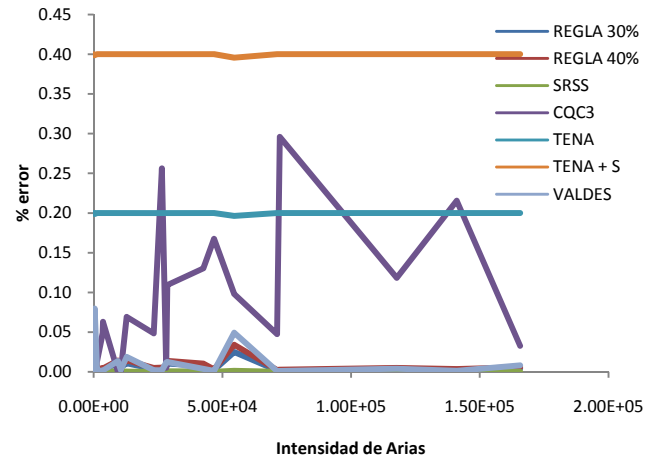
Figura 6.15. Gráfico de respuesta para momentos, modelo irregular de estribos rígidos.

### 6.3.4. MODELO DE PUENTE IRREGULAR FLEXIBLE

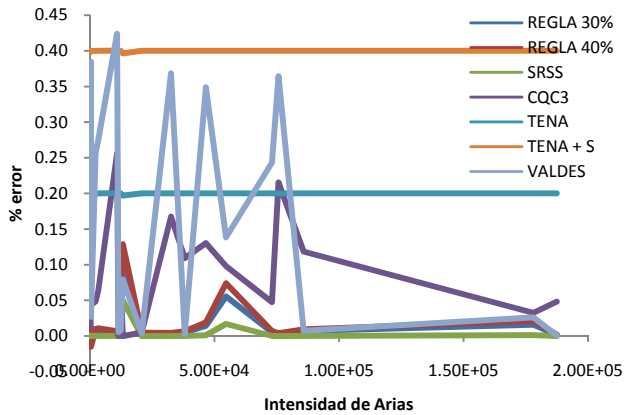
En las cuatro primeras gráficas, figura 6.16, para el caso de los desplazamientos del modelo de puente irregular flexible, se presentan variaciones notorias en la combinación x-y, que al compararlas con las demás figuras, se pueden llegar a establecer que algunas componentes inducen errores ó no son determinantes, como se estableció en casos anteriores. Los valores máximos registrados superan el 50% en las combinaciones x-y y x-y-z.



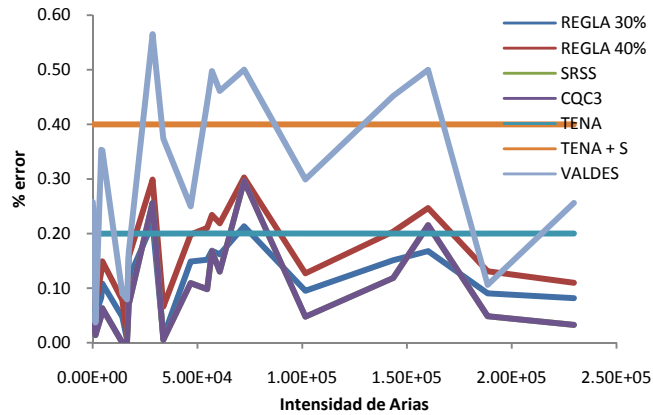
a. Modelo irregular de estribos flexibles combinación x-y,



b. Modelo irregular de estribos flexibles, combinación x-z.



c. Modelo irregular de estribos flexibles combinación y-z



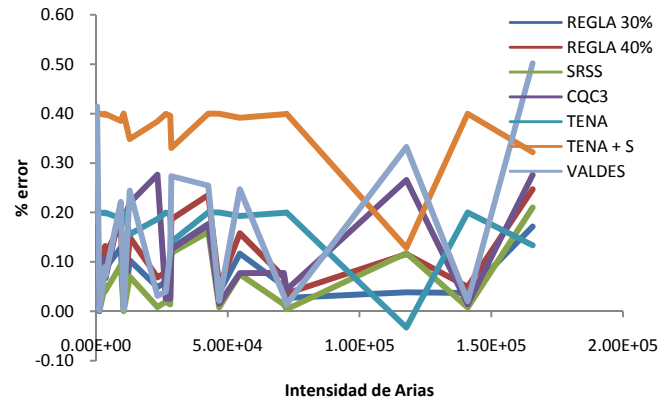
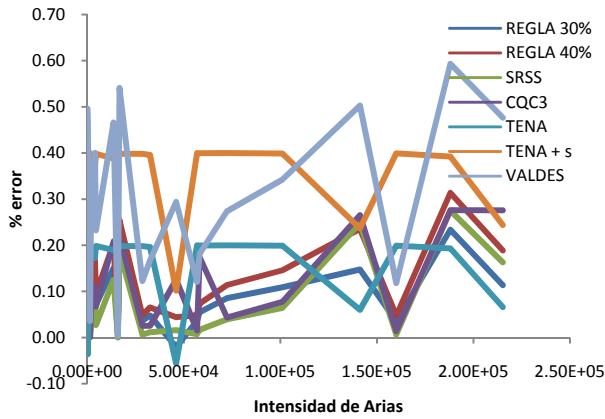
d. Modelo irregular de estribos flexibles combinación x-y-z

Figura 6.16. Gráfico de respuesta para desplazamientos, modelo irregular de estribos flexibles.

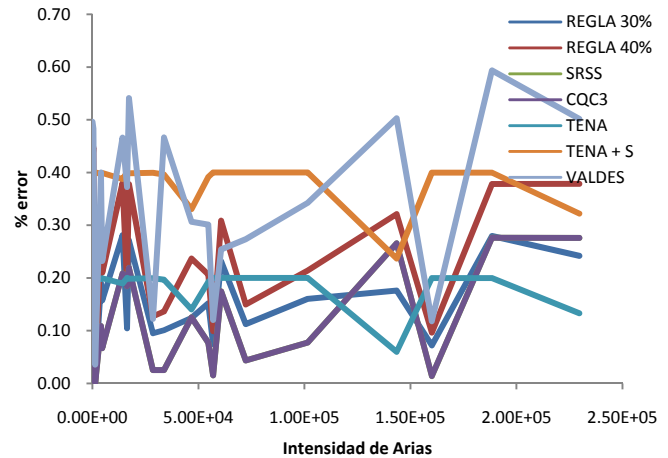
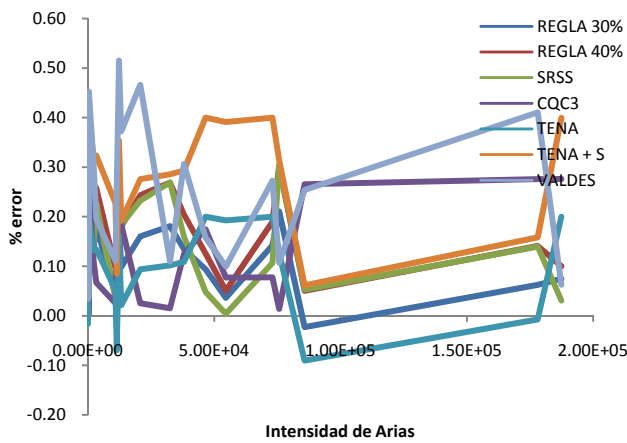
En las respuestas para fuerzas cortantes, figuras 6.17, los valores negativos son recurrentes, valores que fueron calculados mediante las metodologías *Tena* y *30%*, alcanzaron -10% del error, y estuvieron presentes en las combinaciones x-y, x-z y y-z; mientras que los valores máximos se situaron arriba del 50%. Las irregularidades estuvieron presentes en todos los intervalos.

La particularidad de este caso es que esta ninguna combinación es regular, comportamiento que antes no se había presentado. Por tanto, no se puede establecer si alguna componente es más o menos determinante, por ende, este caso representa que todas las componentes actuaron de forma igualmente importante sobre la estructura.





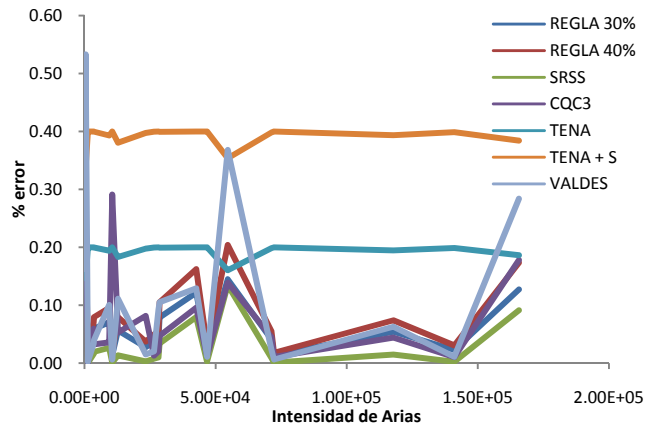
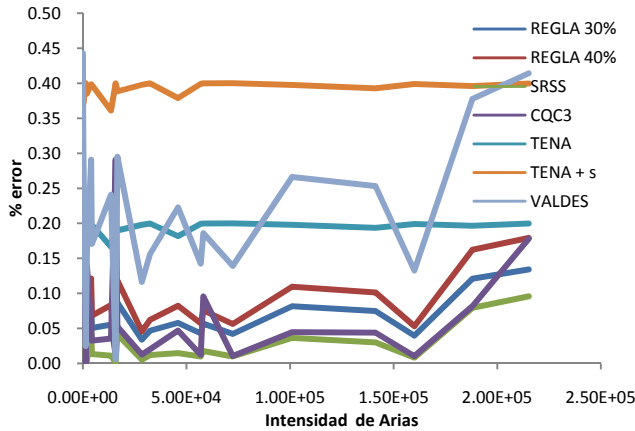
- a. Modelo irregular de estribos flexibles combinación x-y,
- b. Modelo irregular de estribos flexibles, combinación x-z.



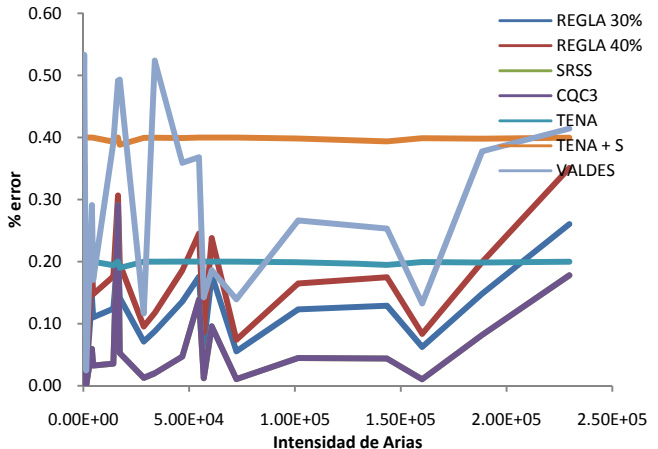
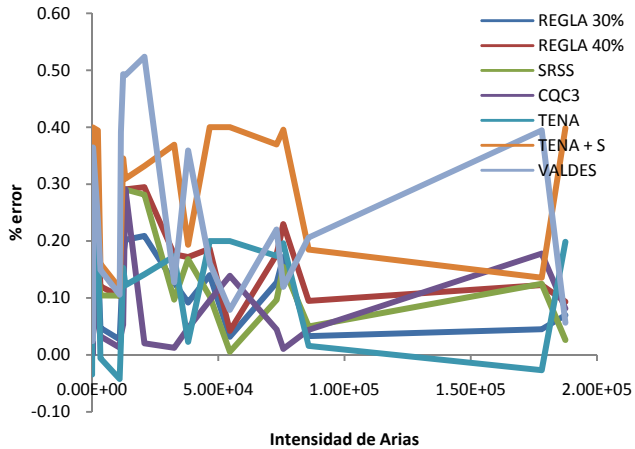
- c. Modelo irregular de estribos flexibles combinación y-z
- d. Modelo irregular de estribos flexibles combinación x-y-z

Figura 6.17. Gráfico de respuesta para fuerzas cortantes, modelo irregular de estribos flexibles.

Para el caso de las reacciones de los momentos actuantes, se obtuvo un comportamiento levemente más regular que los dos casos anteriores. Sin embargo, nuevamente se registran valores negativos para el método de *Tena*, en la combinación y-z y los valores máximos presentados superaron el 50%, para la metodología de *Valdés*.



a. Modelo irregular de estribos flexibles combinación x-y,  
b. Modelo irregular de estribos flexibles, combinación x-z.

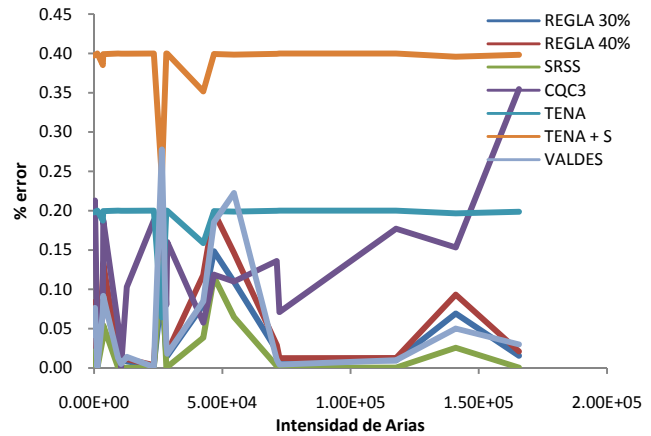
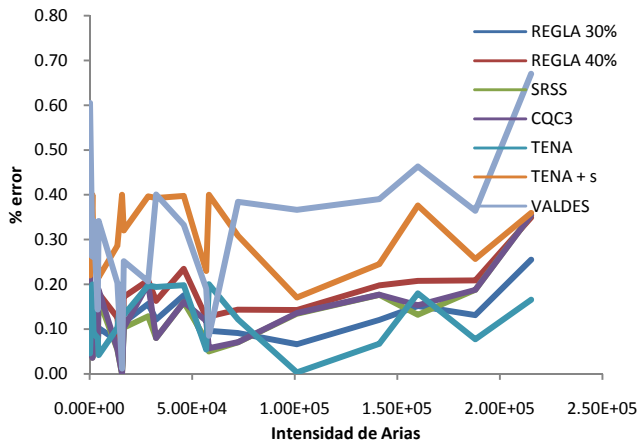


c. Modelo irregular de estribos flexibles combinación y-z  
d. Modelo irregular de estribos flexibles combinación x-y-z

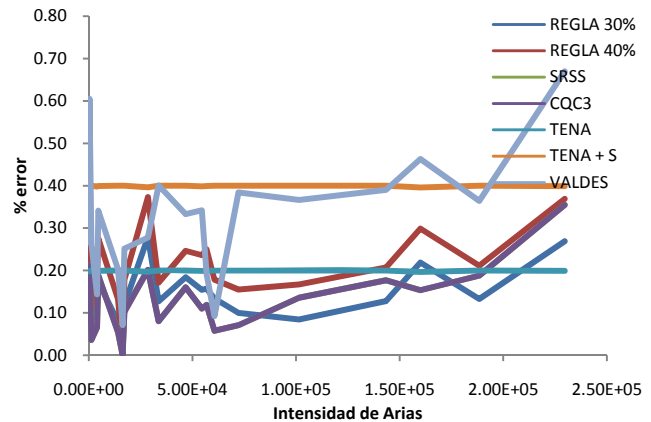
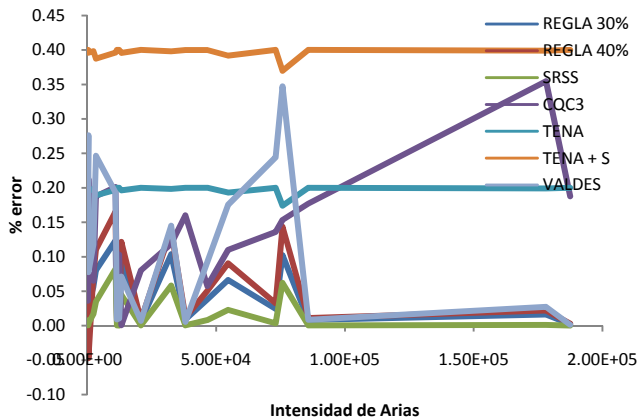
**Figura 6.18. Gráfico de respuesta para momentos, modelo irregular de estribos flexibles.**

### 6.3.5. MODELO DE PUENTE CURVO RÍGIDO.

El siguiente apartado, es el resultado obtenido para el modelo de puente de tablero curvo con apoyos regulares rígidos, para el primer caso, desplazamientos, figura 6.19, pueden advertirse dos intervalos, uno que está comprendido entre 0 y 1.00E+05 de la intensidad de Arias, cuyo comportamiento irregular tiene una ligera tendencia de pendientes negativas, caso contrario al segundo intervalo, de 1.00E+05 en adelante, donde los valores de las desviaciones presentan pendientes positivas, incluso en uno de los casos se alcanza el 70% del error, metodología de *Valdés* caso a.



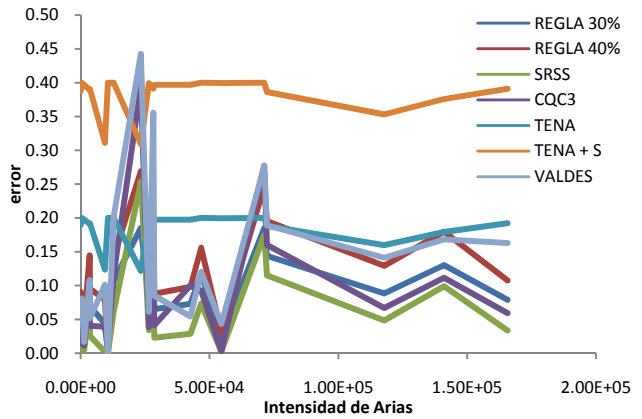
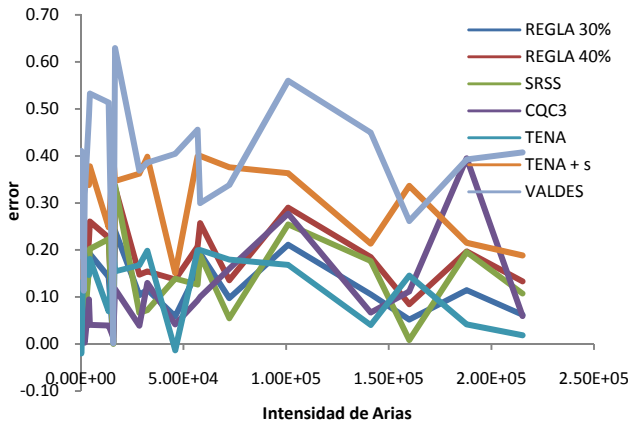
- a. Modelo circular de estribos rígidos combinación x-y,
- b. Modelo circular de estribos rígidos, combinación x-z.



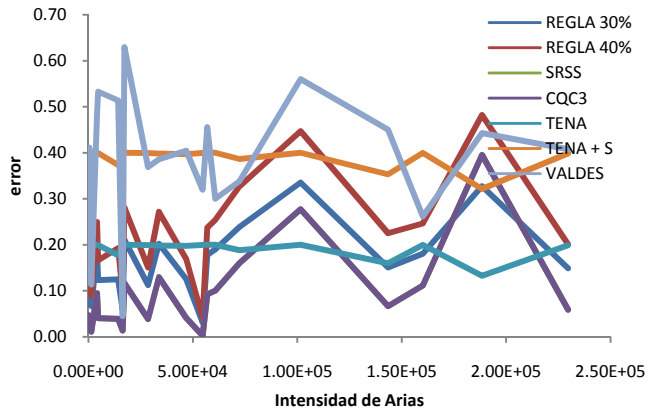
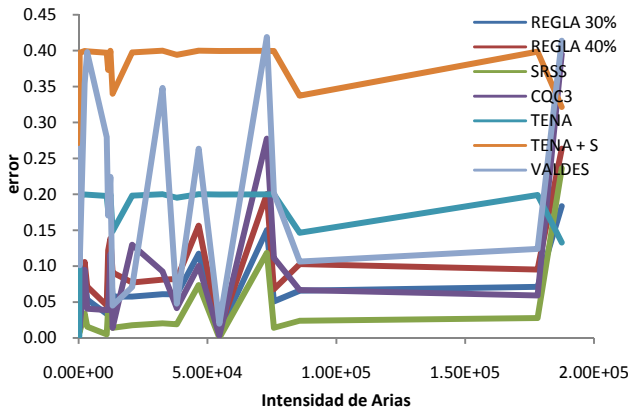
- c. Modelo circular de estribos rígidos combinación y-z
- d. Modelo circular de estribos rígidos combinación x-y-z

Figura 6.19. Gráfico de respuesta para desplazamientos, modelo circular de estribos rígidos.

Las gráficas de la figura 6.20, obtenidas de las fuerzas cortantes resultantes, se caracterizan por cierta regularidad en las combinaciones donde estuvo presente la componente z, donde la estimación de desviaciones en todos los casos parece mantener el mismo comportamiento. Sin embargo, en algunos casos se superó el 60%, y en caso contrario se registraron valores negativos, de hasta el -3%, ambos comportamientos en la combinación x-y.



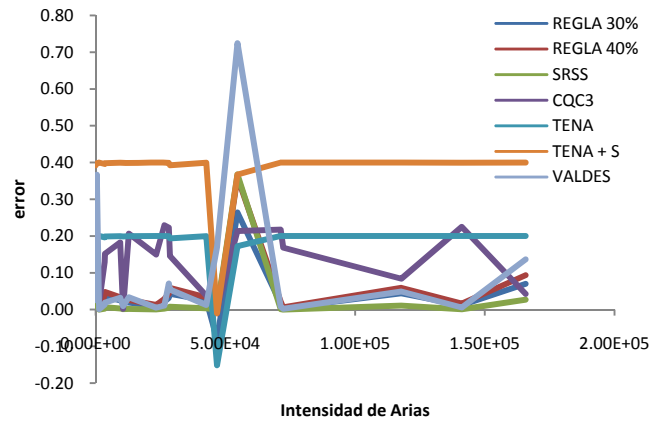
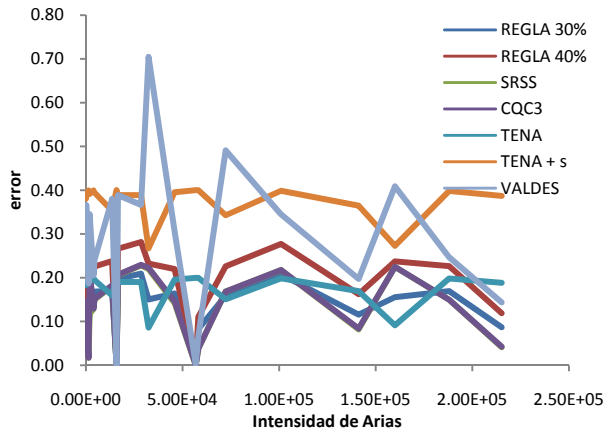
- a. Modelo circular de estribos rígidos combinación x-y,
- b. Modelo circular de estribos rígidos, combinación x-z.



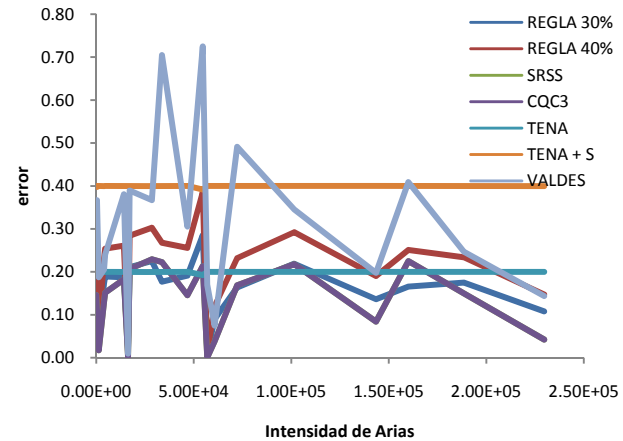
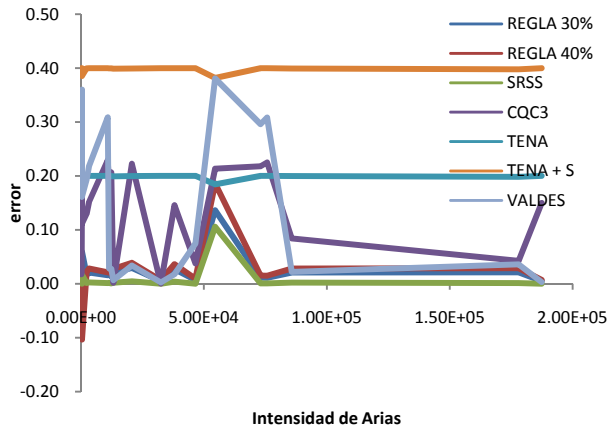
- c. Modelo circular de estribos rígidos combinación y-z
- d. Modelo circular de estribos rígidos combinación x-y-z

Figura 6.20. Gráfico de respuesta para fuerzas cortantes, modelo circular de estribos rígidos.

En la figura 6.21, para los momentos resultantes, se observa que la tendencia de las líneas de respuesta tienen un comportamiento relativamente regular, exceptuando la combinación x-z, donde el método de *Valdés*, registró errores cercanos al 70%. En particular, es de notar que en este caso la regla del 30% y el método *SRSS* obtuvieron valores de error superiores a los obtenidos en casos anteriores. Así mismo, cabe señalar que la tendencia fue uniforme en intervalos superiores a 5.00E5 de la intensidad de Arias.



a. Modelo circular de estribos rígidos combinación x-y,  
b. Modelo circular de estribos rígidos, combinación x-z.

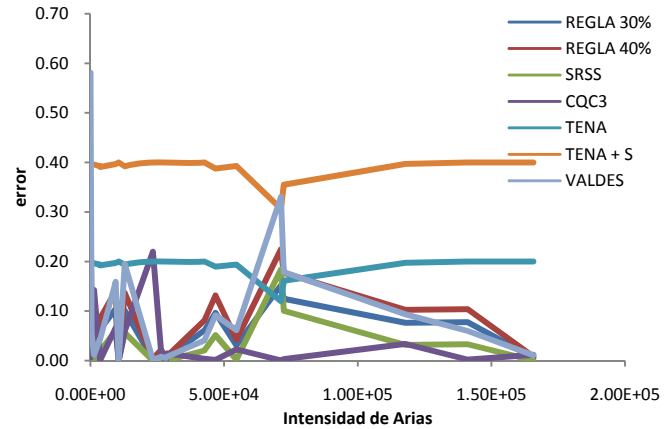
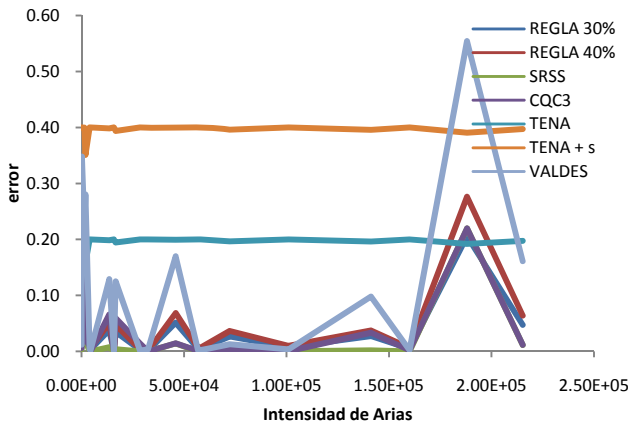


c. Modelo circular de estribos rígidos combinación y-z  
d. Modelo circular de estribos rígidos combinación x-y-z

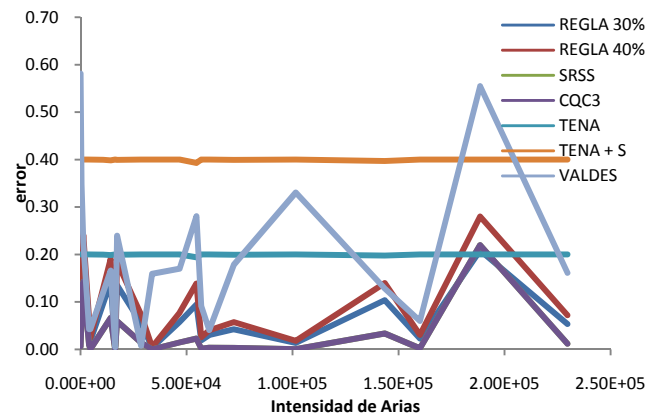
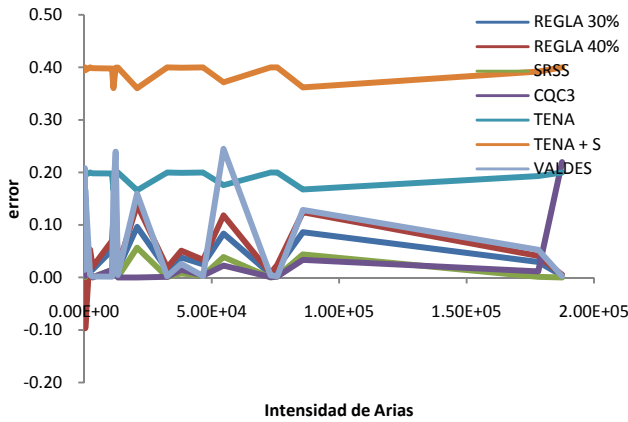
**Figura 6.21. Gráfico de respuesta para momentos, modelo circular de estribos rígidos.**

### 6.3.6. MODELO DE PUENTE CURVO FLEXIBLE

Para el modelo de puente curvo con apoyos constantes y estribos flexibles, los desplazamientos, figura 6.22, se presentan líneas de respuesta constantes en las distintas metodologías, método de *Tena*, regla del 30%, 40%, etc., cabe resaltar que uno de los registros para la regla del 40% resulto negativo, en un intervalo de la intensidad de Arias cercano a 0. Por el contrario, los mayores valores se registraron para la metodología de Valdés que nuevamente supero el 50%.



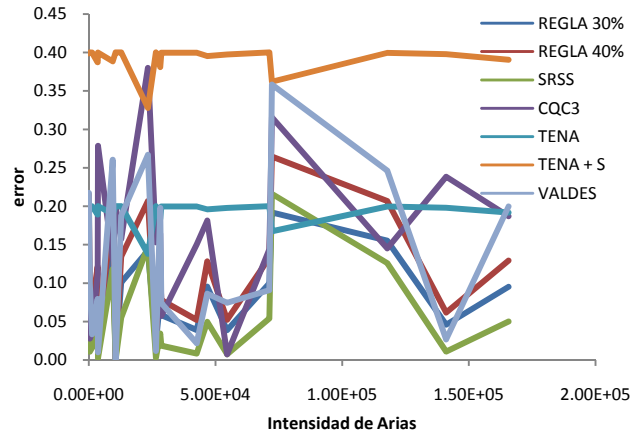
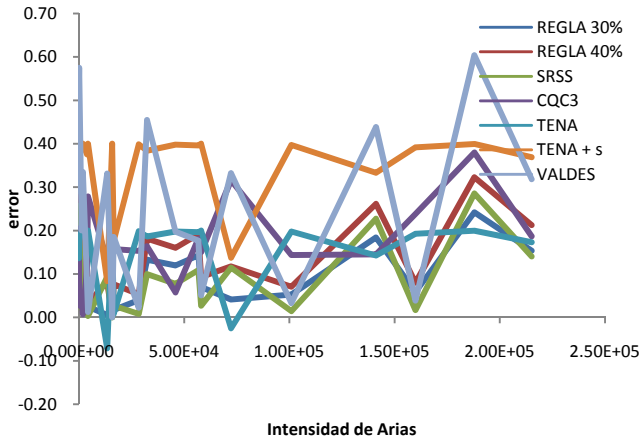
a. Modelo circular de estribos flexibles combinación x-y,  
b. Modelo circular de estribos flexibles, combinación x-z.



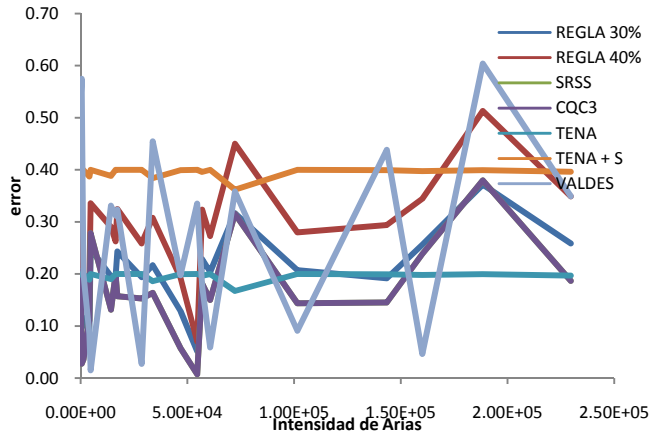
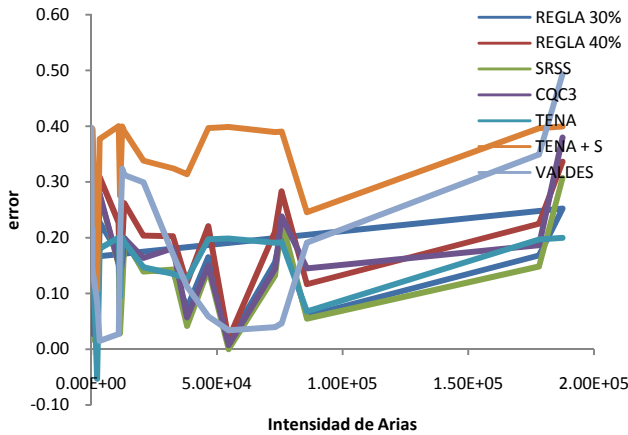
c. Modelo circular de estribos flexibles combinación y-z  
d. Modelo circular de estribos flexibles combinación x-y-z

Figura 6.22. Gráfico de respuesta para desplazamientos, modelo circular de estribos flexibles.

Los resultados para las fuerzas cortantes en el mismo modelo, figura 6.23, contrario del caso anterior pierden toda regularidad, inclusive en metodologías que se espera sean una constante, como es el caso de la metodología de *Tena* en el caso a, que son fuertemente irregulares. En este caso no es posible describir el comportamiento de respuesta en un intervalo. Cabe señalar, que los valores máximos se presentaron en valores superiores a 1.50E+05 de la intensidad de Arias.



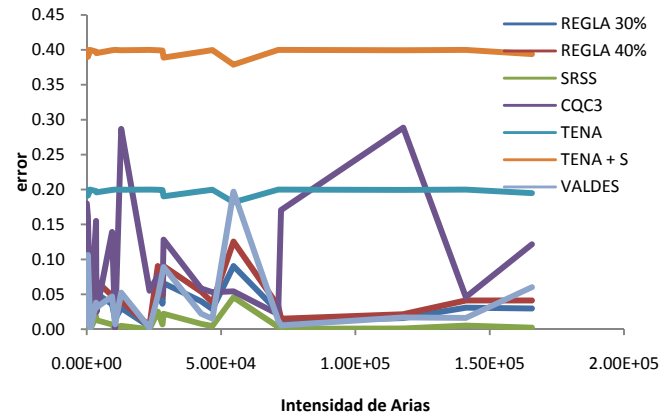
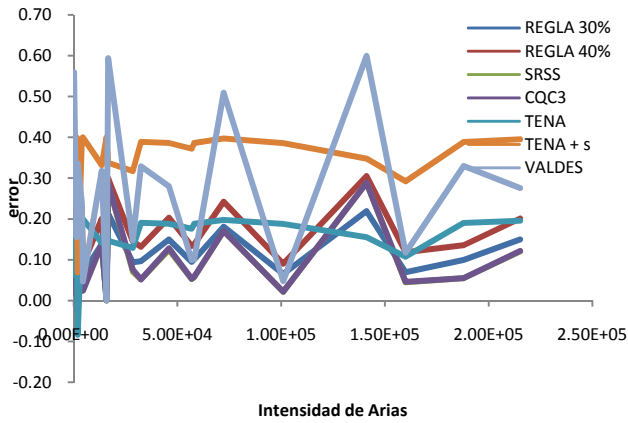
- a. Modelo circular de estribos flexibles combinación x-y,
- b. Modelo circular de estribos flexibles, combinación x-z.



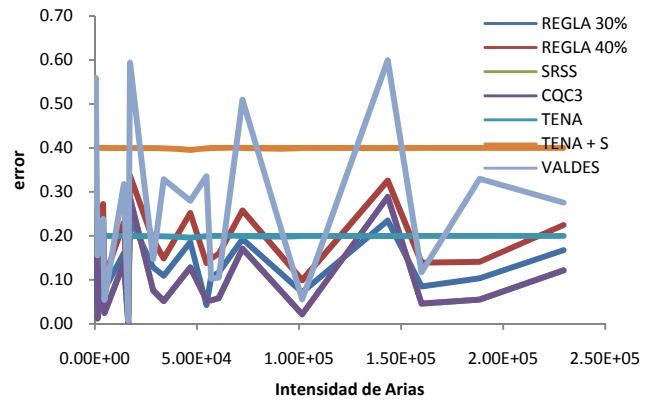
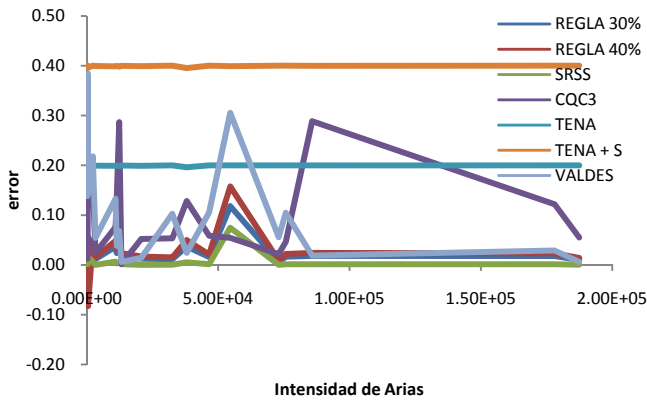
- c. Modelo circular de estribos flexibles combinación y-z
- d. Modelo circular de estribos flexibles combinación x-y-z

Figura 6.23. Gráfico de respuesta para fuerzas cortantes, modelo circular de estribos flexibles.

Como se observó en las figuras 6.22 y 6.23, las respuestas de dos parámetros varían abruptamente en un mismo modelo, esto puede sugerir que algún parámetro hace que el comportamiento de las estimaciones no se mantenga constante, en el futuro sería de mucho valor poder estimar cuales son las características que hacen presentar tales comportamientos. El siguiente juego de gráficas para los momentos, figura 6.24, nuevamente restablece cierta regularidad, aunque se presenten valores cercanos al 60% del error, en el caso del método de *Valdés*, y valores negativos de hasta -10% para el caso de la regla del 40% y *Tena*, reiterando lo antes mencionado.



- a. Modelo circular de estribos flexibles combinación x-y,
- b. Modelo circular de estribos flexibles, combinación x-z.



- c. Modelo circular de estribos flexibles combinación y-z
- d. Modelo circular de estribos flexibles combinación x-y-z

Figura 6.24. Gráfico de respuesta para momentos, modelo circular de estribos flexibles.

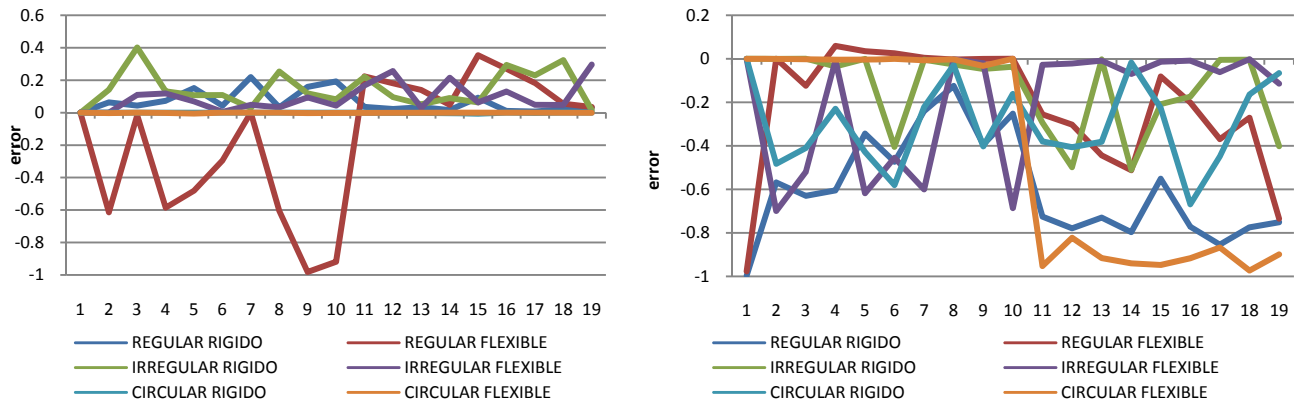
### 6.3.7. LA COMPONENTE VERTICAL

Finalmente dentro de los análisis realizados, se incluyó un juego de gráficas que compara ó representa cuanto efectivamente es la influencia de la componente vertical en la respuesta; para esto se compararon los valores máximos reales de las combinaciones bidireccionales, es decir horizontal-horizontal (x-y), horizontal-vertical (x-z) y horizontal-vertical (y-z), contra la respuesta real ó la obtenida por el método riguroso (x-y-z). Tales representaciones se muestran en la figura 6.25, en que el eje de las abscisas representan cada uno de los 19 registros sísmicos usados y el eje de las ordenas representa cuan alejado se estuvo de la respuesta de la real, en valores de error.

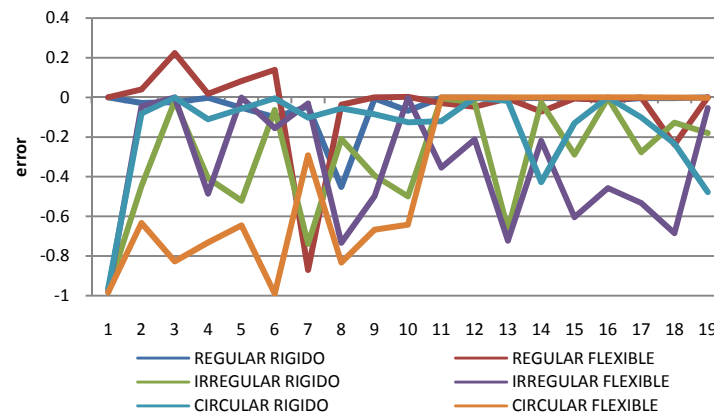




En la primera gráfica (a) para los desplazamientos obtenidos por la combinación  $x-y$ , solo en uno de los casos, el de modelo regular de estribos flexibles, se subestimo la respuesta real; mientras que para las combinaciones  $x-z$  y  $y-z$ , todos los valores estuvieron por debajo del efecto real.



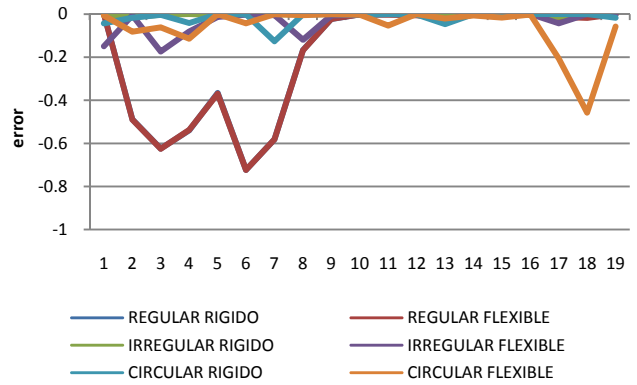
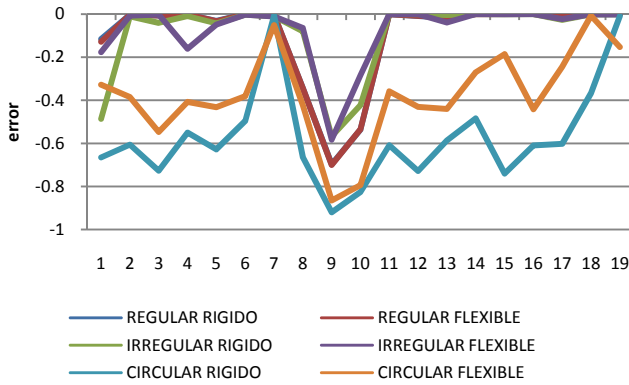
a. Comparativa gráfica combinación  $x-y$   
b. Comparativa gráfica combinación  $x-z$



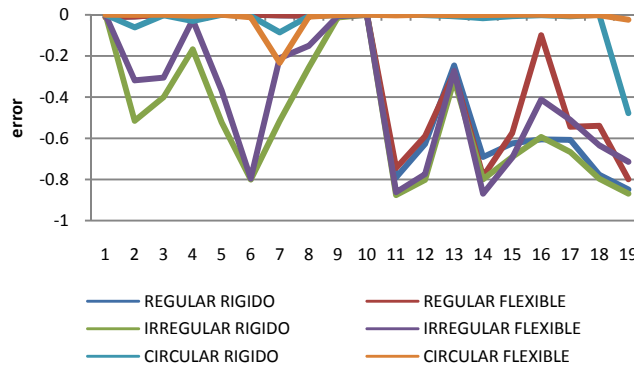
c. Comparativa gráfica combinación  $y-z$

**Figura 6.25. Gráfico de respuesta de desplazamientos comparando cada combinación bidireccional contra la respuesta real**

Las gráficas de la figura 6.26, son el error resultado de la comparación de las combinaciones de los máximos bidireccionales, contra, la respuesta real para las fuerzas cortantes. En este caso la combinación  $x-z$ , que fue la que menores errores de magnitud presentó; claramente también se aprecia que de las tres combinaciones, ninguna estuvo por encima del valor real. Una de las posibles razones del porque la combinación (b) fue la que más se acercó a la realidad, puede radicar en que los esfuerzos inducidos por la pila al tablero son verticales.



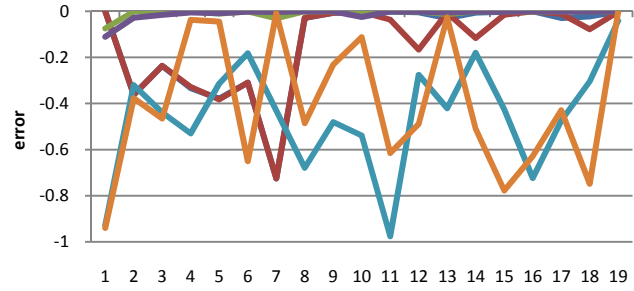
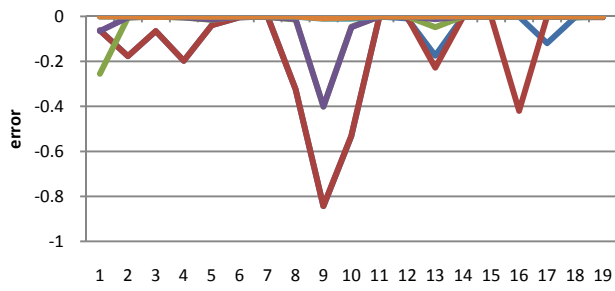
- a. Comparativa gráfica combinación x-y
- b. Comparativa gráfica combinación x-z



- c. Comparativa gráfica combinación y-z

Figura 6.26. Gráficos de respuesta de ocasionados por las fuerzas cortantes comparando cada combinación bidireccional contra la respuesta real.

La gráfica, figura 6.27, compara las respuestas máximas de las combinaciones bidireccionales de los momentos, en la cual, la primera combinación x-y presenta el comportamiento más regular; aunque tiene valores de error cercanos a 0, se siguen subestimando los valores reales; lo anterior indica que las componentes principales en este caso son x y y, pero requieren de la participación de la componente vertical z. Otra particularidad es que el modelo regular flexible fue el de respuestas más irregulares.



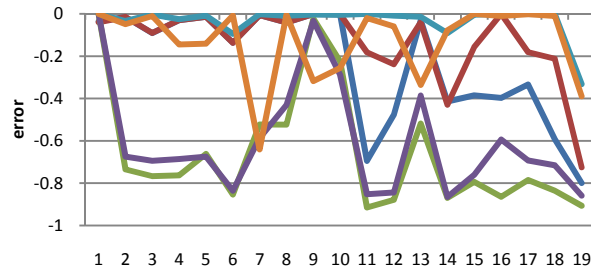
REGULAR RIGIDO  
IRREGULAR RIGIDO  
CIRCULAR RIGIDO

REGULAR FLEXIBLE  
IRREGULAR FLEXIBLE  
CIRCULAR FLEXIBLE

REGULAR RIGIDO  
IRREGULAR RIGIDO  
CIRCULAR RIGIDO

REGULAR FLEXIBLE  
IRREGULAR FLEXIBLE  
CIRCULAR FLEXIBLE

- a. Comparativa gráfica combinación x-y
- b. Comparativa gráfica combinación x-z



REGULAR RIGIDO  
IRREGULAR RIGIDO  
CIRCULAR RIGIDO

REGULAR FLEXIBLE  
IRREGULAR FLEXIBLE  
CIRCULAR FLEXIBLE

- c. Comparativa gráfica combinación y-z

**Figura 6.27. Gráfico de respuesta de momentos comparando cada combinación bidireccional contra la respuesta real.**

# CAPÍTULO 7

## COMENTARIOS FINALES

Este trabajo se ha desarrollado con la intención de ahondar en el tema del análisis y diseño sísmico de puentes. Además, se buscó recopilar información representativa que permita elegir herramientas prácticas, económicas y confiables que ofrezcan diseños seguros. Específicamente, el presente trabajo se enfatizó en valorar la influencia de las componentes de los sismos y analizar diferentes reglas de combinación.

Durante este trabajo la recopilación de información desde sus inicios, hasta los trabajos más recientes en relación a las componentes sísmicas, enfatizando en la componente vertical, constituyó un estado del arte que se espera sea de gran interés para el lector de presente trabajo. También se destacaron aspectos reglamentarios y sus diferentes propuestas, expresiones y metodologías de combinación de las componentes de un sismo. A partir de la información recabada, se evidencia que hay variación significativa en las propuestas de reglamentos.

La determinación de la participación de las combinaciones sísmicas, se llevó a cabo mediante análisis elásticos independientes, entre un grupo de sismos. Se seleccionaron registros sísmicos de eventos reales en distintos tipos de suelos (blandos y duros) y con aceleraciones máximas en periodos entre 0 y 0.5s. Las respuestas máximas obtenidas para cada modelo, y a su vez, para cada componente, fueron seleccionadas para posteriormente combinarlas.

Durante la modelación de los puentes de estudio, se verificó la correcta caracterización de las propiedades dinámicas. De esta forma, se pudo comprobar que tales propiedades varían según la discretización del elemento. Se concluyó que al concentrar las masas a distancias de  $\frac{1}{4}$  de la longitud total del claro libre, se obtienen los mismos modos y periodos, que si se realizara una discretización mayor sobre el modelo. La afirmación anterior, en el futuro es recomendable se evalúe en otros modelos, con la finalidad de establecer la mejor representación de la estructura.

Aunque es común encontrar que la representación del sismo se haga a partir de la aceleración máxima del terreno, se determinó conveniente describir además la amplitud, el contenido de frecuencias y la duración del registro; motivo por el cual se determinó trabajar con el parámetro denominado intensidad de Arias. Los resultados de los 6 modelos de puentes, excitados por 19 registros y a su vez combinados en 4 formas, constituyen más de 450 respuestas que se graficaron en el capítulo 6 y se presentan resumidos en la tabla 7.1, a continuación algunos comentarios:

- Las metodologías de combinación de porcentajes 30%, 40% y el procedimiento de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (*SRSS*) son de fácil aplicación. En los tres casos sólo es necesario conocer las respuestas máximas de cada componente y realizar algunas sencillas operaciones. Según los resultados que se muestran en la tabla 7.1, las metodologías del 30% y *SRSS* se ubicaron en el primer intervalo, es decir, más de la mitad de las respuestas no superó en un 10% el valor real.
- La metodología propuesta por Tena (2006), resulta ser la de más fácil aplicación. Fue desarrollada a partir de estudios estadísticos de estructuras aisladas. Es necesario hacer notar que dichos procedimientos se basan en resultados obtenidos en edificaciones con aislamiento sísmico y con propiedades dinámicas diferentes a los modelos estudiados. De esta metodología se puede comentar que no en todos los casos el valor máximo representaba el comportamiento real de la combinación sísmica, además que cerca del 2% de los resultados estuvieron por debajo del valor real estimado, esto puede ocasionar que el diseño sea insuficiente si no se elige la componente adecuada; sin embargo, es la metodología que se mantuvo más constante dentro de los estudios realizados. Los valores máximos registrados estuvieron presentes en los intervalos de error esperados, es decir, el 92% de las respuestas entre 10% y 20% para su primera propuesta de evaluación, y el 90% de las respuestas en el intervalo de 30% a 40% para Tena mas una desviación.
- Para aplicar la metodología propuesta por Valdés fue necesario determinar las respuestas máximas en cada componente, la relación entre valores espectrales máximos y la coherencia entre las componentes del sismo. En la cual la función de coherencia resulta laboriosa de estimar. Por otra parte, el método fue propuesto para la combinación de las respuestas de estructuras sometidas a sismos característicos de suelo blando, para los cuales se puede llegar a asumir las dos primeras frecuencias. Para las aplicaciones realizadas en este estudio, muchos de los sismos utilizados son de banda ancha, por lo que se optó, después de comentarlo con el autor, considerar dos opciones: 1) la utilización de una función de coherencia sólo para la frecuencia fundamental, y 2) el uso de un valor medio de la función de coherencia para frecuencias menores al 10% de la frecuencia fundamental. También sería importante verificar con mayor detalle la aplicación de este método para sismos de banda ancha y banda angosta. Esta metodología resultó ser la que obtuvo el mayor número de valores en el rango más alto, con 0.42% en el intervalo de 60 % a 70% del error.

- En la aplicación del método CQC3 es necesario obtener las características dinámicas de la estructura, en forma de frecuencias fundamentales, formas modales, amortiguamientos por modo, y factores de participación modal. Además, se deben conocer los espectros de respuesta en la variable deseada, los valores espectrales máximos y la correlación entre las respuestas de cada modo. La obtención de todas estas variables hace difícil el cálculo de las respuestas combinadas, por lo que es poco práctico si se aplica de forma manual. Sin embargo, el método se incluye en distintos programas comerciales. En particular este método fue el más laborioso de obtener, por la cantidad de variables que intervienen, puede resultar muy fácil inducir errores en el cálculo. Se pudo observar que aunque es una metodología cuya raíz es el método del SRSS, los parámetros adicionales indujeron comportamientos irregulares, que en algunos casos sobre estimaban de manera considerable los valores reales, y en otros casos las desviaciones eran muy cerradas, la respuesta promedio se localizo entre 0 y 20% por encima del valor real, comportamiento muy aceptable.

**Tabla 7.1 Porcentaje de respuestas presentes en distintos intervalos de error**

Rango de error	Metodologías de combinación						
	<i>0.3</i>	<i>0.4</i>	<i>SRSS</i>	<i>CQC3</i>	<i>TENA</i>	<i>TENA+S</i>	<i>VALDES</i>
0-10	51.25	37.92	66.67	49.17	7.71	0.21	33.13
11-20	34.38	32.92	19.38	30.83	92.29	3.13	16.46
21-30	12.92	18.96	10.42	13.33	-	6.46	17.08
31-40	0.63	8.75	3.33	5.83	-	90.21	16.25
41-50	0.21	0.83	0.21	0.83	-	-	10.42
51-60	-	0.42	-	-	-	-	6.25
61-70	-	-	-	-	-	-	0.42
71-80	-	-	-	-	-	-	-
81-90	-	-	-	-	-	-	-
91-100	-	-	-	-	-	-	-

La componente vertical como se menciona en los capítulos iniciales puede llegar a ser determinante en el diseño sísmico de cualquier tipo de estructura. Para tratar de identificar en nuestro caso como fue la participación de esta componente se preparo una serie de gráficos comparativos que se presentaron en la figuras 6.25, 6.26 y 6.27, en ellos se evidenciaron cuales de las combinaciones características describían mejor el comportamiento real de la estructura. Se obtuvo entonces que la combinación bidireccional x-y para los 19 registros sísmicos, en los 6 modelos estructurales, presentó la tendencia más regular con valores que en promedio no superan el 20% de error, esto en los casos para desplazamientos y momentos, contrario a la estimación de las fuerzas cortantes, el cual fue irregular. Las dos combinaciones restantes por el contrario presentaron comportamientos irregulares en su totalidad y con valores negativos que en muchos de los casos superaron el 60% del valor real estimado; excepto en el caso donde se determinaron los valores para fuerzas cortantes, donde

claramente se aprecia la regularidad en la combinación  $x-z$ , fenómeno que puede atribuirse a varias condiciones, pero en este caso únicamente se va a servir para resaltar su importancia.

Por la observación anterior se recomienda que en todos los casos se incluya el efecto de la componente vertical, y mayor aun cuando se trata de estructuras con reducida rigidez en el sentido vertical.

Finalmente se espera que este trabajo represente un aporte para la obtención de criterios y observaciones que estén dirigidas a diseños confiables y rentables. Para ampliar lo aquí comentado, sería importante se continuara con los estudios de este fenómeno. Por lo cual se sugiere como futuras líneas de investigación:

- Estudios en otros modelos de puentes, como es el caso de estructuras cuyos periodos superen 1 o más segundos. Incluyendo modelos con muchos más casos de apoyos principales e intermedios.
- Estudiar parámetros que permitan encasillar los registros sísmicos según su localización sobre el terreno.
- Continuar con los estudios de sistemas que permitan disipar energía tanto en la base o cimentación de apoyos y pilas, como en las conexiones o juntas entre elementos en puentes.

# CAPITULO 8

## REFERENCIAS

AASHTO LRFD, (2004), “*Bridge Design Specifications*” Section 3. pp. 3-54.

Amirbekian R. y B. Bolt, (1998), “Spectral comparison of vertical and horizontal seismic strong ground motions in alluvial basins”. *Earthquake Spectra*, 14, pp. 573-595.

Araiza J., (2004), “Caso de ingeniería forense: el colapso del puentes de Tepalcates II”. *XIV Congreso de Nacional de Ingeniería Estructural*. Artículo IV-01, Acapulco, Guerrero.

Architectural Institute of Japan, (1995), “Preliminary reconnaissance report of the 1995” *Hyogoken-Nambu earthquake*, English edition, April.

Beresnev I., A. Nightengale y W. Silva, (2002), “Properties of vertical motions”, *Bulletin of Seismological Society of America*, Vol. 92, No. 8, pp. 3152-3164.

BMDSF, (2000), “Base mexicana de sismos fuertes”, *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C.*

Bozorgnia Y., M. Eeri, M. Niazi, M. Kenneth, W. Campbell, (1995), “Characteristics of free-field vertical ground motion during the Northridge earthquake”, *Earthquake Spectra*, Vol. 11, No. 4, pp. 515-525.

Broderick B., S. Elnashai, N. Ambraseys, J. Barr, R. Goodfellow y E. Higazy, (1994), “The Northridge (California) earthquake of 17 January 1994: Observations, strong-motion and correlative response analyses”, *Research Report ESEE-94/4*, Imperial College.





Castellanos S., R. Mireles y E. Reinoso, (2003), "Ductilidad y sobrerresistencia en puentes", Memorias Técnicas, XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, Gto.

Chopra, A. K. (1995) "*Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*". Prentice Hall. USA.

Elnashai A., J. Bommer, C. Lee, y A. Salama, (1995) "Selected engineering seismology and structural engineering studies of the Hyogo-Ken-Nanbu (Great Hanshin) earthquake de 17 January 1995", *Research Report ESEE-95/2*, Imperial College.

Eurocódigo., (1994), "Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes" Tomo 8, parte 2, pp. 34 a 36.

Gómez C., (2002), "Riesgo sísmico de puentes de hormigón armado de sección cajón y vano múltiples" Tesis de Doctorado, *Escuela Superior de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña*.

Heins C. y R. Lawrie, (1992), "*Design of Modern Concrete Highway Bridges*" Ed. Krieger.

Manual del ANIPPAC (2002), "*Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas*", ANIPPAC, Editores E Reynoso, M Rodríguez y R Betancourt.

MDOC (1993), "*Manual de diseño de Obras Civiles*", Cáp. II, Comisión Federal de Electricidad.

Menun C., A. Der Kiureghian, (1998), "A replacement for the 30%, 40%, and SRSS rules for multicomponent seismic analysis". *Earthquake Spectra*, Vol. 14, No. 1. pp. 153-163.

Newmark, N., M. Blume y K. Kapur, "Seismic design spectra for nuclear power plants", *J. Power Division*, 99, pp. 287-303.

NTCS, (2004), *Normas Técnicas Complementarias por Sismo*. Reglamento del Distrito Federal.

Papadopoulou O., (1989), "The effect of vertical excitation on reinforced concrete multi-storey structures", M.Sc. Dissertation, Imperial College.

Papaleontiou C., J. Roesset, (1992), "Effect of vertical accelerations on seismic response of RC structures", M.Sc. Dissertation, Imperial College.

Papaleontiou C. y J. Roesset, (1993), "Effect of vertical accelerations on seismic response of frames", en T. Moan et al., (eds) *Structural Dynamics-EURODY N'93*, Balkema , Rotterdam, pp. 19-26.

- Papazoglou A., A. Elnashai, (1996), "Analytical and field evidence of the damaging effect of vertical earthquake ground motion", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pp. 1109-1137.
- Perea T. y L. Esteva, (2004), "Effects of the vertical ground motions on the non-linear analysis of reinforced concrete frames" *13 World Conference on Earthquake Engineering*. Paper 1853.
- Perea T. y L. Esteva, (2005), "Componente vertical de registros sísmicos en México y su efecto en la respuesta sísmica no lineal de edificios", *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 72, pp. 45-79.
- Prisetley M., F. Seible y M. Calvi, (1996), "*Seismic design and retrofit of bridges*", John Wiley and sons.
- Rahai A. (2004), "Effect of earthquake vertical motion on RC bridge piers" *13 World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 3192.
- Reyes A., J. Juárez, A. López, J. Garay y J. Velásquez, (2005), "Evaluación de las reglas más comunes de combinación de los efectos de las componentes horizontales de un terremoto", *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 73, pp. 27-53.
- Rosenblueth, E y H Contreras (1977), "Approximate design for multicomponent earthquakes", *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 103, pp. 895-911.
- Saadeghvaziri M. y D. Foutch, (1991), "Dynamic behavior of RC highway bridges under the combined effect of vertical and horizontal earthquake motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 20, pp. 535-549.
- SDC, (2004), "*The Caltrans Seismic Design Criteria*", <http://caltrans-opac.ca.gov/publicat.htm>
- Singh J., (2005), "Vertical motions and design time histories", National information service for earthquake engineering, University of California Berkeley.
- Tena A. y M. Perez, (2006), "Design displacements for base isolators considering bidirectional seismic effects", *Earthquake Spectra*, Vol. 22, No. 3, pp. 803-825.
- Valdés J. (2005). "Análisis de efectos sísmicos ortogonales horizontales en terreno blando" XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México D.F. Art. II-06.
- Valdés J. (2003). "Análisis de la coherencia entre los componentes ortogonales horizontales del movimiento sísmico del terreno en el valle de México en la costa del pacifico mexicano". XIV Congreso nacional de ingeniería sísmica, León, Gto.
- Young, W. y R. Budynas, (1995) "*Roark's formulas for stress and strain*" Mc. Graw Hill. 7<sup>th</sup>. Edition 2002, Vol. 11, No. 4