



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE  
SAN NICOLÁS DE HIDALGO**

**MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS**

**Respuesta Sísmica de un Puente en Arco  
Considerando la Fluctuación de la Fuerza Axial**

**TESIS**

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRO  
EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS**

**PRESENTA**

**HIDALGO CHÁVEZ AGUIRRE**

**Director de Tesis: Dr. José de Jesús Álvarez Sereno**

**Morelia, Michoacán febrero de 2008**

*Dedicado con todo mi amor a mi familia,  
mis padres Justina e Hidalgo, y mi hermana, Galeana.  
A mis hermanos de vida, mis amigos, gracias a todos por estar ahí.*

## AGRADECIMIENTOS

---

A Dios y a mis padres, Justina e Hidalgo. Cada paso en mi vida los llevo presentes, su enseñanza y apoyo incondicional en cada decisión que he tomado me dan la fortaleza para seguir adelante. Agradezco el amor y amistad plena que me han dado. De igual forma me siento agradecido con mi hermana, Galeana, por su compañía y ejemplo a seguir en nuestro crecimiento. Cada momento difícil que ha sido superado a su lado reafirma la solidez de nuestra familia, me siento afortunado sobremanera de formar parte de ella y que ellos formen parte esencial de cada una de mis empresas.

La riqueza me invade al pensar en todos mis amigos, estoy sumamente agradecido porque siempre han estado presentes a pesar del tiempo y la distancia; son parte fundamental en cada uno de mis logros. En especial quiero mencionar a Gamaliel, Ivonne, Jaime, José Luís, Julio, Laura, Martín, y Rogelio, fueron muy importantes para que saliera adelante en los momentos difíciles de este proceso. Qué decir de Simón y Ulises, además de la amistad, su compañerismo y ejemplo de lucha en la maestría motivaron que saliera adelante en cada materia, les agradezco que no me hayan dejado desistir.

A mis familiares que siempre me han manifestado su apoyo. En particular, no dejaré de agradecer el apoyo de mi padrino Lázaro a mi familia, su amistad incondicional y cariño están siempre presentes en mi mente. También al Padre César por las constantes bendiciones y buenos deseos.

---

Estoy estrechamente agradecido con mi Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, en particular con el programa de *Maestría en Ingeniería en el Área de Estructuras*. Agradezco la enseñanza de mis profesores y su calidad humana, en particular quiero mencionar al Dr. José de Jesús Álvarez quien fue pieza clave para poder ingresar al programa. Tuve la fortuna de ser su alumno en el curso propedéutico, así como en el tercer semestre de la maestría; su constante motivación en clases estimuló mi interés por el estudio y el crecimiento profesional. Como asesor de tesis y tutor no podría sentirme más afortunado; muchas gracias por haberme tenido la confianza, tiempo, paciencia y por el impulso que le dio a mis actividades como alumno.

Agradezco a todas las personas que me apoyaron y contribuyeron para mi crecimiento en este proceso, no los olvidaré.

A mis sobrinitas Galia y Gania gracias por tan bella inspiración.

---

# ÍNDICE

---

<b>RESUMEN</b>	<b>iii</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>v</b>
<b>CAPÍTULO 1. Introducción</b>	<b>1</b>
1.1 Antecedentes	1
1.2 Investigación bibliográfica	4
1.3 Objetivo y alcance	6
1.4 Organización de la tesis	8
<b>CAPÍTULO 2. Modelo analítico</b>	<b>9</b>
2.1 Descripción del modelo	9
2.1.1 Geometría	9
2.1.2 Modelo primario con comportamiento lineal	14
2.1.3 Modelo final	18
2.2 Propiedades dinámicas	20
2.2.1 Amortiguamiento modal	20
2.2.2 Periodos y configuraciones modales	21
2.3 Comportamiento no lineal	26
2.3.1 Diseño preliminar	27
2.3.2 No linealidad del material	30
2.3.3 No linealidad geométrica	37

2.4 Movimientos sísmicos del terreno	37
2.4.1 Descripción de los movimientos sísmicos	39
2.4.2 Escalamiento de los movimientos sísmicos	43
2.5 Análisis dinámico	45
<b>CAPÍTULO 3. Respuesta del modelo</b>	<b>47</b>
3.1 Comportamiento estático del modelo	47
3.1.1 Carga gravitacional y calibración del modelo final	47
3.2 Comportamiento ante sismo	53
3.2.1 Comportamiento del tablero y clave del arco	53
3.2.2 Comportamiento de las pilas	70
3.2.3 Comportamiento del arco	74
<b>CAPÍTULO 4. Discusión</b>	<b>103</b>
4.1 Sobre el comportamiento	103
4.2 Movimientos sísmicos	114
4.3 Modelo de plasticidad	115
<b>CAPÍTULO 5. Conclusiones y comentarios finales</b>	<b>117</b>
5.1 Comentarios	117
5.2 Recapitulación	118
5.3 Conclusiones	119
5.4 Investigaciones futuras	122
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>124</b>
<b>ANEXO A. Figuras descriptivas de los sismos</b>	<b>127</b>

## RESUMEN

---

Los puentes en arco son estructuras que exhiben un comportamiento muy contrastante, ya que por un lado trabajan de una manera muy eficiente ante cargas permanentes y por el otro presentan un desempeño complejo ante la ocurrencia de temblores fuertes. El arco es un elemento con ductilidad limitada debido a las elevadas fuerzas de compresión generadas por la carga permanente; además, dichas fuerzas pueden variar de manera importante durante la ocurrencia de un movimiento sísmico. Por lo anterior, resulta de interés conocer la fluctuación de la fuerza normal en el arco durante la ocurrencia de un temblor.

Así pues, el objetivo del presente trabajo es estudiar un puente en arco de concreto sometido a varios movimientos sísmicos fuertes tomando en cuenta el efecto de la fluctuación de la fuerza axial ( $N$ ) al interactuar con el momento flexionante ( $M$ ) ya que lo anterior influye significativamente en el modelo de plasticidad y, por ende, en el comportamiento de toda la estructura.

El modelo en estudio corresponde a un puente con tablero superior, de 600 m de longitud total y 400 m de claro principal. La superestructura está conformada por un tablero continuo de 20 m de anchura y el arco cuenta con una relación flecha/claro de 1/5. Para la simulación numérica se empleó el código de elementos finitos Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis (ADINA R & D, Inc., 2005), modelando tanto las pilas como el arco del puente por medio de una serie de relaciones momento-

curvatura y así tomar en cuenta la interacción N-M. Para la evaluación de la respuesta sísmica del modelo se usaron un conjunto de diez registros sísmicos, con las tres componentes cada uno, escalados linealmente a una aceleración máxima del terreno de 0.5 g en la componente horizontal más fuerte; estos registros conforman una colección representativa de sismos con diferente duración y contenido de frecuencias.

Se evaluó la respuesta dinámica tridimensional del puente estudiando el comportamiento temporal de sus parámetros principales. Los resultados muestran que la fuerza de compresión producida por la carga permanente en los arranques del arco experimenta una variación que puede llegar a valores de hasta un 75% durante la ocurrencia de un movimiento sísmico en el que la velocidad máxima del terreno sea considerablemente elevada, lo que trae como consecuencia la fluencia por flexión de varias secciones del arco. También se encontró que el nivel de fuerza axial correspondiente a la falla balanceada es superado fácilmente, por lo que el arco es muy susceptible a fallar de manera frágil. Se observa una marcada influencia de la velocidad como medida de peligrosidad para predecir la respuesta de sistemas estructurales con periodo largo.

## ABSTRACT

---

It is presented a study of an arch bridge with a continuous deck of 600 m total length and 20 m width, center span of 400 m and arch rise of 80 m. A representative number of seismic records are used, taking into account the three different components of each earthquake with the main objective of studying the effect of the axial force fluctuation interacting with the bending moment in the arch rib. It was analyzed using the ADINA code and the results show that there is a  $\pm 70\%$  variation of the axial force at the springing during the earthquake which produces flexural yielding in the arch rib.

# Capítulo 1

## INTRODUCCIÓN

---

### 1.1 ANTECEDENTES

Es difícil describir con certeza desde cuándo existen los puentes; tal vez el hombre, con su inteligencia y capacidad de observación, pudo ingeniárselas para él mismo fabricar un puente, una forma de salvar algún accidente topográfico y así abrirse paso para evolucionar como especie y llevar de la mano el avance tecnológico de estas estructuras que hoy en día se siguen desarrollando. En principio, los materiales usados eran la madera y la piedra principalmente, hasta finales del siglo XVIII cuando se logró obtener hierro colado. Casi un siglo más tarde, ya en el siglo XIX, surge el acero como un material estructural asequible y prevalece hasta el siglo XX con el surgimiento del concreto.

Al paso de los años, la necesidad de mantener la integridad de los puentes ha ido cambiando; el primer gran impulso en el avance de estas estructuras se da a partir de la necesidad del Imperio Romano por abarcar cada vez más territorios y mantenerlos comunicados. Siglos más tarde, los puentes se convierten incluso en puntos estratégicos de defensa contra invasiones en la edad media y su integridad era resguardada por fortificaciones. De cualquier forma, el principal impulsor en la tecnología de puentes son los medios de transporte, desde el surgimiento de la locomotora hasta los vehículos actuales, en donde la seguridad de los usuarios y garantizar las vías de comunicación ante contingencias, dictan la integridad de los puentes por medio de códigos de diseño.

El arco constituye una de las formas básicas más usadas para la construcción de puentes. Así como lo describe Álvarez (2004, página 1) “el puente arco es una solución estructural natural, que a la vez resulta estéticamente placentera y muestra claramente su función; se integra fácilmente al entorno y generalmente goza de buena aceptación”. Hoy en día mantiene su popularidad gracias al avance tecnológico de los materiales de construcción, así como de las técnicas constructivas y dispositivos de protección sísmica. En la actualidad existen puentes de más de 400 m de longitud, como el caso de los récords mundiales: el Puente Wanxian de 420 m (Figura 1.1) y el Puente Lupu de 550 m (Figura 1.2) de claro principal para puentes de concreto y de acero, respectivamente (Álvarez et al., 2006), ambos puentes localizados en China.

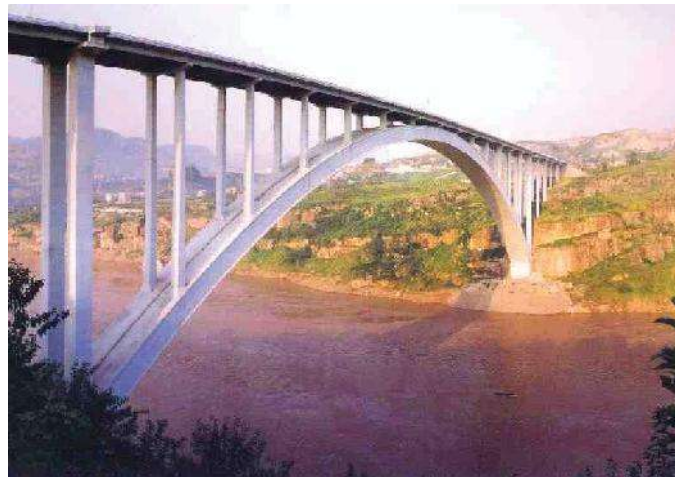


Figura 1.1 El Puente Wanxian (<http://caminos.udc.es/>)

El problema principal que se plantea al proyectar un puente es el saber cómo va a ser (tipo de estructura, material a utilizar, dimensiones, etc.), pero todo lo anterior queda condicionado por varios factores, como el comportamiento y el procedimiento constructivo del mismo. El conocer la manera en que se construirá el puente depende principalmente de las dimensiones, mientras más grande, más complejo o caro puede resultar la construcción del mismo. Hablando de puentes en arco de concreto, el procedimiento constructivo se vuelve crucial debido a la necesidad de cimbras, ya que por ejemplo en el caso de puentes atirantados y colgantes los procesos de construcción son más fáciles de llevar a cabo y requieren menos medios.

En años recientes, el método constructivo por avance en voladizo ha sido el más usado para la realización de puentes en arco, sobretodo para el resurgimiento de los de concreto. En este tipo de procedimiento, en cada etapa de construcción se crea una estructura parcial en los arranques del arco, la cual se debe resistir a sí misma y permitir la construcción de la fase siguiente por medio de tirantes o cables; o bien, se puede utilizar una estructura auxiliar que resista las diferentes partes, hasta que la estructura esté acabada y se resista a sí misma, entonces se pueda retirar la estructura auxiliar, como es el caso del uso de diagonales. En la Figura 1.3 se muestra un esquema de ambos procedimientos.



Figura 1.2 El Puente Lupu (<http://www.google-earth.es/>)

La eficaz forma de trabajar de los puentes en arco, transmitiendo las elevadas cargas de compresión a los apoyos, cuando se someten ante carga permanente y lo ya descrito en los párrafos anteriores, los hace competir en la actualidad con los puentes atirantados y los colgantes y por ende se les considera uno de los tres tipos de puentes de gran claro. Para que el arco, siendo el elemento principal de este tipo de puentes, trabaje primordialmente ante fuerzas de compresión y mantenga momentos flexionantes relativamente bajos, la directriz del arco debe seguir la curva antifunicular de las cargas permanentes a las que se verá sometido; lo anterior provoca una ductilidad limitada y puede llevar a una falla frágil (Sakai et al., 2002); por otro lado, presentan un comportamiento complejo ante la ocurrencia de sismos fuertes, y aunque no hay registro de daños severos en el pasado debido a éstos, el puente puede quedar vulnerable después de un movimiento sísmico ante posibles réplicas.

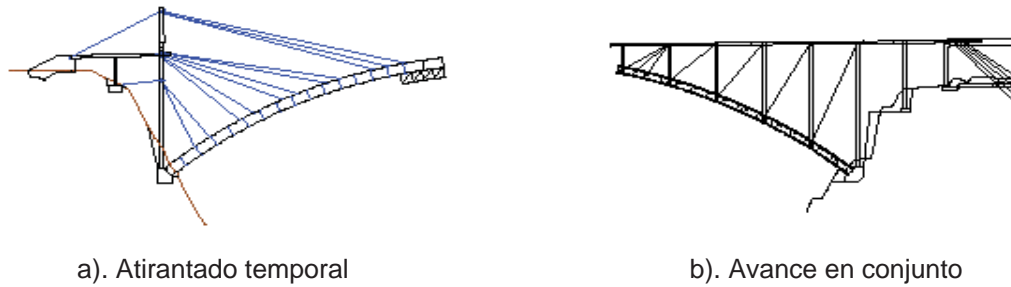


Figura 1.3 Esquemas de construcción por avance en voladizo  
(imagen modificada de Álvarez, 2004)

Debido a la limitada ductilidad en los arcos, los niveles de fuerza sísmica debieran estar basados en una respuesta elástica (Priestley *et al.*, 1996, página 154), pero ante un sismo, los elementos mecánicos actuantes en una estructura cambian constantemente y pudieran rebasar los niveles elásticos dejando propensa a la estructura ante una posible falla frágil; más aún con los efectos adicionales de pandeo dentro y fuera del plano al interactuar con las elevadas fuerzas de compresión. Por lo anterior, el estudio del comportamiento de este tipo de puentes ante solicitaciones sísmicas es de suma importancia y sobre todo el escrutinio de los principales elementos estructurales en su modelado y por consecuencia su respuesta.

Uno de los factores más importantes a considerar en el comportamiento dinámico de los puentes en arco es la fluctuación de la carga axial en su elemento principal ante un sismo, ya que al interactuar con el momento flexionante puede provocar que el arco presente fluencia por flexión en alguna zona del mismo, de tal manera que es necesario estudiar más a fondo la no linealidad del puente ante dicha combinación de elementos mecánicos. A continuación se comentan algunos de los estudios más recientes con relación a este tipo de estructuras y a los motivos de esta investigación.

## 1.2 INVESTIGACIÓN BIBLIOGRÁFICA

En los últimos años, el estudio de puentes en arco ha sido retomado nuevamente; el avance tecnológico y los procedimientos constructivos actuales, han provocado que este

tipo de puentes sea competitivo para salvar grandes claros. Aun así, son pocos los investigadores los que han centrado su atención en el estudio de los puentes en arco de concreto.

McCallen *et al.* (1999) estudiaron la respuesta dinámica del puente Bixby Creek en California. Se trata de un puente en arco de concreto de 97.6 m de claro principal, en el que el modelado del arco y las pilas del puente se llevó a cabo por medio de elementos fibra. Los resultados obtenidos ilustran una disminución en las distorsiones y una redistribución de las fuerzas de los miembros estructurales al incluir la no linealidad del material en el análisis. También notaron la tendencia que tienen este tipo de estructuras a tener periodos naturales de vibración largos y por tal motivo, lo esencial que resulta incluir en la evaluación del riesgo sísmico los efectos de fuente cercana si la estructura está próxima a alguna falla.

Kawashima y Mizoguti (2000) estudiaron la respuesta sísmica de un puente en arco de concreto (de 150 m de claro principal) por medio de análisis dinámicos. Su investigación se centró en revisar la influencia que tiene la componente vertical de un registro sísmico en la respuesta del puente y determinaron que la fuerza axial y el momento flexionante varían notablemente al considerar dicha componente; además notaron que la fuerza axial inducida por el sismo puede ser del doble de la considerada para diseño, presentándose incluso tensión y fluencia por flexión en algunas partes del arco.

En consecuencia, Sakai y Kawashima (2002) estudiaron el efecto de la variación de la fuerza axial en el mismo puente de 150 m, modelaron los elementos del arco por medio de elementos fibra. Concluyen en la importancia que tiene la inclusión de la interacción de la fuerza axial con el momento flexionante en la evaluación sísmica en este tipo de puentes. Observaron que sí se llega a la fluencia por flexión en los arranques del arco y en la parte central del mismo, además de que el momento flexionante resultó ser un 36% mayor al de fluencia. Vieron que la fuerza axial excede el nivel de la falla balanceada en la parte central del arco, por lo tanto el arco queda susceptible a una falla frágil.

Álvarez y Aparicio (2003) muestran un panorama del estado del conocimiento sobre la respuesta sísmica analítica en los puentes en arco de acero y concreto. Es este estudio concluyen en la importancia que tiene el evaluar la respuesta de este tipo de puentes ante sismos tomando en cuenta análisis dinámicos tridimensionales no lineales, y la importancia de ahondar más en aspectos como la interacción suelo estructura, la variabilidad espacial, los efectos de fuente cercana, la interacción fuerza axial-momento y la respuesta empleando sistemas de control.

A raíz de lo anterior, Álvarez (2004) estudia la eficacia de amortiguadores viscosos con comportamiento lineal y no lineal, como dispositivos de control en la respuesta sísmica de un puente en arco de gran claro (400 m de claro principal). En su trabajo concluye con la importancia que tiene la implementación de este tipo de sistemas de control para reducir las demandas de ductilidad y los elementos mecánicos en la estructura, así como la viabilidad en la elaboración de dichos elementos de control en la actualidad gracias al avance tecnológico; también concluye en lo esencial que resulta tomar en cuenta la fluctuación de los esfuerzos normales durante el movimiento sísmico y la susceptibilidad de este tipo de estructuras a la velocidad más que a la aceleración.

### **1.3 OBJETIVO Y ALCANCE**

El objetivo general de este trabajo es evaluar el efecto que tiene la fluctuación de la fuerza axial al interactuar con el momento flexionante durante la ocurrencia de un sismo, en un puente en arco de gran claro. Debido a la naturaleza de este tipo de estructuras, el estudio se centra especialmente en el arco siendo el elemento estructural principal de este tipo de puentes. Se trata de un puente de concreto reforzado con tablero superior, una longitud total de 600 m y un claro principal de 400 m, dimensiones similares al actual récord mundial (el Puente Wanxian de 420 m), el modelo se describe detalladamente en el Capítulo 2.

Estudiar los efectos dinámicos de varios movimientos sísmicos fuertes en un puente con las dimensiones propuestas, nos puede dar una idea más clara de lo que puede pasar en

puentes con geometría más pequeña. Se busca analizar los parámetros más representativos en el comportamiento de la estructura ante la variación de la fuerza axial, y así poder establecer de manera más clara cuáles son los puntos más relevantes a estudiar en futuras investigaciones. Para alcanzar el objetivo general de esta investigación, se plantearon como objetivos particulares los siguientes:

1. Hacer una revisión bibliográfica de lo concerniente al tema y así dejar claros los antecedentes necesarios, así como una exploración de los alcances del paquete de análisis elegido para los propósitos planteados: Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis (ADINA R & D, Inc., 2005),
2. Seleccionar un conjunto representativo de registros sísmicos con diferentes características de cercanía y contenido de frecuencias, para poder llevar a cabo los análisis dinámicos paso a paso,
3. Revalorar el modelo del puente en arco dimensionado *ex profeso* (Álvarez, 2004), en cuanto a la geometría de conjunto, las dimensiones de sus secciones transversales, y el diseño de los elementos de su subestructura,
4. Elaborar el modelo analítico del puente en arco, considerando la no linealidad geométrica y del material usando el programa de elementos finitos ADINA,
5. Establecer mediante varios análisis estáticos y de frecuencias una calibración adecuada entre un modelo analítico detallado por medio de elementos fibra y uno simplificado por medio de barras tridimensionales,
6. Revisar las diferencias principales en el comportamiento del puente al considerar la fluctuación de la fuerza axial, identificando parámetros representativos de respuesta y las fuerzas internas en los análisis dinámicos, y
7. Distinguir cuáles son las variables más notables que intervienen en el comportamiento del modelo del puente en estudio.

Dada la cantidad de resultados que se obtienen en los análisis dinámicos paso a paso en el tiempo y al número de sismos a utilizar, se pretende hacer una selección de parámetros de respuesta acotados a los intereses principales de esta investigación, enfocados principalmente al comportamiento del arco en cuanto al desplazamiento, velocidad y aceleración en distintos puntos del mismo, así como las fuerzas internas obtenidas de los análisis.

## **1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS**

En el Capítulo 2 se hace una descripción del modelo analítico, se especifica la geometría en su conjunto, así como el modelo inicial a base de elementos fibras y el último conformado por elementos barra tridimensionales. Se determinan las propiedades dinámicas en cuanto al amortiguamiento, los periodos y las configuraciones modales de ambos modelos. Se detalla el diseño preliminar de los elementos estructurales del puente y se comenta la inclusión de la no linealidad geométrica y del material. Asimismo, se describen los movimientos sísmicos empleados y su escalamiento.

El Capítulo 3 presenta la respuesta estática de los modelos manejados en el estudio, así como la forma en que se llevó a cabo la calibración del *Modelo Final*, para posteriormente en el mismo capítulo mostrar los resultados de este último ante sismo.

En el Capítulo 4 se hace una discusión sobre el comportamiento del puente, valorando los parámetros más relevantes que intervienen en la respuesta. De igual forma se comenta lo referente a los sismos y el modelo de plasticidad empleados.

Ya en el Capítulo 5 se presentan las conclusiones de este trabajo y se hace mención de las investigaciones futuras que podrían desprenderse de la presente.

Por último, en el Anexo A se presentan las historias temporales de desplazamiento, velocidad y aceleración de los diferentes registros sísmicos empleados en los análisis, así como los correspondientes espectros lineales de respuesta.

# Capítulo 2

## MODELO ANALÍTICO

---

### 2.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO

De acuerdo con los objetivos planteados en esta investigación, se eligió el modelo dimensionado *ex profeso* (Álvarez, 2004) el cual puede ser utilizado como prototipo. El modelo analítico está basado en la configuración y las secciones transversales del puente que se describen detalladamente a continuación.

#### 2.1.1 GEOMETRÍA

En la Figura 2.1 se puede observar de manera general la geometría del modelo del puente que se utilizó para esta investigación. Se trata de un puente en arco de concreto reforzado con tablero superior continuo de 600 m de longitud total y 20 m de anchura (carretera de cuatro carriles); consta de 10 claros de 40 m sobre el arco, cuatro claros de 35 m (dos a cada lado del arco) y dos claros de 30 m (uno en cada extremo del puente). El tablero se apoya sobre dos estribos y 15 pilas. El arco salva un claro de 400 m y tiene una flecha de 80 m, para una relación flecha a claro de 1/5, y su directriz se aproxima a la curva antifunicular de las cargas gravitacionales. Las dimensiones del claro y flecha propuestos son muy similares a las del actual récord mundial en puentes en arco de concreto, el puente Wanxian (Figura 1.1).

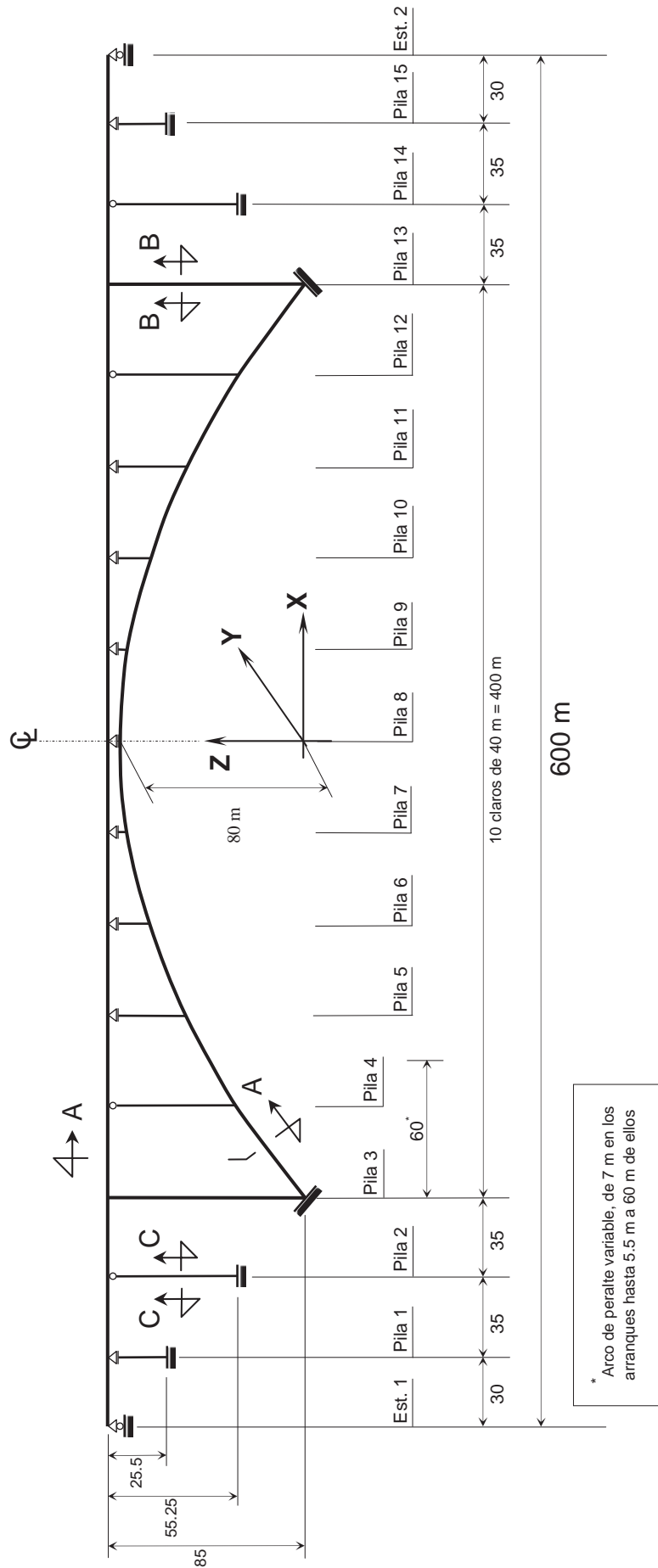
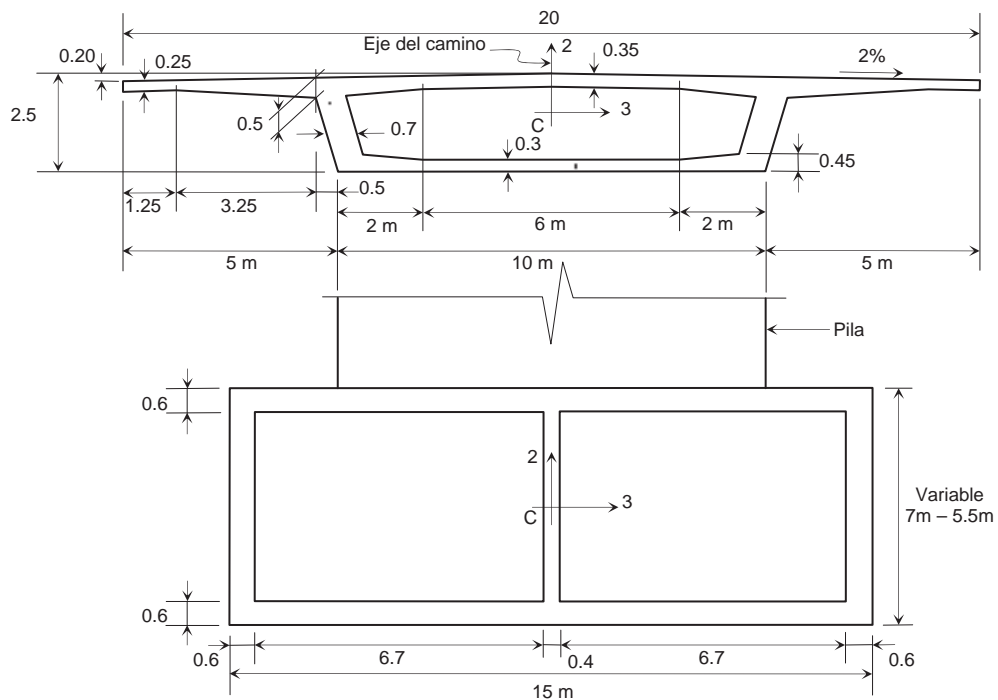


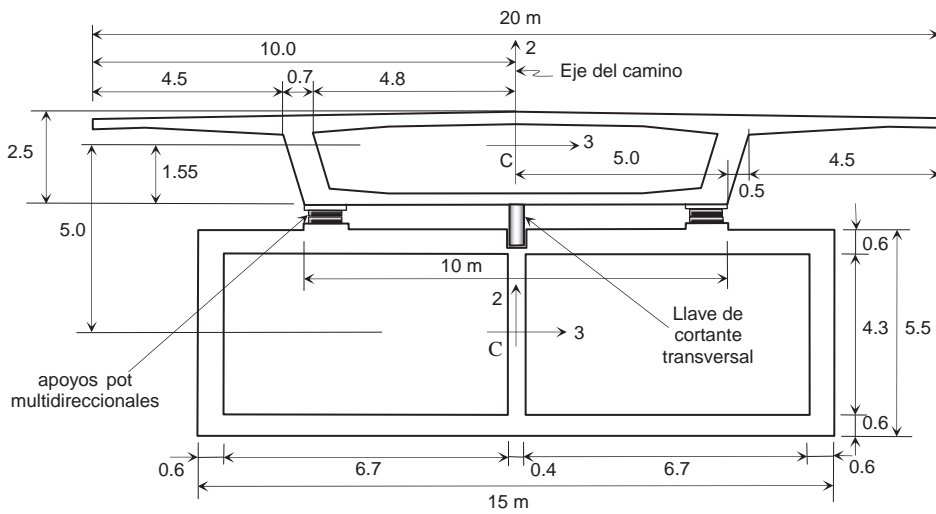
Figura 2.1 Vista en elevación del modelo (imagen modificada de Álvarez, 2004)

La vinculación pilas-tablero está dada de la siguiente manera: las pilas más altas (3 y 13), que en adelante se identifican como pilas principales, se consideraron conectadas de manera continua con la superestructura con el objetivo de limitar su esbeltez. Las dos pilas adyacentes a las principales (2, 4, 12 y 14) se consideraron articuladas por medio de apoyos pot fijos en su conexión con la superestructura, tomando en cuenta también su esbeltez. En el resto de las pilas (1,5 a 11 y 15) así como en los estribos, se propuso que el tablero descansa sobre apoyos pot multidireccionales, permitiendo así que exista deslizamiento horizontal del tablero en la dirección longitudinal, ya que los desplazamientos transversales serán restringidos por llaves de cortante colocadas en dichas pilas y ambos estribos, donde la pila 8 es la clave del arco. Las pilas apoyadas sobre el arco se consideraron continuas con éste. Así, despreciando la fricción en los apoyos pot multidireccionales dotados de PTFE (teflón), las pilas 2, 3, 4, 12, 13 y 14 en dirección longitudinal, y todas las pilas, el arco y ambos estribos en direcciones transversal y vertical resistirían las fuerzas de inercia de la superestructura.

Ya definida la configuración del puente se procedió a definir la geometría de las secciones transversales de los elementos del puente. Para la superestructura se propuso una sección en cajón presforzado de una sola célula con peralte de 2.5 m (1/16 del claro más grande), similar al utilizado en otros proyectos (Gauthier *et al.*, 1998; Lacoste *et al.*, 1998); el resto de las dimensiones se basaron en los criterios expuestos por Aparicio y Casas (2000) para tableros de sección en cajón. En cuanto a las pilas, se propusieron secciones rectangulares de concreto reforzado en cajón que tuvieran las dimensiones necesarias para ajustar su esbeltez con las de otros casos (Faria *et al.*, 2000; Abeysinghe *et al.*, 2002). Por lo anterior, a las pilas principales de 85 m se les asignó una sección transversal de 6 por 10 m, y al resto de las pilas, de 3 por 10 m. La sección transversal del arco se consideró variable en la zona próxima a los arranques (un 15% de la longitud del claro) al igual que el puente Van Staden; así, se propuso una sección de doble cajón con una anchura de 15 m y un peralte variable de 7 m en los arranques y disminuyendo gradualmente hasta 5.5 m en los primeros 60 m (0.15L), manteniendo esta dimensión constante en la zona central del arco. En la Figura 2.2 se pueden apreciar las secciones transversales del puente anteriormente descritas.



a). Corte A-A. Secciones de tablero y arco en arranques



b). Tablero y arco. Corte por el centro del claro

Figura 2.2 Secciones transversales del modelo (imagen modificada de Álvarez, 2004)

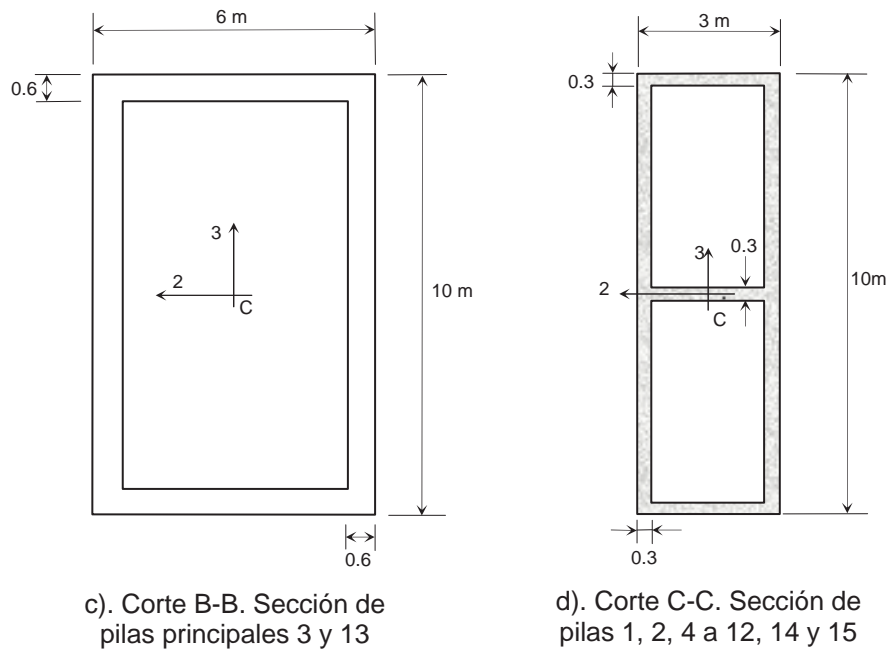


Figura 2.2 (Continuación)

La forma geométrica del arco debe seleccionarse de tal manera que éste quede sometido predominantemente a fuerzas de compresión y momentos flexionantes relativamente pequeños ante cargas permanentes. Para conseguir lo anterior, la directriz del arco debe ser lo más parecida a la curva antifunicular de las cargas que actúan permanentemente sobre el arco, las cuales quedan definidas por la superestructura (peso propio, carga permanente y 50% de la carga viva), las pilas y el arco en si. Se consideraron inicialmente una directriz parabólica, dado el número de pilas que apoyan sobre el arco y una circular, la cual se apegaba considerablemente con el antifunicular por puntos (valores que anulan por completo la flexión).

En la Figura 2.3 se muestran el antifunicular por puntos, la parábola  $z = -0.002x^2 + 80$ , el arco de círculo de  $x^2 + (z + 210)^2 = 290^2$ , y la curva que representa el promedio de las dos ecuaciones anteriores, la cual queda definida por la siguiente ecuación:

$$z = -0.001x^2 + \sqrt{145^2 - 0.25x^2} - 65 \quad [2.1]$$

Gráficamente se puede concluir que la curva *promedio* (Ecuación 2.1) es la que mejor se apega a la directriz por puntos, por lo que se optó por verificar que también fuera la que arrojará momentos flexionantes más pequeños; una vez que se corroboró lo anterior, dicha curva fue la que finalmente se seleccionó.

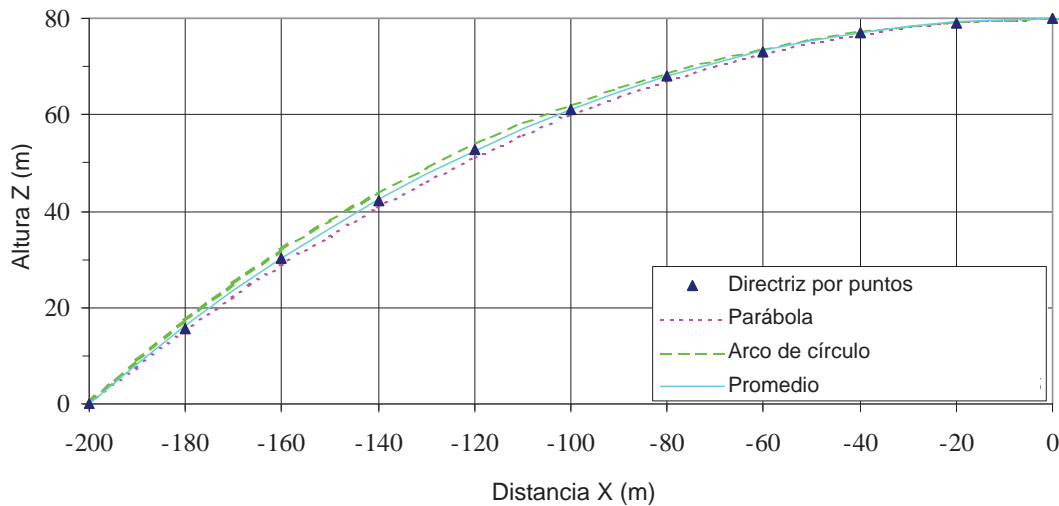


Figura 2.3 Posibles directrices del arco (imagen modificada de Álvarez, 2004)

### 2.1.2 MODELO PRIMARIO CON COMPORTAMIENTO LINEAL

El puente se modeló usando el programa de elementos finitos Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis (ADINA R & D, Inc., 2005), en su versión 8.2.2, código que permite llevar a cabo el análisis de sólidos, estructuras, fluidos y flujo de los mismos interactuando con estructuras, entre otras cosas; programa que en adelante se le denomina ADINA. Se partió de un modelo estructural con comportamiento lineal por medio de elementos barra tridimensionales en las pilas y el tablero del puente, y elementos finitos tipo fibra en el arco (elemento principal), tratando así de tomar en cuenta el comportamiento del acero y del concreto por separado, tal como se ha hecho en otras investigaciones (McCallen *et al.*, 1999; Sakai y Kawashima, 2002). En la Figura 2.4 se puede observar el modelo del puente en arco; en la zona de conexión de las pilas con el arco se tuvo que refinar el mallado para conectar a detalle dichos elementos y así lograr transmitir de manera más uniforme los elementos mecánicos al

arco del puente, tal como se muestra en la Figura 2.5, además de que en el interior de la sección de doble cajón del arco se consideró la existencia de diafragmas rígidos, los cuales debieron ser conectados de manera apropiada también. Para lograr las conexiones mencionadas anteriormente se utilizaron elementos de conexión tipo *rigid link*, los cuales pueden ser configurados para transmitir los giros y desplazamientos que se deseen entre un nodo maestro y uno esclavo, así como ecuaciones que unen de forma continua dos nodos adyacentes que no coincidan en su geometría (constraints). En la Figura 2.6 se muestra la colocación de dichos elementos y los diafragmas.

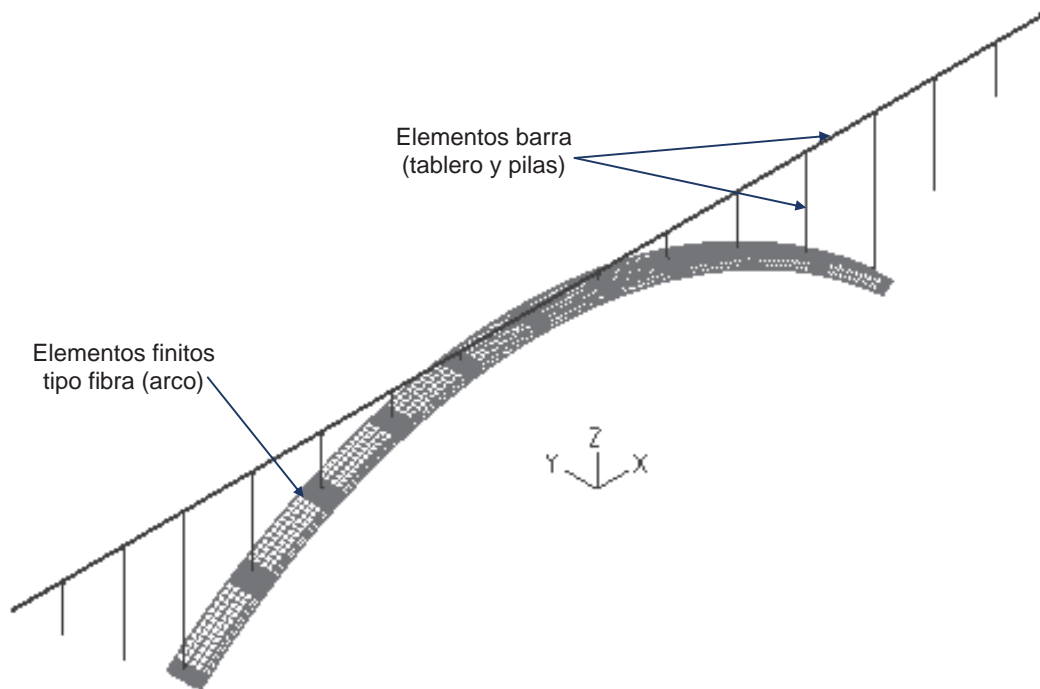


Figura 2.4 Modelo Primario del puente

En el caso del modelo primario, se consideró una zona rígida en la conexión de los cabezales de las pilas 3 y 13 con el tablero mediante la opción *rigid end-zone* que proporciona el código ADINA, en la cual se proporcionó como longitud rígida el 100% de la sección inmersa al centroide de cada elemento, 1.55 m para el cabezal de las pilas y 3 m en el caso de las barras del tablero. En el resto de las pilas se utilizaron los elementos *rigid link* ya mencionados liberando el giro en el eje Y, y a excepción de las pilas 2, 4, 12 y 14 (debido a la articulación), el desplazamiento en X (longitudinal) y giro en el eje Z. El giro en torno al eje X se consideró restringido debido a la separación

entre los dos apoyos pot en el cabezal de todas las pilas, con lo cual se transmiten momentos flexionantes en dicha dirección a las pilas y al arco (en el caso de la pila 8). Por medio de estos elementos, se pudo tomar en cuenta también la excentricidad al eje neutro en conexión de la superestructura.

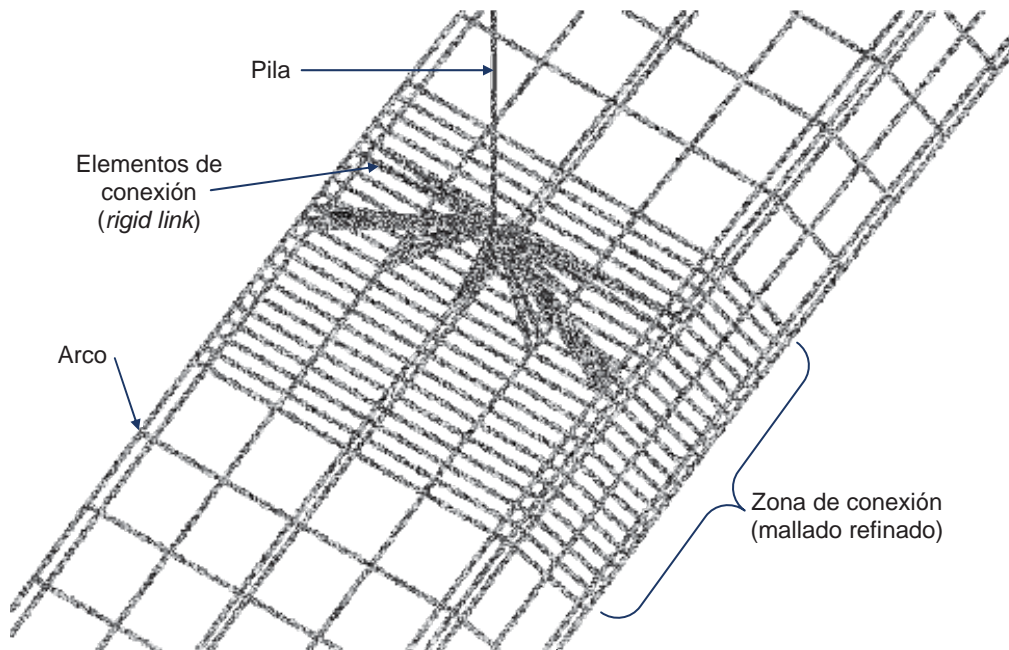


Figura 2.5 Conexión de pilas con arco

Las propiedades geométricas de la sección transversal del arco se toman directamente del tamaño de los elementos finitos configurados en ADINA; las varillas correspondientes se modelaron por medio de elementos barra configurados con la función *rebar* (barras de refuerzo), tal como se muestra en la Figura 2.7. En el caso de las pilas y el tablero, las propiedades quedaron definidas por la sección bruta, así como se detalla en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Propiedades geométricas de las pilas y el tablero

Elemento	A, m <sup>2</sup>	J, m <sup>4</sup>	I <sub>2</sub> , m <sup>4</sup>	I <sub>3</sub> , m <sup>4</sup>	Av <sub>2</sub> , m <sup>2</sup>	Av <sub>3</sub> , m <sup>2</sup>
Tablero	12.90	29.03	307.80	10.50	3.59	9.96
Pilas 3 y 13	17.76	208.91	159.19	69.23	7.20	12.00
Pilas 1, 2, 4 a 7, 9 a 12, 14 y 15	8.16	33.19	58.72	8.41	2.70	6.10

Los arranques del arco, así como las pilas 1, 2, 14 y 15 se consideraron empotrados en la cimentación ya que este tipo de puentes suelen construirse en suelos firmes o rocosos por lo que se desprecia la interacción suelo-estructura debido a la poca influencia que puede tener el suelo en el comportamiento de la estructura en sí.

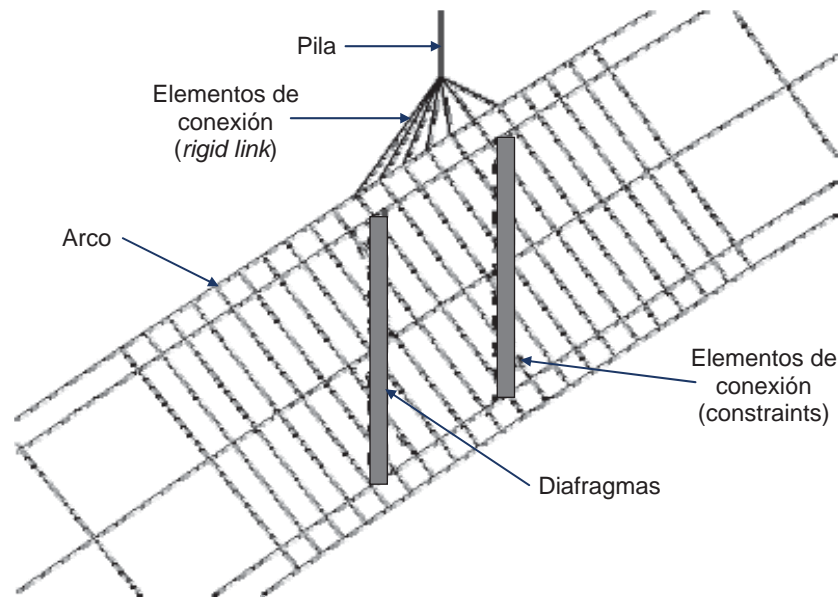


Figura 2.6 Elementos de conexión y diafragmas rígidos en el arco

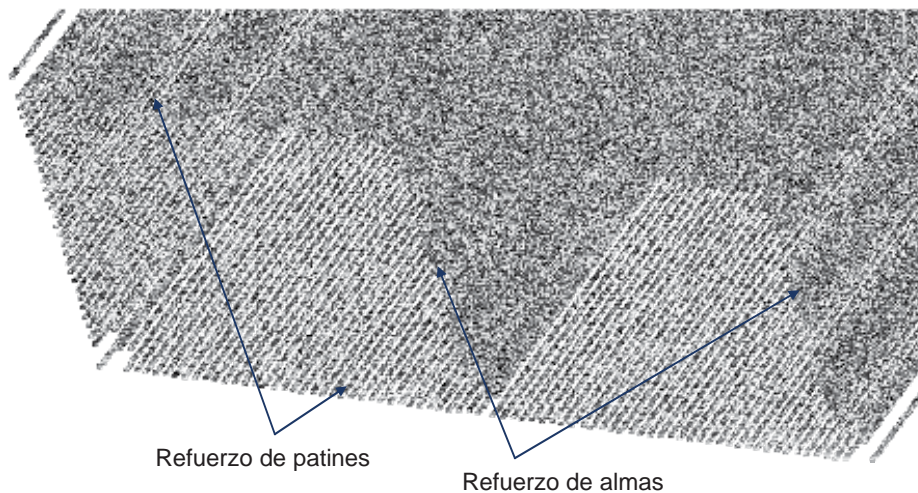


Figura 2.7 Varillas de refuerzo en el arranque del arco

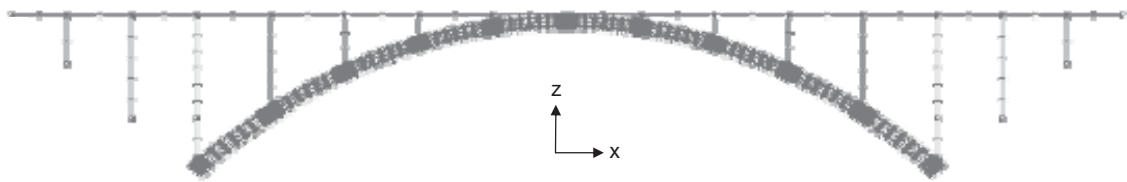
Se utilizó acero de refuerzo con límite de fluencia de  $f_y=400$  MPa, un módulo de elasticidad de 200000 MPa, un módulo de Poisson de 0.3, y una densidad de  $7.8 \text{ kN-s}^2/\text{m}^4$ . En cuanto a la resistencia a compresión del concreto, se recomienda que oscile entre 22.5 y 45 MPa para fines de diseño sísmico, ya que con resistencias mayores se incrementa la fragilidad del material (Priestley *et al.*, 1996, página 266). Con base en lo anterior, se consideró un concreto que cuenta con una resistencia de  $f'_c=40$  MPa, un módulo de deformación longitudinal de  $E_c=36000$  MPa a 28 días (cargas instantáneas o rápidamente variables), un módulo de Poisson de 0.2; se consideró un peso volumétrico de  $24.5 \text{ kN/m}^3$  para una masa de  $2.5 \text{ kN-s}^2/\text{m}$  por metro cúbico de concreto.

### 2.1.3 MODELO FINAL

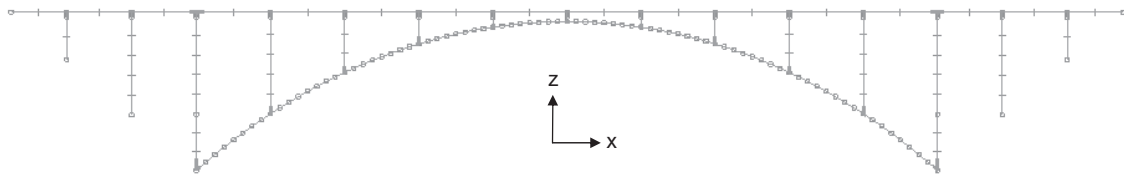
Dadas las características del puente, en el *Modelo Primario* ya descrito se detallaron con muy buena aproximación las condiciones reales de toda la estructura. Empero, el número tan elevado de ecuaciones a resolver para analizar la estructura resulta en horas máquina excesivas e imprácticas cuando se llevan a cabo varios análisis no lineales paso a paso en el tiempo. De allí, que se optó por construir un modelo adicional al cual se le denomina en adelante *Modelo Final*. Así se logra mermar el tiempo máquina de días (incluso semanas) a varios minutos.

Este modelo tiene como principal diferencia la configuración del arco del puente, ya que se optó por utilizar elementos barra tridimensionales al igual que el resto de la estructura. Las condiciones de apoyo en los arranques permanecieron iguales, el complemento principal fue la implementación de zonas rígidas en la base de las columnas conectadas al arco por medio de la opción *rigid end-zone* (al igual que el cabezal de las pilas 3 y 13), se tomó como longitud rígida el 100% de la sección inmersa al centroide de cada elemento, variable para las pilas 3 a 13, tomando en cuenta la geometría curva del arco (dirección Z), y para la longitud rígida de éste se tomaron 3 m para la conexión con las pilas 3 y 13, y 1.5 m para el resto, dichas dimensiones medidas horizontalmente (dirección X).

Adicionalmente, se consideraron nodos intermedios en todos los elementos del puente, lo anterior con el objeto de tomar en cuenta la influencia de los modos superiores ya que la longitud de algunas pilas y los claros del tablero son relativamente grandes, y también con la intención de estudiar la respuesta en varios puntos de la estructura. Para las pilas se dejaron separaciones entre 10 y 13 m entre dichos nodos, en el caso de la superestructura solamente se colocó un nodo intermedio, y en los claros del arco se consideraron ocho elementos. En la Figura 2.8 se tiene esquemáticamente lo antes descrito para ambos modelos, y en la Tabla 2.2 se muestran las propiedades geométricas de los elementos barra utilizados para el arco.



a). Modelo Primario



b). Modelo Final

Figura 2.8 Zonas rígidas y nodos intermedios en los modelos analíticos del puente

En el Capítulo 3 se describe la manera en que se calibró el *Modelo Final* con el *Modelo Primario*. Adicionalmente se comparan también los modos de vibrar de ambos modelos en el punto 2.2.2 de este capítulo. De tal forma que se justifica el uso de barras tridimensionales en el elemento principal del puente para fines de cumplir con los objetivos de esta investigación.

Tabla 2.2 Propiedades geométricas del arco en el Modelo Final

Elemento	A, m <sup>2</sup>	J, m <sup>4</sup>	I <sub>2</sub> , m <sup>4</sup>	I <sub>3</sub> , m <sup>4</sup>	Av <sub>2</sub> , m <sup>2</sup>	Av <sub>3</sub> , m <sup>2</sup>
Arco (arranques)	27.28	496.57	698.55	210.88	11.37	18.00
5	27.08	479.95	690.77	202.10	11.16	18.00
10	26.88	463.51	682.98	193.54	10.95	18.00
15	26.68	447.24	675.20	185.18	10.8	18.00
20	26.48	431.15	667.42	177.04	10.58	18.00
25	26.28	415.23	659.64	169.10	10.37	18.00
30	26.08	399.52	651.86	161.36	10.24	18.00
35	25.88	383.96	644.08	153.83	10.00	18.00
40	25.68	368.54	636.30	146.51	9.77	18.00
45	25.48	353.37	628.52	139.38	9.58	18.00
50	25.28	338.28	620.73	132.45	9.38	18.00
55	25.08	323.40	612.95	125.72	9.25	18.00
Arco (zona central)	24.88	309.57	605.17	119.16	8.80	18.00

## 2.2 PROPIEDADES DINÁMICAS

Para el cálculo de las propiedades dinámicas, es necesario establecer la masa actuante en el modelo del puente, para lo cual se siguió el criterio que para la combinación de acciones prevén tanto el EC8/2 (CEN, 1998b) como la instrucción IAP (MF, 1998, página 72), el cual consiste en combinar, para sismo, el valor representativo de las acciones permanentes (peso propio más carga muerta de la superestructura), el valor casi-permanente de la acción relativa a la sobrecarga de uso para un puente con alta intensidad de tráfico, y el valor característico de la acción sísmica.

### 2.2.1 AMORTIGUAMIENTO MODAL

En estructuras de concreto se acepta tomar una fracción del amortiguamiento crítico del 5% (medido en edificios existentes) para el análisis sísmico, no obstante que en el caso de puentes este valor puede quedar muy por encima del valor real, ya que se trata de estructuras que prácticamente no cuentan con elementos no estructurales que pudieran contribuir al amortiguamiento. También se recomiendan valores que oscilan entre un 2 y 3% (ver, por ejemplo, Chopra, 2001, página 454), o bien se puede recurrir a alguna base de datos con amortiguamientos medidos en estructuras existentes con

configuraciones similares, lo cual es escaso para puentes con las características ya mostradas en este capítulo. Por otro lado, en el paquete ADINA se tiene la función de proporcionar el amortiguamiento para cada modo de vibrar, o bien se pueden proporcionar los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  necesarios para calcular el amortiguamiento modal de Rayleigh, el cual queda definido por la siguiente expresión:

$$C_{Rayleigh} = \alpha M + \beta K \quad [2.2]$$

Donde  $C_{Rayleigh}$  es la matriz de amortiguamientos, la cual una vez definida permanece constante durante el análisis paso a paso en el tiempo;  $M$  es la matriz total de masas del sistema, y  $K$  la matriz total de rigidez inicial del sistema.

De las dos funciones que brinda ADINA, quedó descartada la posibilidad de proporcionar el amortiguamiento de cada modo, ya que volvemos al problema inicial de la carencia de dichos datos. Así, se optó por calcular los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  por medio de un procedimiento simplificado para sistemas estructurales de varios grados de libertad (Chowdhury y Dasgupta, 2003), de donde se obtuvieron los valores  $\alpha=0.058925$  y  $\beta=0.004819$ , lo cual resultó en amortiguamientos que van desde un 0.7% para el primer modo y aumentando según el cálculo hasta valores ligeramente superiores al 7% para el último modo. En la siguiente sección se hace una descripción de dichos modos.

### **2.2.2 PERIODOS Y CONFIGURACIONES MODALES**

En estructuras como la analizada en este trabajo es de suma importancia tomar en consideración el efecto P-Delta, ya que las elevadas fuerzas de compresión pueden volver inestables a los elementos principales de la misma e influyen directamente en la rigidez. Por lo anterior, en ADINA se partió de un análisis estático no lineal en donde se tomó en cuenta la carga permanente de la estructura, para posteriormente tomar los resultados obtenidos como condiciones iniciales para un análisis de frecuencias; los valores correspondientes a este último paso se presentan en la Tabla 2.3, en donde se

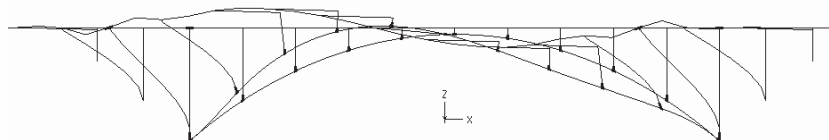
muestran los periodos y las masas modales acumuladas para los *Modelos Primario* y *Final*. Para el *Modelo Primario* se obtuvieron 38 modos, en los que se alcanza casi un 90% de masa acumulada en las dos direcciones horizontales (X e Y) y cerca del 60% en la dirección vertical (Z). Por otro lado, pese a que en el *Modelo Final* se obtuvo un modo más, la masa modal acumulada resultó ligeramente inferior a las correspondientes en la dirección horizontal (X e Y) del *Modelo Primario* y prácticamente igual en la dirección vertical (Z).

Se puede observar que existe una correlación *grosso modo* directa entre un modelo y otro en cuanto a la influencia que tiene cada modo de vibrar para respuesta dinámica; además de que también se evidencia que algunos modos superiores contribuyen de manera importante en dicha respuesta, tal es el caso del modo 9 en la dirección vertical o el modo 36 en la dirección X del *Modelo Final*. En cuanto al periodo fundamental de 3.213 y 3.578 segundos (*Modelo Primario* y *Final* respectivamente), se advierte que son valores ligeramente inferiores a un centésimo del claro (400 m) como ya había sido estudiado por Dusseua y Wen (1989) para este tipo de estructuras.

Aun con lo ya mencionado, existe una diferencia notable en los periodos correspondientes a los dos primeros modos de vibrar, por lo que se puede inferir que el modelado por medio de elementos finitos en el *Modelo Primario* sí tiene influencia considerable en el cambio de rigidez del sistema estructural, ya que el incorporar longitudes rígidas (como se describió en el punto 2.1.3 de éste capítulo) y adicionar masas iguales a las de los diafragmas rígidos en los nodos de conexión de las pilas con el arco, no fue suficiente para captar las propiedades dinámicas de manera más aproximada entre ambos modelos. Sin embargo, la dirección de los modos sí tuvo una relación aceptable. En la Figura 2.9 se muestran las configuraciones de los primeros 10 modos de vibrar del *Modelo Final*. Los primeros modos correspondientes a los desplazamientos longitudinal (X), transversal (Y) y vertical (Z), son el primero, el segundo y el quinto, respectivamente. El tercero y el séptimo son modos longitudinales asimétricos. El cuarto, y el octavo son modos transversales al igual que el sexto, sólo que éste último es simétrico. Por último se observa que el noveno y el décimo son modos verticales simétricos.

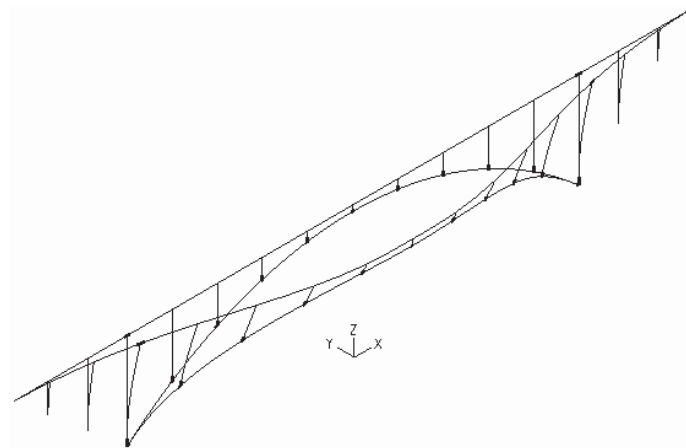
Tabla 2.3 Periodos modales y masa modal acumulada

Modo	Modelo Primario				Modelo Final			
	Periodo	Masa modal acumulada (%)			Periodo	Masa modal acumulada (%)		
		X	Y	Z		X	Y	Z
1	3.213	48.70	0.00	0.00	3.578	52.94	0.00	0.00
2	2.417	48.70	57.29	0.00	3.572	52.94	57.21	0.00
3	1.756	54.62	57.29	0.00	2.598	54.40	57.21	0.00
4	1.195	54.62	57.29	0.00	1.571	54.40	57.21	0.00
5	1.098	54.62	57.29	1.28	1.465	54.40	57.21	0.23
6	0.918	54.62	77.50	1.28	1.092	54.40	70.84	0.23
7	0.747	54.62	77.50	1.28	0.842	56.70	70.84	0.23
8	0.695	57.26	77.50	1.28	0.811	56.70	70.84	0.23
9	0.668	57.26	77.50	44.53	0.709	56.70	70.84	34.56
10	0.504	57.26	77.68	44.53	0.559	56.70	73.10	34.56
11	0.488	57.26	77.68	54.98	0.552	56.70	73.10	55.52
12	0.439	57.26	77.68	54.99	0.541	56.70	78.98	55.52
13	0.408	57.29	77.68	54.99	0.459	56.73	78.98	55.52
14	0.382	57.29	77.68	55.39	0.458	56.73	78.98	55.52
15	0.373	60.32	77.68	55.39	0.435	56.73	78.98	55.57
16	0.362	63.44	77.68	55.39	0.415	56.73	78.98	56.10
17	0.347	63.44	77.68	55.39	0.389	58.52	78.98	56.10
18	0.339	63.44	83.57	55.39	0.381	58.52	78.98	56.10
19	0.337	63.44	83.57	55.39	0.368	60.21	78.98	56.10
20	0.330	63.44	83.57	55.39	0.365	60.21	78.98	56.12
21	0.315	63.44	83.57	56.11	0.358	62.19	78.98	56.12
22	0.315	64.45	83.57	56.11	0.347	62.19	78.98	56.55
23	0.300	64.47	83.57	56.11	0.342	62.21	78.98	56.55
24	0.296	64.47	83.57	56.25	0.332	62.21	78.98	56.59
25	0.275	65.32	83.57	56.25	0.317	62.21	80.60	56.59
26	0.275	65.32	83.57	56.25	0.313	63.22	80.60	56.59
27	0.273	67.60	83.57	56.25	0.313	63.22	80.60	56.59
28	0.266	67.60	83.57	56.38	0.302	64.82	80.60	56.59
29	0.266	67.60	84.49	56.38	0.296	64.82	80.60	56.92
30	0.259	67.60	84.49	56.38	0.278	64.82	80.60	56.92
31	0.255	67.60	84.49	58.61	0.277	68.18	80.60	56.92
32	0.255	72.60	84.49	58.61	0.277	68.18	80.60	59.95
33	0.243	72.60	84.53	58.61	0.272	68.18	83.57	59.95
34	0.232	88.86	84.53	58.61	0.259	68.18	83.57	59.95
35	0.211	88.88	84.53	58.61	0.247	68.18	83.57	59.95
36	0.204	88.88	84.53	58.65	0.232	85.82	83.57	59.95
37	0.202	88.88	84.53	58.65	0.229	85.82	83.57	59.96
38	0.193	88.88	88.44	58.65	0.225	86.34	83.57	59.96
39					0.222	86.41	83.57	59.96

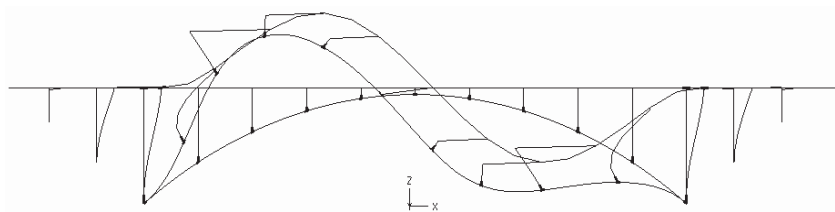


a). Modo 1

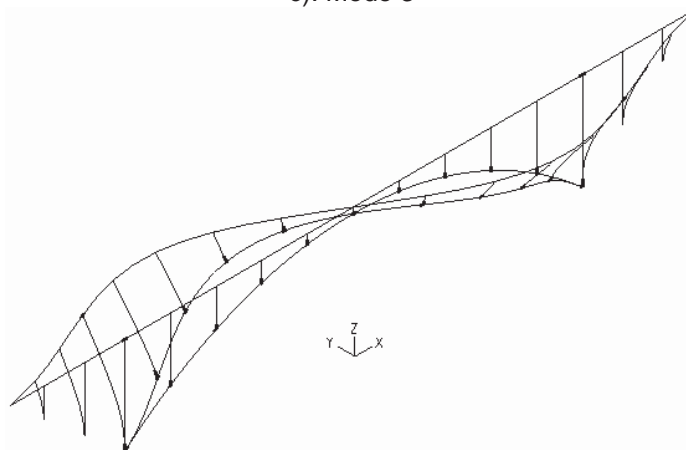
Figura 2.9 Configuraciones modales del Modelo Final



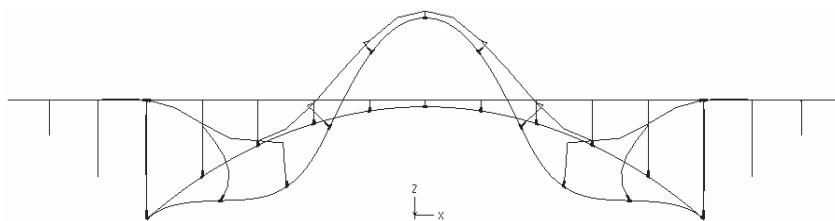
b). Modo 2



c). Modo 3

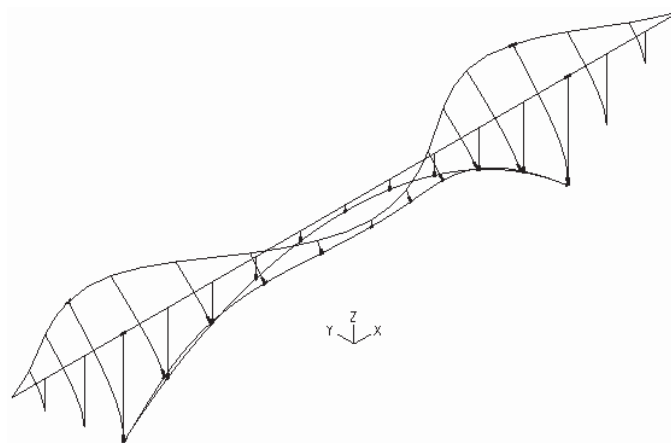


d). Modo 4

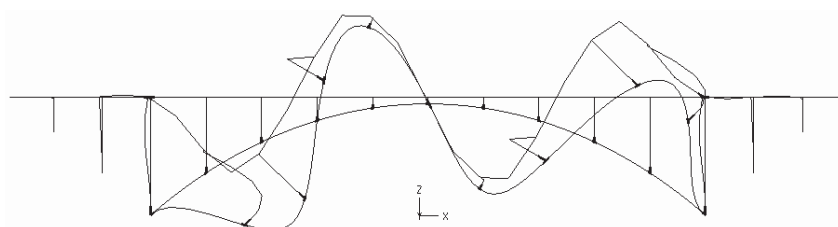


e). Modo 5

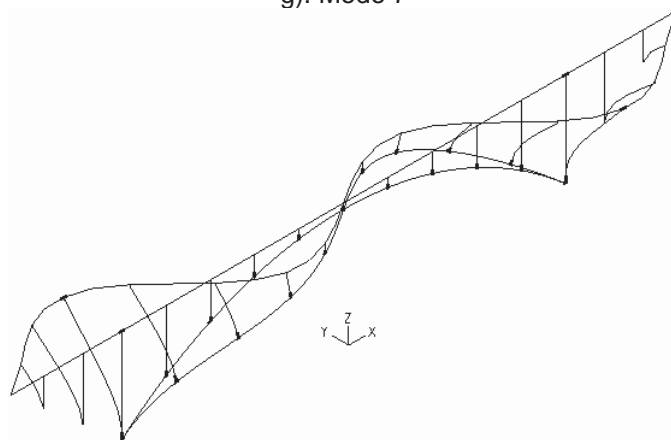
Figura 2.9 (Continuación)



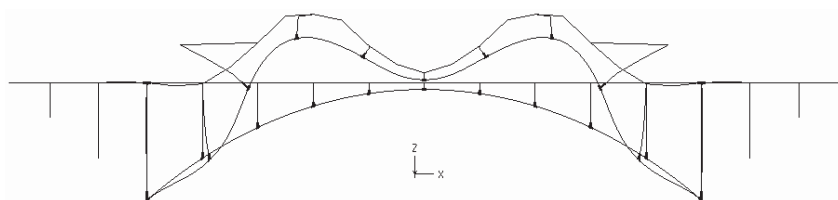
f). Modo 6



g). Modo 7

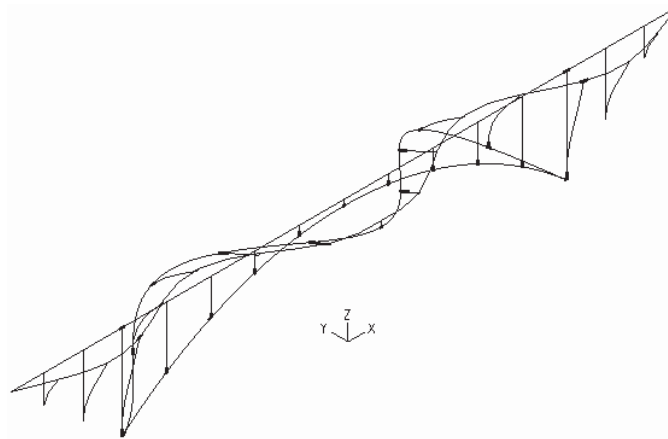


h). Modo 8



i). Modo 9

Figura 2.9 (Continuación)



j). Modo 10

Figura 2.9 (Continuación)

### 2.3 COMPORTAMIENTO NO LINEAL

Este trabajo se llevó a cabo bajo la filosofía de diseño del EC8/2 (CEN, 1998b), la cual manifiesta que después de que se suscite un evento sísmico fuerte, la estructura del puente debe mantenerse en pie y con una resistencia residual aun cuando se dañen otras partes del mismo al formarse articulaciones plásticas por flexión debido a la disipación de energía. Para que se logre lo anterior, dichas articulaciones deben formarse en los extremos de algunas pilas y no en la superestructura; además para cerciorarse de que se cuenta con una ductilidad adecuada, se deben impedir los modos de falla frágiles.

Para lograr lo anterior, en los *Modelos Primario* y *Final* del puente se consideró que el tablero mantiene un comportamiento lineal, no así para las pilas y el arco. Para las pilas de ambos modelos y el arco en el *Modelo Final*, la no linealidad se configuró en ADINA por medio de relaciones momento-curvatura ( $M-\Phi$ ) para diferentes cargas axiales, y para el arco del *Modelo Primario* se proporcionaron gráficas representativas del comportamiento del concreto y del acero de refuerzo por separado, las cuales toman en cuenta la no linealidad correspondiente. A continuación se describe el diseño preliminar de las pilas y el arco del puente, para así llevar a cabo lo anteriormente

descrito, y en el punto 2.3.2 de éste capítulo se describe a detalle la manera en que se conformó el modelado no lineal de los elementos estructurales del puente.

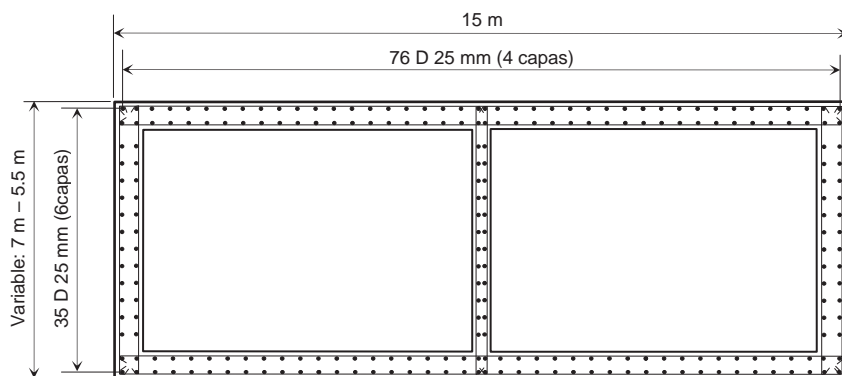
### **2.3.1 DISEÑO PRELIMINAR**

Al igual que en el cálculo de las propiedades dinámicas, el diseño por flexocompresión de las pilas y el arco del puente se llevo a cabo por Álvarez (2004) tomando en cuenta el criterio que para la combinación de acciones prevén tanto el EC8/2 (CEN, 1998b) como la instrucción IAP (MF, 1998, página 72), el cual consiste en combinar, para sismo, el valor representativo de las acciones permanentes, el valor casi-permanente de la acción relativa a la sobrecarga de uso (carga viva) para un puente con alta intensidad de tráfico, y el valor característico de la acción sísmica.

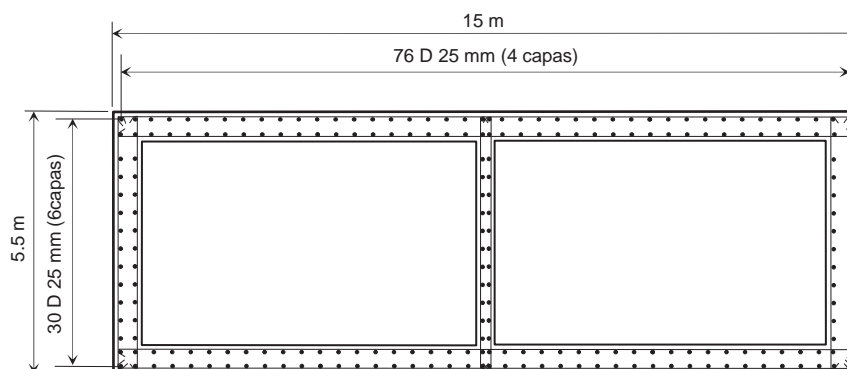
Con relación a las acciones permanentes, se tomó en cuenta el peso propio de los elementos estructurales del puente más una carga permanente de  $2.5 \text{ kN/m}^2$  actuando a lo largo de toda la superficie superior del tablero. De acuerdo con la instrucción IAP (MF, 1998, página 17), para la acción relativa al uso se tomó una carga uniforme de tráfico de  $4 \text{ kN/m}^2$  actuando sobre toda la plataforma del tablero, y su valor casi permanente para la combinación con sismo del 20% del valor ya mencionado para puentes con tráfico intenso (CEN, 1998b, página 31; MF, 1998, página 67).

En la Figura 2.10 se describen a detalle los armados longitudinales resultantes para las diferentes secciones del arco y las pilas del puente. En cuanto al refuerzo longitudinal para el arco; en toda su longitud se propusieron 76 barras de 25 mm de diámetro, espaciadas a cada 200 mm, tanto para la cara exterior como la interior de ambos patines; para las tres almas se utilizaron 35 y 30 barras (zona de arranque y central respectivamente) de 25 mm en ambas caras, espaciadas a cada 200 mm aproximadamente, para un porcentaje de acero de refuerzo longitudinal de 0.88% en la sección de arranque del arco y un 0.91% en la zona central del mismo (Figuras 2.10.a y b). Para las pilas 2, 4, 12 y 14, el refuerzo en las paredes cortas (almas) lo forman 15 barras de 25 mm de diámetro espaciadas a cada 200 mm en ambas caras, y 56 barras de

25 mm a cada 180 mm en ambas caras de las paredes largas (patines), para un porcentaje de acero de 1.74% (Figura 2.10.c). En cuanto a las pilas 1, 5 a 11 y 15, se llevó el mismo acomodo que el mencionado anteriormente, pero con barras de 20 mm de diámetro, para un porcentaje de 1.12% (Figura 2.10.d). Por último, para las pilas principales 3 y 13, se tiene una distribución con 90 barras de 32 mm, colocadas en paquetes de dos en ambas caras de las paredes largas, y 30 barras del mismo diámetro en ambas caras de las paredes cortas, para un porcentaje de acero de refuerzo longitudinal de 2.1% (Figura 2.10.e). En el extremo superior de estas mismas pilas (cabezal), se redujo a la mitad el acero de refuerzo de las paredes largas, para reducir el porcentaje a un 1.29% (Figura 2.10.f). Los porcentajes propuestos están por encima del 0.8% propuesto como límite inferior para que se logren desarrollar las articulaciones plásticas de manera dúctil (Priestley *et al.*, 1996, pp. 301-303).

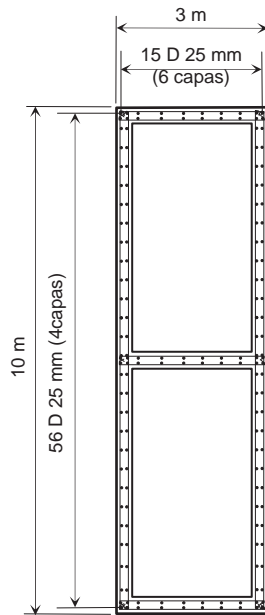


a). Refuerzo del arco en zonas de peralte variable

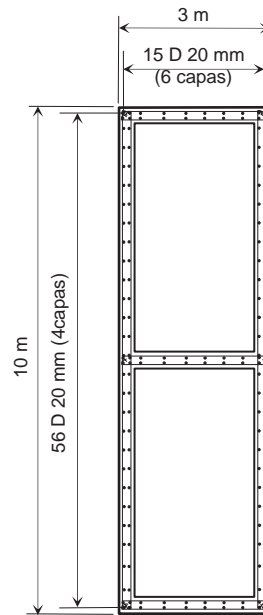


b). Refuerzo del arco en zona de peralte constante

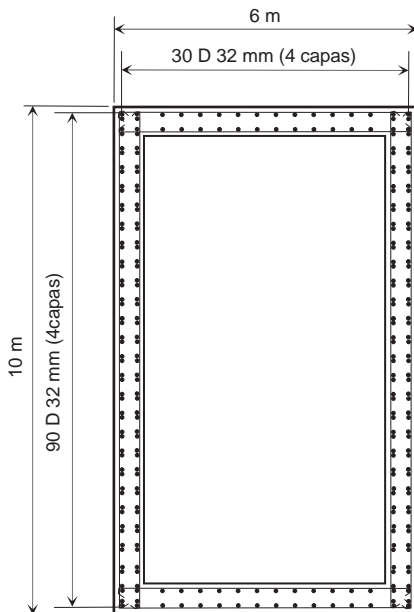
Figura 2.10 Refuerzo transversal en las secciones del puente (imagen modificada de Álvarez, 2004)



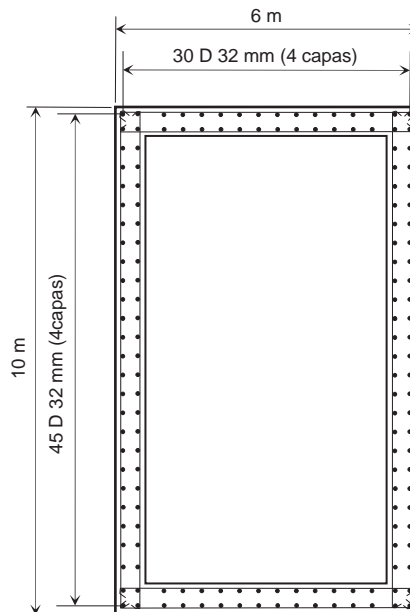
c). Base de pilas 2, 4, 12 y 14



d). Base de pilas 1, 5 a 11, y 15



e). Base de pilas 3 y 13



f). Cabezal de pilas 3 y 13

Figura 2.10 (Continuación)

### **2.3.2 NO LINEALIDAD DEL MATERIAL**

La no linealidad del material en esta investigación se centra en el estudio de la fluctuación de la fuerza axial y su efecto que tiene al interactuar con el momento flexionante ante la ocurrencia de un sismo, ya que las relaciones momento-curvatura ( $M-\Phi$ ), que definen la rigidez de los elementos estructurales del sistema, varían conforme las cargas de compresión lo hacen ante dicho movimiento. Para considerar lo anterior, existen tres métodos propuestos por Nakagawa *et al.* (2000):

1. Por medio de elementos fibra se logra tomar en cuenta el efecto de la fluctuación de la fuerza axial de manera directa, ya que el comportamiento del acero y del concreto es evaluado de manera independiente,
2. El comportamiento de los elementos estructurales queda definido por varias relaciones  $M-\Phi$ , las cuales dependerán de la fuerza axial actuante durante el análisis dinámico, tal como se ilustra esquemáticamente en la Figura 2.11, y
3. Se emplea una relación  $M-\Phi$  correspondiente a la fuerza axial por carga permanente y se hace un primer análisis, después se reanaliza la estructura con las curvas relacionadas con la fuerza axial máxima y mínima producidas por la carga gravitacional más sismo.

De los tres métodos mencionados, el primero es el más exacto y dependerá solamente de las características mecánicas de los materiales que se proporcionen al paquete de análisis para conformar el modelo analítico (en este caso ADINA); el segundo depende también de los materiales modelados, pero otro detalle importante a considerar es la cantidad de relaciones momento-curvatura empleadas para la modelación de la estructura, entre más curvas se utilicen mayor será la precisión del análisis; el tercer método es el menos exacto, pero en ocasiones puede ser una alternativa práctica y con una aproximación adecuada.

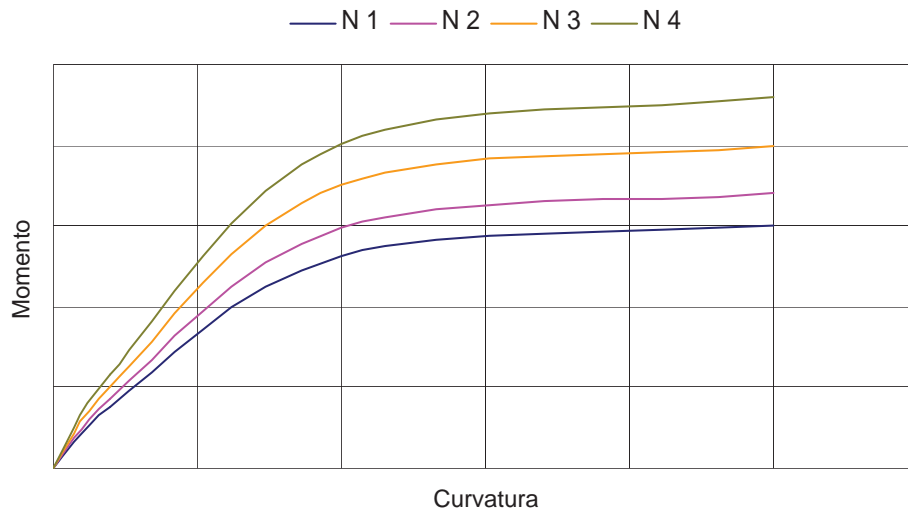


Figura 2.11 Relaciones momento-curvatura para diferentes fuerzas axiales

El *Modelo Primario* quedó definido por medio de elementos fibra en toda la longitud del arco y por medio de relaciones  $M-\Phi$  en sus pilas, recordando que este modelo sólo se utilizó para la calibración del *Modelo Final*, el cual se configuró por medio de once relaciones momento-curvatura para cada pila y las secciones del arco; cada relación varió en incrementos iguales a partir de una fuerza axial nula hasta una máxima por sismo más permanente (con un 20% aproximadamente adicional), éstas fuerzas fueron obtenidas a partir de un análisis dinámico previo en el cual la estructura se modeló con sus propiedades geométricas mostradas en las Tablas 2.1 y 2.2 y las propiedades mecánicas del material (modelo elástico lineal).

Una vez que se calcularon dichas fuerzas axiales para cada elemento estructural del puente (pilas y arco), se modeló la sección transversal correspondiente tomando en cuenta la cantidad de acero y geometría mostradas en la Figura 2.10 con ayuda del paquete Section Builder 8.1.0 (CSI, 2003). En este programa se utilizó el modelo de Mander para concreto confinado y el de Park que considera el endurecimiento por deformación para el acero; en la Figura 2.12 se ilustran esquemáticamente ambos modelos.

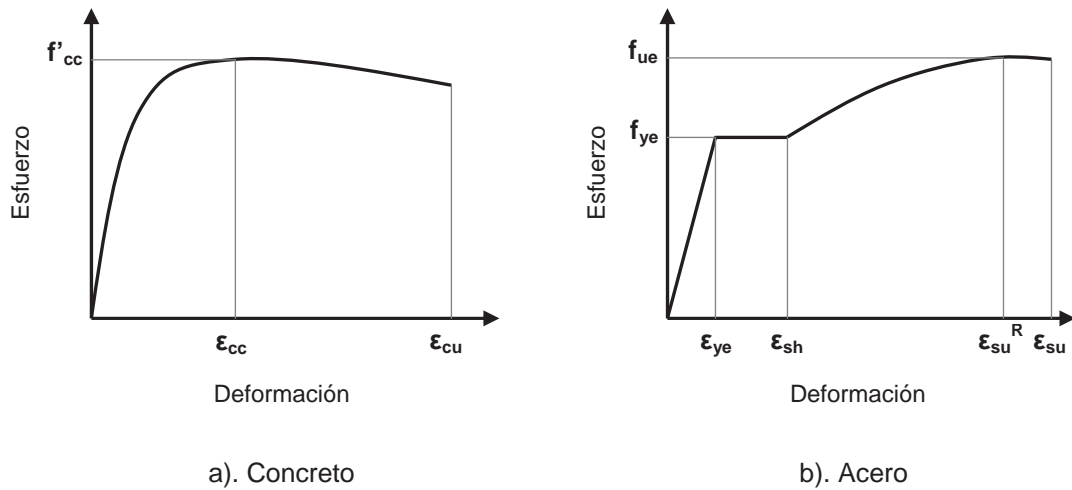


Figura 2.12 Modelos de esfuerzo-deformación

En la Figura 2.13 se muestran seis de las once relaciones  $M-\Phi$  para los distintos elementos estructurales del puente (las cinco restantes son intermedias a las mostradas y fueron excluidas para evitar saturar la figura); se puede apreciar el intervalo de las cargas axiales que van desde cero hasta un valor máximo correspondiente a cada sección.

Las gráficas ilustran las curvas que se relacionan con la flexión respecto al eje de mayor y menor momento de inercia (ejes 2 y 3 respectivamente, Figura 2.2). Es evidente, a partir de las Figuras 2.13.e y f correspondientes a las secciones del arco, la influencia que tiene la fuerza axial en la resistencia de los elementos; pueden alcanzarse momentos máximos superiores si se incrementa la fuerza axial, pero con una pérdida muy importante en la ductilidad. Así, se puede inferir lo vulnerable que puede ser el elemento principal (arco) en este tipo de puentes ante un evento sísmico fuerte.

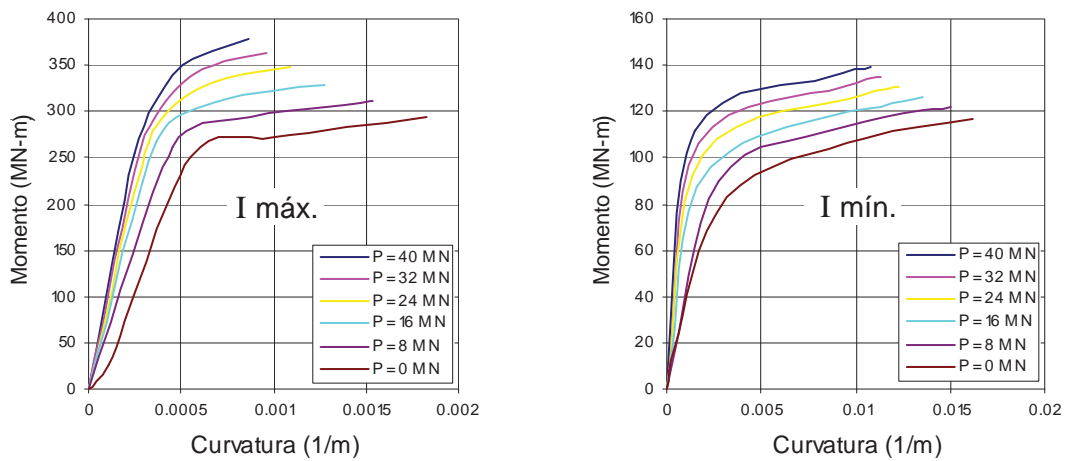
En la Tabla 2.4 se exponen los momentos y curvaturas de fluencia para las distintas secciones transversales del puente considerando las fuerzas axiales de compresión, y en la Tabla 2.5 las curvaturas últimas y los factores de ductilidad por curvatura.

Tabla 2.4 Momentos y curvaturas de fluencia de las secciones del puente

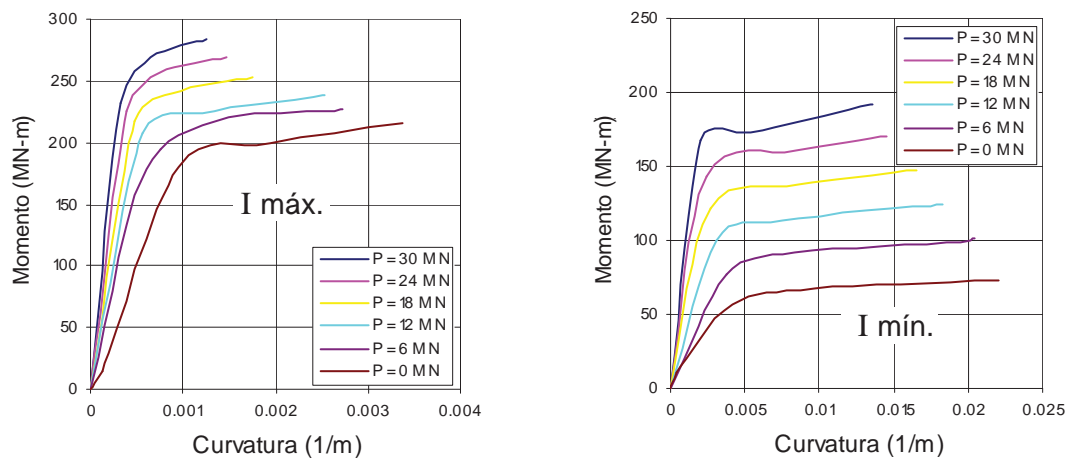
Elemento	Carga axial (MN)	$M_{y2}$ (MN-m)	$\Phi_{y2}$ (1/m)	$M_{y3}$ (MN-m)	$\Phi_{y3}$ (1/m)
Pilas 2, 4, 12 y 14	40	255.549	0.00025	111.933	0.00153
	32	258.939	0.00028	106.652	0.00172
	24	266.420	0.00032	101.002	0.00191
	16	267.109	0.00037	95.628	0.00236
	8	262.002	0.00045	89.695	0.00273
	0	25.557	0.00011	18.178	0.00045
Pilas 1, 5 a 11 y 15	30	231.493	0.00033	167.323	0.00205
	24	224.691	0.00039	143.441	0.00239
	18	217.628	0.00047	122.102	0.00273
	12	207.035	0.00057	99.912	0.00314
	6	194.551	0.00075	76.616	0.00382
	0	15.343	0.00012	10.388	0.00044
Base de pilas 3 y 13	70	847.914	0.00038	608.393	0.00078
	56	830.965	0.00043	572.809	0.00093
	42	799.891	0.00048	540.794	0.00095
	28	753.677	0.00051	503.128	0.00108
	14	704.241	0.00056	465.463	0.00128
	0	654.805	0.00062	102.400	0.00020
Cabezal de pilas 3 y 13	25	538.500	0.00069	331.900	0.00133
	20	520.100	0.00072	320.500	0.00137
	15	500.000	0.00076	307.800	0.00148
	10	478.650	0.00081	295.000	0.00158
	5	457.900	0.00085	284.900	0.00169
	0	438.600	0.00090	271.400	0.00180
Arco en zona de peralte constante	500	2451.700	0.00017	1445.600	0.00039
	400	2289.300	0.00011	1339.700	0.00040
	300	2091.500	0.00016	1137.500	0.00044
	200	1571.500	0.00011	887.450	0.00060
	100	1276.100	0.00026	572.800	0.00102
	0	654.800	0.00079	252.300	0.00246
Arco en zona de arranques	680	2750.100	0.00007	1810.000	0.00025
	544	2713.300	0.00017	1808.800	0.00031
	408	2515.300	0.00012	1661.800	0.00036
	272	1985.600	0.00008	1348.100	0.00046
	136	1543.200	0.00024	853.600	0.00082
	0	691.000	0.00100	335.800	0.00233

2.5 Curvaturas últimas y ductilidad de curvatura de las secciones del puente

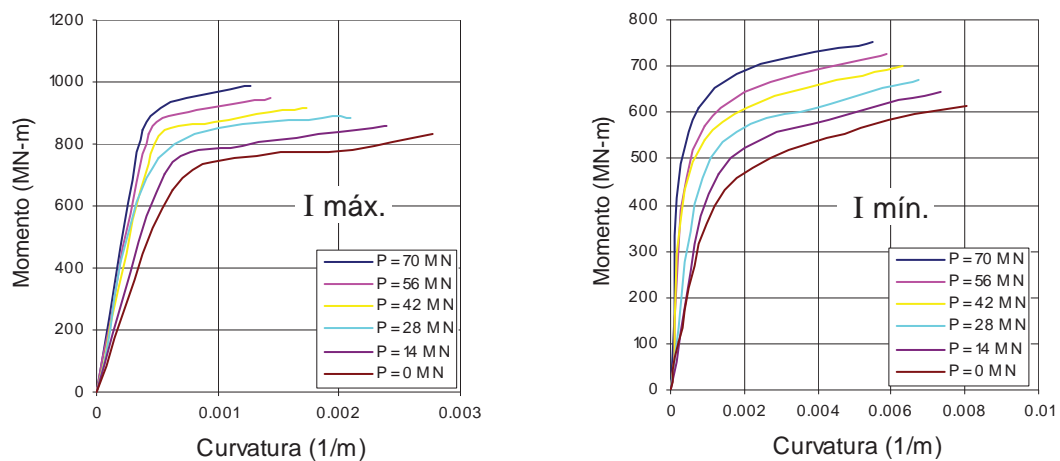
Elemento	Carga axial (MN)	$\Phi_{u2}$ (1/m)	$\Phi_{u2}/\Phi_{y2}$	$\Phi_{u3}$ (1/m)	$\Phi_{u3}/\Phi_{y3}$
Pilas 2, 4, 12 y 14	40	0.000860	3.44	0.010760	7.03
	32	0.000960	3.43	0.011291	6.56
	24	0.001090	3.41	0.012251	6.41
	16	0.001280	3.46	0.013542	5.74
	8	0.001530	3.40	0.015041	5.51
	0	0.001830	16.64	0.016200	36.00
Pilas 1, 5 a 11 y 15	30	0.001253	3.80	0.013530	6.60
	24	0.001473	3.78	0.014453	6.05
	18	0.001753	3.73	0.016523	6.05
	12	0.002530	4.44	0.018323	5.84
	6	0.002714	3.62	0.020420	5.35
	0	0.003370	28.08	0.021990	49.98
Base de pilas 3 y 13	70	0.001273	3.35	0.005484	7.03
	56	0.001433	3.33	0.005855	6.30
	42	0.001730	3.60	0.006295	6.63
	28	0.002093	4.10	0.006763	6.26
	14	0.002383	4.26	0.007333	5.73
	0	0.002770	4.47	0.008020	40.10
Cabezal de pilas 3 y 13	25	0.003653	5.29	0.007493	5.63
	20	0.003783	5.25	0.007773	5.67
	15	0.003953	5.20	0.008063	5.45
	10	0.004143	5.11	0.008373	5.30
	5	0.004325	5.09	0.008683	5.14
	0	0.004525	5.03	0.009300	5.17
Arco en zona de peralte constante	500	0.000243	1.43	0.000535	1.37
	400	0.000330	3.00	0.000773	1.93
	300	0.000373	2.33	0.001860	4.23
	200	0.000560	5.09	0.004595	7.66
	100	0.001233	4.74	0.006875	6.74
	0	0.002000	2.53	0.012923	5.25
	0	0.002000	2.53	0.012923	5.25
Arco en zona de arranques	680	0.000180	2.57	0.000350	1.40
	544	0.000233	1.37	0.000425	1.37
	408	0.000313	2.61	0.000663	1.84
	272	0.000440	5.50	0.002730	5.93
	136	0.001053	4.39	0.005615	6.85
	0	0.001550	1.55	0.006500	2.79



a). Pilas 2, 4, 12 y 14

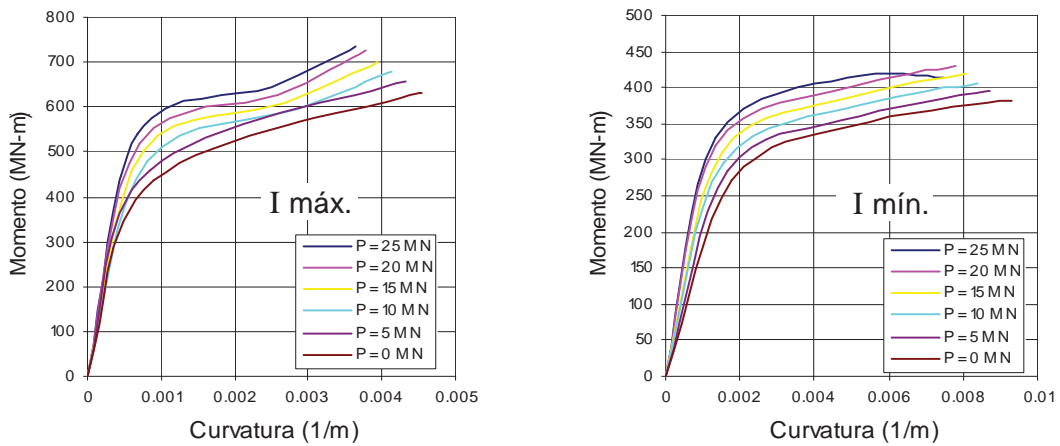


b). Pilas 1, 5 a 11 y 15

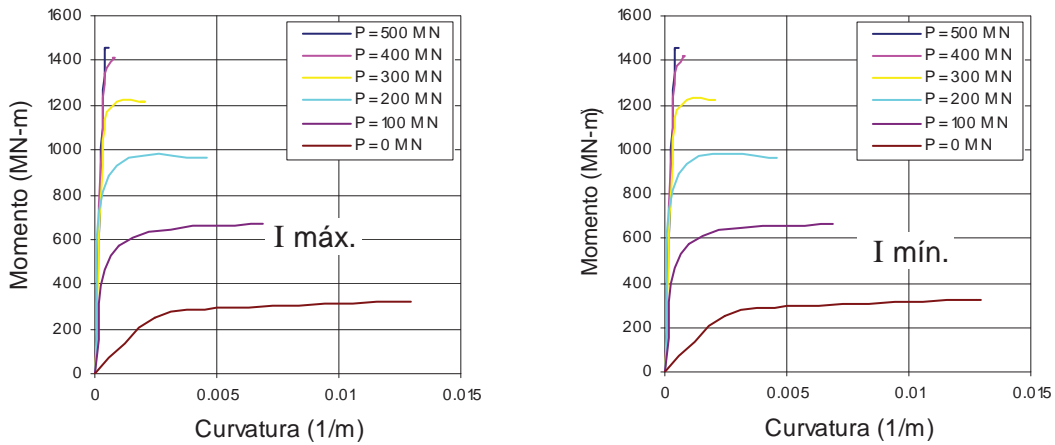


c). Base de pilas 3 y 13

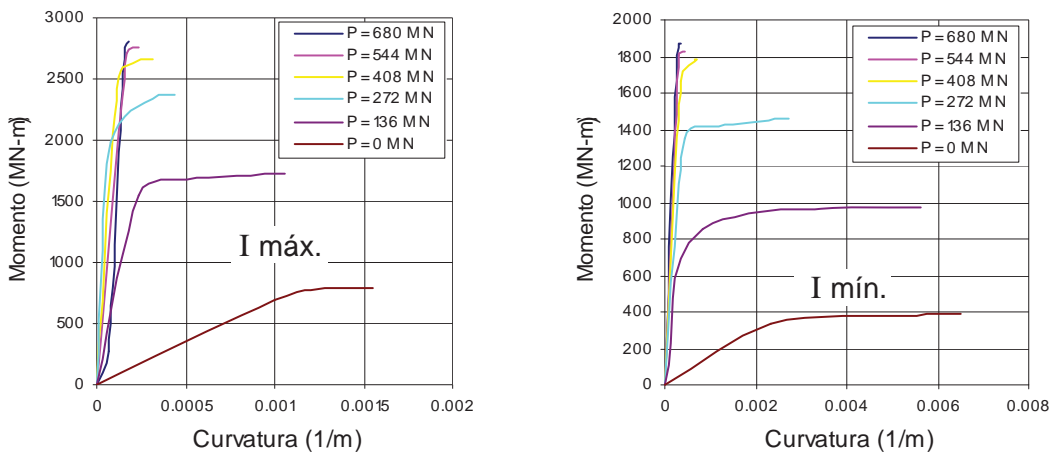
Figura 2.13 Diagramas M-C para las secciones del Modelo Final



d). Cabezal de pilas 3 y 13



e). Arco en zona de peralte constante



f). Arco en zona de peralte variable (arranques)

Figura 2.13 (Continuación)

### **2.3.3 NO LINEALIDAD GEOMÉTRICA**

En una estructura como la de este estudio, en donde las fuerzas de compresión son importantes, es fundamental considerar el efecto de la no linealidad geométrica ya que la estructura puede volverse inestable y más aun considerando lo expuesto en la sección anterior con relación a la influencia que tiene la carga axial en la rigidez por flexión. Con el fin de dar cuenta de la no linealidad geométrica, ADINA presenta la opción de seleccionar en las suposiciones de análisis la modalidad de desplazamientos/rotaciones largos y con ello los cálculos realizados toman en cuenta el efecto P-Delta. Es necesario partir de un análisis estático en el cual se analice la estructura sometida a carga permanente y así obtener las rigideces originales en las barras con el efecto de la carga axial actuante; de ahí el análisis paso a paso considera iterativamente el cambio en las ecuaciones de equilibrio y por ende el efecto P-Delta.

Para este puente prototipo en particular Álvarez (2004) determinó la carga de pandeo en el arco igual a 7.9 veces la carga permanente; siguió una serie de análisis P-Delta al ir incrementando la magnitud de la combinación de cargas estáticas hasta que se detectó la inestabilidad. Por otro lado, obtuvo una esbeltez de 41 para pandeo fuera del plano y de 46 en el plano, lo que arrojó como cargas críticas de pandeo elástico de 5375.5 MN y 4233.8 MN respectivamente, cargas muy por encima de la carga de rotura por compresión simple de este elemento. Con lo anteriormente descrito se corroboró que las secciones propuestas para el puente son apropiadas desde el punto de vista de la estabilidad estructural.

## **2.4 MOVIMIENTOS SÍSMICOS DEL TERRENO**

De acuerdo con Chan *et al.* (2005), en donde hace un estudio en edificios con periodos de hasta 2.5 segundos, se determinó que el número mínimo de registros sísmicos que deben utilizarse para un análisis dinámico va de 1 hasta 5, dependiendo del periodo de los edificios y el periodo de retorno del evento sísmico. No obstante que la estructura en este estudio es un puente, se tiene que el periodo fundamental es notablemente mayor

(3.578 segundos), por lo cual, para evaluar la respuesta del modelo se seleccionaron como señales de entrada 10 movimientos sísmicos registrados en suelo duro o roca con tres componentes cada uno; se trata de los sismos de Campano-Lucano, Italia (1980), Michoacán, México (1985), Northridge, E. U. A. (1994), Kobe, Japón (1995), y Chi-Chi, Taiwan (1999); cada uno con los registros de dos estaciones diferentes, una muy próxima al epicentro y la otra a una distancia mayor, con lo anterior se pretende contar con una colección representativa de sismos con diferente duración y contenido de frecuencias. En la Tabla 2.6 se resumen las características de los registros considerados.

Tabla 2.6 Eventos sísmicos

Sismo	M <sub>w</sub>	Estación	Dirección	AMT (g)	VMT (m/s)	DMT (m)
Campano-Lucano, Italia, 1980	6.5	Sturno	E-W	0.323	0.554	0.164
			N-S	0.216	0.331	0.136
			V	0.235	0.199	0.068
		Torre del Greco	N-S	0.060	0.054	0.023
			E-W	0.041	0.048	0.018
			V	0.036	0.052	0.034
Michoacán, México, 1985	8.0	Caleta de Campos	S90E	0.143	0.192	0.463
			S00E	0.142	0.246	0.589
			V	0.090	0.165	0.484
		Mesa vibradora	S90W	0.039	0.110	0.105
			S00W	0.036	0.110	0.355
			V	0.020	0.091	0.159
Northridge, E.U.A., 1994	6.7	Castaic-Old Ridge Route	90	0.568	0.521	0.094
			360	0.514	0.522	0.149
			V	0.217	0.124	0.060
		Riverside-Airport	270	0.064	0.031	0.005
			180	0.059	0.027	0.003
			V	0.022	0.023	0.004
Kobe, Japón, 1995	6.9	KJMA	0	0.821	0.813	0.177
			90	0.599	0.743	0.200
			V	0.343	0.383	0.103
		OKA	0	0.081	0.048	0.021
			90	0.059	0.032	0.016
			V	0.038	0.025	0.017
Chi-Chi, Taiwán, 1999	7.6	TCU052	N	0.419	1.184	2.462
			W	0.348	1.590	1.844
			V	0.241	1.105	1.635
		TCU014	N	0.075	0.135	0.150
			W	0.058	0.242	0.374
			V	0.018	0.062	0.081

A continuación se describe cada uno de los sismos ya mencionados y en el Anexo A se muestran las historias temporales de aceleración, velocidad y desplazamiento, así como los espectros de respuesta de pseudoaceleración, pseudovelocidad y desplazamiento en el intervalo de cero a cinco segundos, lo cual abarca el periodo de la estructura en estudio. Pese a que el tema de esta investigación se centra en un puente con múltiples grados de libertad con un comportamiento no lineal y sometido a análisis dinámicos, el estudiar los espectros de respuesta de los movimientos del terreno nos da una primera idea del comportamiento estructural esperado. También se hace una comparación con el espectro elástico de respuesta del Eurocódigo 8 (EC8) (CEN, 1998a, sección 4.2.2) correspondiente a un amortiguamiento del 2% y una aceleración máxima del terreno (AMT) de 0.5g, la cual corresponde a suelo duro en regiones de alta actividad sísmica, tal es el caso de la zona de subducción en la costa del Pacífico mexicano (CFE, 1993), varias zonas de la costa de California (AASHTO, 1994, sección 3.10), y algunas regiones de Japón (JRA, 1996, sección 6.3).

#### **2.4.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS**

El sismo de Campano-Lucano en Italia, también conocido como el sismo de Irpinia, ocurrió el 23 de noviembre de 1980 con una magnitud de momento sísmico de 6.5; una de las peores catástrofes en la historia italiana en donde se reportaron alrededor de 2900 muertos y 10 mil heridos. Los registros utilizados en este estudio corresponden a las estaciones de *Sturno* y *Torre del Greco* (Ambraseys *et al.*, 2000); la primera, situada a 32 km del epicentro y apoyada sobre roca, registró una aceleración máxima del terreno de  $3.168 \text{ m/s}^2$  (0.323g) en dirección E-W; el segundo registro de este sismo se ubicó a 80 km del epicentro, en una estación también construida en roca y arrojó una AMT de  $0.593 \text{ m/s}^2$  (0.06g) en dirección N-S. Otros datos se presentan en la Tabla 2.6.

Para la estación *Sturno* se tienen las historias temporales de aceleración, velocidad y desplazamiento que se muestran en la Figura A.1 del Anexo A. En la parte superior (inciso a) se presenta la dirección con mayor aceleración horizontal, al centro (inciso b) la dirección con menos aceleración horizontal y en la parte inferior (inciso c) la

dirección vertical; se conserva este mismo orden para el resto de las estaciones. La Figura A.2 exhibe los espectros lineales de pseudoaceleración, pseudovelocidad y desplazamiento para una fracción de amortiguamiento crítico del 2%. Se ve claramente en los espectros de pseudovelocidad y desplazamiento que las respuestas máximas están comprendidas entre los 2 y 4 segundos para la dirección este-oeste, con lo cual se infiere que la estructura de este estudio es más susceptible a los desplazamientos y velocidades, debido a su periodo de 3.578 segundos, que a las aceleraciones. En las Figuras A.3 y A.4 se presentan las historias temporales y los espectros lineales de respuesta, respectivamente, correspondientes para la estación *Torre del Greco*. La máxima respuesta horizontal de pseudovelocidad es generada por la componente N-S para un periodo de 0.62 segundos, empero se presentan otros dos máximos para 1.7 y 3.8 segundos. En cuanto al desplazamiento máximo horizontal, también en dirección N-S, se presenta a los 3.8 segundos, demostrando de nuevo la aproximación con el periodo del puente en arco.

El sismo del 19 de septiembre de 1985 es uno de los desastres naturales más significativos de México, tuvo una magnitud de momento sísmico de 8 y se originó en la zona de subducción frente a las costas de Guerrero y Michoacán. Con su epicentro frente a la desembocadura del Río Balsas, afectó sobremanera la Ciudad de México; pese a los 350 km que la separan del epicentro, dos minutos de movimiento aproximadamente y una réplica de importancia al día siguiente bastaron para destruir miles de construcciones y dejar sin vida a unas 40 mil personas, debido principalmente al suelo blando de la Ciudad de México y sus efectos de amplificación. Se utilizan los registros de las estaciones de *Caleta de Campos*, en la costa de Michoacán a 20 km del epicentro, y *Mesa Vibradora*, localizada frente al edificio que ocupa dicha mesa en Cd. Universitaria, México, D.F. (SMIS, 2000) a 379 km del epicentro. Ambos registros sobre roca arrojaron aceleraciones máximas de  $1.407 \text{ m/s}^2$  (0.143g) en dirección S90E y  $0.383 \text{ m/s}^2$  (0.039g) en dirección S90W respectivamente (Tabla 2.6).

En las Figuras A.5 y A.6 se muestran las historias temporales y los espectros lineales de respuesta, respectivamente para la estación de *Caleta de Campos*. Las mayores respuestas horizontales de pseudovelocidad y desplazamiento para esta estación se dan

en dirección S00E para periodos de 2 a 3 segundos. Para la estación *Mesa Vibradora*, se muestra lo correspondiente en las Figuras A.7 y A.8; los valores máximos de pseudoaceleración, pseudovelocidad y desplazamiento horizontal se presentan para un periodo dominante de 2 segundos en dirección S00E, se observa también la importante respuesta vertical para un periodo de 3 segundos.

En Estados Unidos, el 17 de enero de 1994 se suscita un sismo con una magnitud de momento sísmico de 6.7 en la ciudad de Los Ángeles, inicialmente se reconoció su epicentro en el distrito de Northridge, pero luego se determinó que el epicentro exacto fue en el distrito de Reseda. Provocó la muerte de 72 personas y poco más de 10 mil personas resultaron heridas; no obstante, éste sismo tiene la característica particular de influir en el desarrollo de la ingeniería de puentes debido al daño estructural causado. Para este estudio se utilizaron los registros de las estaciones *24278 Castaic-Old Ridge Route* y *13123 Riverside-Airport* (PEER, 2003), denominados en lo sucesivo *Castaic-Old Ridge Route* y *Riverside-Airport*, ambas apoyadas sobre suelo duro. La primera, ubicada a 25 km del epicentro, registró una aceleración máxima de  $5.575 \text{ m/s}^2$  (0.568g) en dirección 090; mientras que en la estación de *Riverside-Airport*, a 100 km del epicentro, se tiene una AMT de  $0.624 \text{ m/s}^2$  (0.064g) en dirección 270. Otros datos son mostrados en la Tabla 2.6.

Para la estación de *Castaic-Old Ridge Route* se tienen las historias temporales y los espectros lineales de respuesta mostrados en las Figuras A.9 y A.10 respectivamente; la máxima respuesta horizontal de pseudovelocidad la genera la componente 360 para un periodo de 0.9 segundos (Figura A.10.b), en la misma dirección se presentan los desplazamientos máximos relativos (Figura A.10.c) para periodos de 1.43 y 2.1 segundos. En lo que se refiere a la estación *Riverside-Airport*, las Figuras A.11 y A.12 muestran las historias temporales y los espectros lineales de respuesta, se puede observar que las máximas respuestas en pseudoaceleración y pseudovelocidad se presentan para periodos dominantes cortos, del orden de 0.23 segundos, en tanto que el máximo desplazamiento horizontal se da para un periodo de 1.7 segundos en dirección 270.

Exactamente un año después, el 17 de enero de 1995 se sacude la tierra en Japón. El sismo de Kobe, con una magnitud de momento sísmico de 6.9 y responsable de la muerte de 5446 personas, provocó debido a todo el daño causado en puentes (colapso de pilas y tableros caídos) que las normas japonesas para diseño sísmico de puentes se reformaran (JRA, 1996). Se tomaron para este estudio los registros de las estaciones *KJMA* y *OKA* (PEER, 2003); la primera de ellas, apoyada sobre suelo duro y a 0.6 km del epicentro, registró una aceleración máxima del terreno de  $8.057 \text{ m/s}^2$  (0.821g) en la dirección 000; mientras que la estación *OKA* a 89 km de la falla apenas registró una AMT de  $0.795 \text{ m/s}^2$  (0.081g). En la Tabla 2.6 se pueden ver otros valores registrados de estas estaciones.

Las Figuras A.13 y A.14 presentan las historias temporales y los espectros lineales de respuesta para la estación *KJMA*; se aprecia que las mayores pseudovelocidades en dirección horizontal se dan para periodos menores a un segundo, mientras que los desplazamientos tienen varios máximos a lo largo de los periodos que se consideraron. En la estación *OKA* se tienen las historias temporales de la Figura A.15; las pseudoaceleraciones y pseudovelocidades máximas se presentan para periodos cortos, mientras que los desplazamientos máximos relativos se tienen para periodos largos, tal como se muestra en la Figura A.16.

El 21 de septiembre de 1999, un terremoto catastrófico destruyó una gran parte de la zona urbana de Taiwán. Con una magnitud de momento de 7.6 dejó un saldo de más de 2 mil muertos y alrededor de 9 mil heridos; destruyó 30 mil viviendas, 1200 edificios y varios puentes colapsaron al sismo, siendo por ende el desastre natural más costoso en la historia de esta isla. Se consideró la estación *TCU052* ubicada sobre terreno duro y prácticamente sobre una de las fallas asociadas al sismo, registró una AMT de  $4.11 \text{ m/s}^2$  (0.419g) en la dirección N; asimismo se utilizó la estación *TCU014*, localizada a 92 km del epicentro también sobre suelo duro, registrando en dirección N una AMT de apenas  $0.736 \text{ m/s}^2$  (0.075g). Otros valores se presentan en la Tabla 2.6.

Para la estación *TCU052* se tienen las historias temporales y los espectros lineales de respuesta mostrados en las Figuras A.17 y A.18 respectivamente; se puede apreciar que

la máxima pseudovelocity espectral se presenta para los 2.4 segundos en dirección oeste y el máximo desplazamiento relativo se da para un periodo de 2.5 segundos, resaltando los valores elevados de dichas respuestas. En cuanto a la estación *TCU014* se muestran las historias temporales y los espectros lineales de respuesta en las Figuras A.19 y A.20 correspondientemente; son de notarse los valores altos de pseudovelocity y desplazamiento para periodos largos.

## **2.4.2 ESCALAMIENTO DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS**

Como se había mencionado anteriormente, la medida de intensidad de movimiento utilizada en este estudio es la aceleración máxima del terreno, no obstante que se ha demostrado que la velocidad resulta ser un mejor indicador del potencial destructor de un sismo en estructuras con periodo largo (Tso *et al.*, 1992; Wesolowsky y Wilson, 2003), tal es el caso del puente analizado en esta investigación; por otro lado, la respuesta también puede verse afectada por el desplazamiento, como ejemplo se puede ver que el espectro elástico de respuesta del Eurocódigo 8 (EC8) (CEN, 1998a, sección 4.2.2) se puede dividir en tres regiones: la región sensible a la aceleración (periodos menores a 0.4 segundos), la sensible a las velocidades (entre los 0.4 y 3 segundos), y la sensible a los desplazamientos (para periodos mayores a 3 segundos); también puede consultarse Chopra (2001, sección 6.8) para ahondar más al respecto, sin dejar de lado que los modos superiores pueden contribuir de manera importante en la respuesta dinámica.

Por lo anterior, los registros sísmicos ya descritos se escalan linealmente a un valor de aceleración máxima del terreno igual a 0.5g, valor que es representativo de la AMT en suelo duro en regiones de alta actividad sísmica, tal es el caso de la zona de subducción en la costa del Pacífico mexicano (CFE, 1993), varias zonas de la costa de California (AASHTO, 1994, sección 3.10), y algunas regiones de Japón (JRA, 1996, sección 6.3). En la Tabla 2.7 se pueden consultar los valores escalados de aceleración, velocidad y desplazamiento para cada estación en sus tres direcciones, las cuales quedan definidas de aquí en adelante como dirección longitudinal L (para la AMT de 0.5g en dirección X

del modelo, Figura 2.1), transversal T (dirección Y), y vertical V (dirección Z). Con el objetivo de hacer una comparativa, en la Figura 2.14 se exhiben el espectro elástico de pseudovelocidades del Eurocódigo 8 en dirección horizontal (CEN, 1998a, sección 4.2.2), correspondiente a una aceleración del terreno de 0.5g, así como los espectros de respuesta correspondientes a la dirección longitudinal (Tabla 2.7) de los registros escalados para las diez estaciones consideradas, y su espectro promedio. Se puede ver que el espectro del código queda por debajo de los calculados en varias regiones, la diferencia se amplía para las estaciones de *Sturno*, *Mesa Vibradora*, *TCU052* y *TCU014* para los periodos de velocidad constante; lo mismo sucede con el espectro promedio.

Tabla 2.7 Eventos sísmicos escalados

Sismo	M <sub>w</sub>	Estación	Dirección	AMT (g)	VMT (m/s)	DMT (m)
Campano-Lucano, Italia, 1980	6.5	Sturno	L	0.500	0.858	0.254
			T	0.334	0.512	0.211
			V	0.364	0.308	0.105
		Torre del Greco	L	0.500	0.450	0.192
			T	0.342	0.400	0.150
			V	0.300	0.433	0.283
Michoacán, México, 1985	8.0	Caleta de Campos	L	0.500	0.671	1.619
			T	0.497	0.860	2.059
			V	0.315	0.577	1.692
		Mesa vibradora	L	0.500	1.410	1.346
			T	0.462	1.410	4.551
			V	0.256	1.167	2.038
Northridge, E.U.A., 1994	6.7	Castaic-Old Ridge Route	L	0.500	0.459	0.083
			T	0.452	0.460	0.131
			V	0.191	0.109	0.053
		Riverside-Airport	L	0.500	0.242	0.039
			T	0.461	0.211	0.023
			V	0.172	0.180	0.031
Kobe, Japón, 1995	6.9	KJMA	L	0.500	0.495	0.108
			T	0.365	0.452	0.122
			V	0.209	0.233	0.063
		OKA	L	0.500	0.296	0.130
			T	0.364	0.198	0.099
			V	0.235	0.154	0.105
Chi-Chi, Taiwán, 1999	7.6	TCU052	L	0.500	1.413	2.938
			T	0.415	1.897	2.200
			V	0.288	1.319	1.951
		TCU014	L	0.500	0.900	1.000
			T	0.387	1.613	2.493
			V	0.120	0.413	0.540

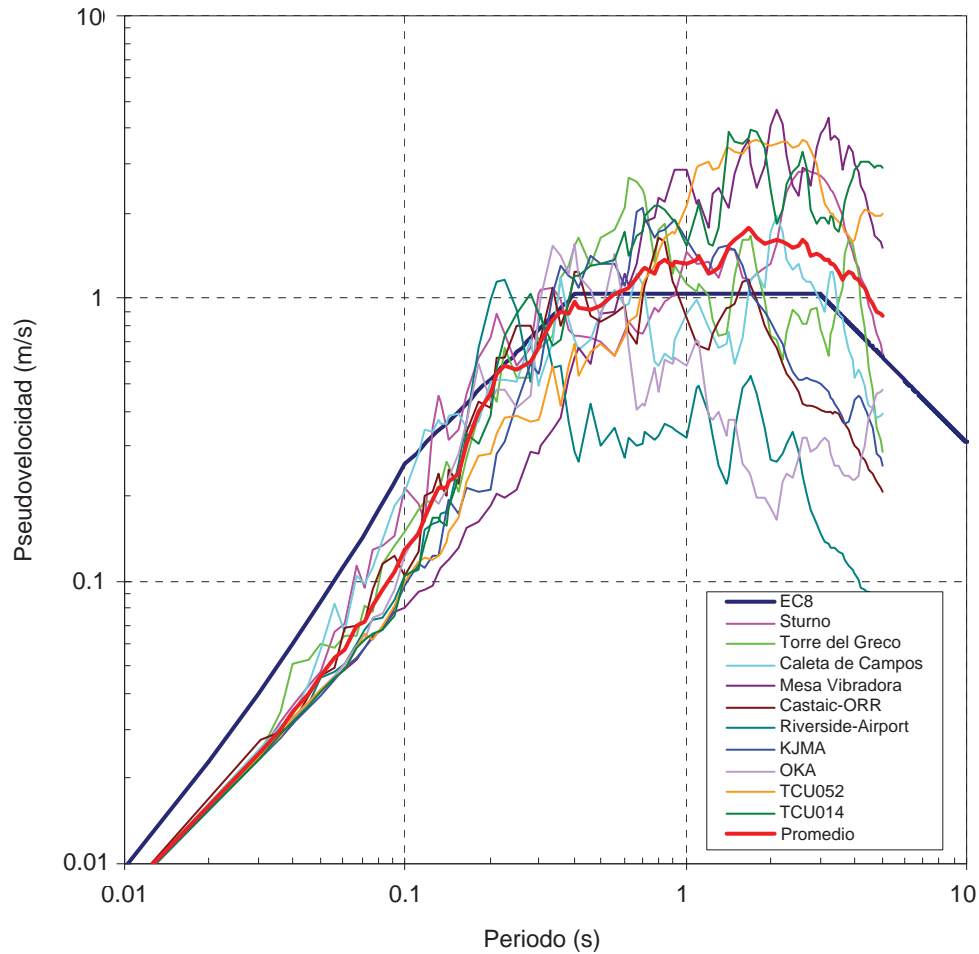


Figura 2.14 Comparación del espectro elástico de respuesta del EC8 con los de los sismos escalados y el promedio, AMT=0.5g,  $\xi=2\%$ , dirección más fuerte (imagen modificada de Álvarez, 2004)

## 2.5 ANÁLISIS DINÁMICO

Para cumplir con los objetivos de este trabajo, se estudió la respuesta dinámica tridimensional del puente para conocer el comportamiento temporal de sus parámetros principales en distintas zonas del mismo, tomando en cuenta la no linealidad mecánica y geométrica tal como se describió en el punto 2.3.2 y 2.3.3 respectivamente. Lo anterior, se logra a partir de un análisis paso a paso en el tiempo, el cual consiste en resolver las ecuaciones de movimiento para cada incremento de tiempo de manera iterativa. El

tiempo de análisis dependerá del número de ecuaciones a resolver y sobre todo de la duración del sismo; por tal motivo se planteó manejar un modelo simplificado (*Modelo Final*), pero sometido a varios registros de movimiento, con la justificación de que éste modelo se apegara lo más posible al comportamiento de un modelo más detallado (*Modelo Primario*); en el Capítulo 3 se puntualiza la calibración entre ambos modelos.

Partiendo del reposo, se llevó a cabo un análisis estático en el que la estructura se sometió solamente a las cargas permanentes; así, se tienen las condiciones iniciales para analizar dinámicamente el puente ante las señales de cada sismo. El análisis dinámico en el paquete ADINA puede partir del reposo, pero asignando a cada nodo de la estructura los desplazamientos y giros correspondientes al análisis estático; o bien por medio de la función de reinicio, en la que se extraen del archivo de resultados, correspondiente a la carga permanente, las condiciones iniciales de los nodos del modelo. En este estudio se optó por la primera opción, ya que el modelado de las pilas y el arco por medio de relaciones momento-curvatura no permitió realizar un análisis estático; por lo que se tuvo que realizar dicho análisis modelando los elementos del puente con un comportamiento no lineal (aunque no se rebasara el límite elástico), pero asignando las propiedades mecánicas del material mediante curvas de esfuerzo-deformación; debido a esto, no se puede hacer uso de la función de reinicio ya que el modelo del material será distinto entre el análisis estático y el dinámico, de tal forma que cada sismo se revisó partiendo de una estructura deformada por carga permanente.

En el código ADINA, los registros sísmicos pueden ser introducidos como desplazamientos en los apoyos, o bien, como aceleraciones con la función de fuerzas de cuerpo (*Mass Proporcional*). Ambas opciones fueron revisadas para un sismo (Michoacán, estación *Caleta de Campos*) y los resultados fueron prácticamente idénticos, por lo cual se optó por realizar los análisis dinámicos utilizando directamente la aceleración de cada registro en lugar de integrarlos dos veces para obtener los desplazamientos, lo anterior para evitar que se pierda aproximación en el proceso. En el capítulo siguiente se presentan los resultados obtenidos del presente estudio.

# Capítulo 3

## RESPUESTA DEL MODELO

---

### 3.1 COMPORTAMIENTO ESTÁTICO DEL MODELO

Una vez que el *Modelo Primario* quedó conformado, se evaluó su comportamiento haciendo un análisis de frecuencias (descrito en el punto 2.2.2), el cual partió de tomar como condiciones iniciales los resultados de un análisis estático no lineal. Todo con la intención de crear un marco de referencia respecto al cual comparar el *Modelo Final* y así evaluar la respuesta dinámica de este último con mayor precisión. A continuación se describe la respuesta ante carga permanente de los *Modelos Primario* y *Final*, así como su calibración, y más adelante la respuesta ante sismo del *Modelo Final* (sección 3.2).

#### 3.1.1 CARGA GRAVITACIONAL Y CALIBRACIÓN DEL MODELO FINAL

Como se describió en la sección 2.3.1, para evaluar las cargas permanentes se tomó en cuenta el peso propio de los elementos estructurales del puente más una carga permanente de  $2.5 \text{ kN/m}^2$  actuando a lo largo de toda la superficie superior del tablero. El modelado del material del tablero se consideró con un comportamiento lineal, mientras que el de las pilas y el arco se supuso no lineal (aun cuando se espera que ante las cargas ya mencionadas, el acero no alcance su límite de fluencia y el concreto no se fracture), recordando que las pilas y los elementos finitos del arco se modelaron por medio de relaciones esfuerzo-deformación para concreto confinado (modelo de Mander,

Figura 2.12.a) y las varillas del arco (elementos finitos tipo fibra) con el modelo que considera el endurecimiento por deformación (modelo de Park, Figura 2.12.b). Lo anterior debido a que, en el código ADINA, el análisis estático no puede ser realizado cuando se modela la estructura por medio de relaciones momento-curvatura.

Una vez que el *Modelo Primario* fue sometido ante dichas cargas, se procedió a revisar que el peso total del puente fuera el correcto, para posteriormente revisar el equilibrio mediante la exploración de las reacciones. Ya con la certeza de los resultados obtenidos, el peso total del puente fue de 654.636 MN (masa total igual a 66.732 kN-s<sup>2</sup>/mm), considerando la carga permanente ya descrita. Otro dato relevante para el propósito de calibrar el *Modelo Final*, es la flecha al centro del claro, lo cual nos da una idea más precisa de la deformada de la estructura ya que es el valor máximo esperado en cuanto a deflexión se refiere. Dicho valor resultó de 149 mm, lo que representa tan solo un 0.037% del claro principal (400 m). Ya estudiado el comportamiento ante carga permanente y las propiedades dinámicas del *Modelo Primario*, se procedió a revisar lo propio para el *Modelo Final*; a continuación se describe la calibración de este último en función de los datos obtenidos, los cuales sirven como base para realizar el análisis dinámico, del cual se revisan los resultados en la sección 3.2 de este capítulo.

Para tener la certeza de que el modelo analítico usado para esta investigación representa de manera adecuada el comportamiento “real” del puente, se hizo un modelado en dos etapas: la primera, conformando un modelo detallado como se describió en la sección 2.1.2, y posteriormente se definió una simplificación del mismo por medio de elementos barra tridimensionales, sección 2.1.3. Este último, denominado *Modelo Final*, se calibró de acuerdo con los resultados obtenidos a partir del *Modelo Primario*. Los resultados a considerar fueron el peso total del puente, la flecha al centro del claro y las configuraciones modales (descritas en el punto 2.2.2). En el capítulo anterior se pudo apreciar que existe buena aproximación entre los modos de vibrar de ambos modelos, pero para llegar a esto último debe existir primeramente una congruencia entre la masa y la rigidez de los sistemas estructurales. Por tanto, se procedió a calcular la masa y la deflexión máxima al centro del claro del modelo simplificado. La masa total del puente depende de la geometría del mismo, así como de la sección transversal de sus

elementos, además de la densidad de los materiales utilizados; por otro lado, la rigidez del modelo dependerá también de la geometría conjuntamente con el módulo de elasticidad, el cual define la rigidez implícita en el material.

De acuerdo con lo anterior, se procedió a realizar un primer análisis ante carga permanente del *Modelo Final*, el cual fue configurado considerando de manera exacta la geometría del puente en cuanto a las dimensiones propuestas (Figura 2.1, Tablas 2.1 y 2.2), tomando en cuenta la excentricidad en la conexión del tablero con las pilas y la clave del arco, así como las zonas rígidas en todas las conexiones continuas por medio de la opción *rigid end-zone* (pilas 3 y 13 con el tablero y todas las pilas conectadas en su base con el arco). Se tomó como longitud rígida el 100% de la sección inmersa al centroide de cada elemento, 1.55 m para el cabezal de las pilas 3 y 13, y 3 m en el caso de las barras del tablero; para la conexión de las pilas con el arco se tomó una longitud variable para las pilas 3 a 13, tomando en cuenta la geometría curva del arco (dirección Z), y para la longitud rígida de éste se tomaron 3 m para la conexión con las pilas 3 y 13, y 1.5 m para el resto, éstas últimas dimensiones medidas horizontalmente (dirección X). También se añadieron masas concentradas en los nodos de conexión de las pilas con el arco, esto con la intención de suplir los diafragmas rígidos, los cuales tienen un espesor igual al de la columna correspondiente (600 mm para las pilas 3 y 13 y 300 mm para las restantes), así como una longitud de 6700 mm y un ancho variable debido a la curvatura del arco (dirección Z), es preciso mencionar que en cada conexión van colocados cuatro diafragmas (dos por cada célula del arco, como se aprecia en la Figura 2.6) a excepción de las pilas 3, 13 y la clave del arco, en donde sólo se colocaron dos diafragmas tal como se aprecia en la Figura 3.1.

Una vez detallado el modelo de barras, se procedió a realizar un primer análisis, en el cual los resultados no fueron del todo satisfactorios. La flecha al centro del claro resultó de 151 mm con un peso total de 663.296 MN, contra 149 mm y 654.636 MN correspondientes al *Modelo Primario*; aunque el error es relativamente pequeño (apenas por encima de un 1.3%), se optó por disminuir un poco el valor de la densidad del concreto y aumentar de igual forma su módulo de elasticidad tratando de igualar los valores anteriores. Se revisaron las configuraciones modales al término de cada análisis

estático, ya que los dos primeros modos de vibrar en el *Modelo Final* cambiaban constantemente debido a que los respectivos periodos son muy parecidos entre ellos (Tabla 2.3). También se revisó la influencia que tenían las longitudes rígidas, se variaron desde un 50% de la sección inmersa al centroide de los elementos hasta el 100%; al final, se decidió dejar el 100% de dicha longitud ya que se pudo observar que en esta estructura en particular, dicho porcentaje no influyó notablemente para los propósitos planteados en la calibración. Como resultado, se obtuvieron los datos que se muestran en la Tabla 3.1, con un módulo de elasticidad de  $E_0=36850$  MPa y una masa de  $2.386$  kN-s<sup>2</sup>/m por metro cúbico de concreto (densidad de  $2.386$  kN-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>).

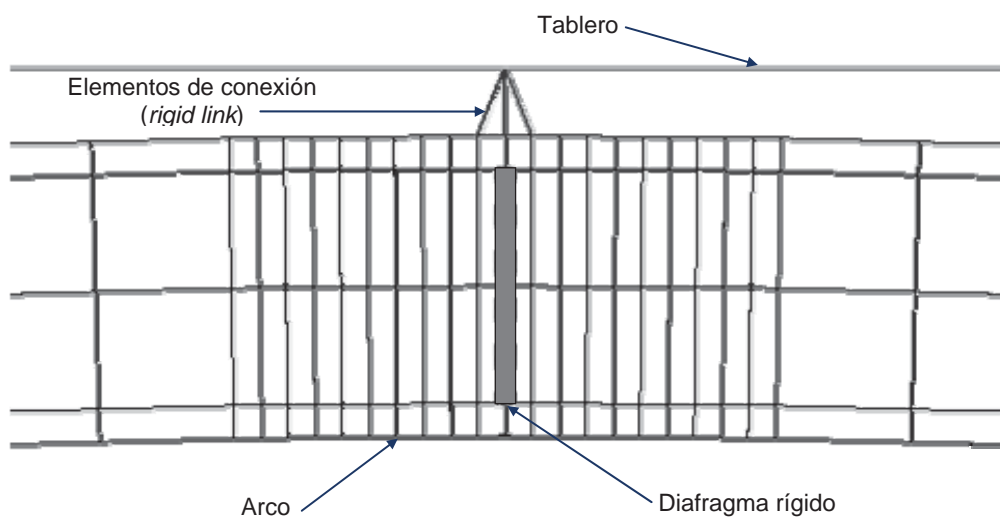


Figura 3.1 Detalle de conexión en la clave del arco en el Modelo Primario

Tabla 3.1 Peso y flecha por carga permanente

Modelo	Peso (MN)	Flecha al centro del claro (mm)
Primario	654.636	149
Final	654.636	146

En la Figura 3.2 se exponen las reacciones en los apoyos, dada la simetría solamente se muestra la parte izquierda del puente. También se puede observar el peso total del puente y la flecha al centro del claro. En los arranques se tuvo un momento absoluto de  $129.82$  MN-m, el cual representa tan sólo un 8.61% del momento de fluencia ( $1507.26$  MN-m en la sección de arranque), así como una fuerza axial de  $341.82$  MN. El valor

máximo absoluto del momento en el arco fue de 205.23 MN-m, el cual ocurrió a los 15 m de la sección de arranque medidos en dirección longitudinal X, mientras que el momento correspondiente en la clave del arco fue de 64.47 MN-m. Las pilas 1, 2 y 3 por su parte, presentaron en la base compresiones de 18.13 MN, 23.8 MN y 283.95 MN, respectivamente. Los momentos máximos registrados fueron los del cabezal de la pila 3 (21.05 MN-m) y en la base de la pila 4 (19.52 MN-m); en cuanto al tablero, los momentos máximos positivo y negativo resultaron de 30.21 MN-m y de 53.33 MN-m, respectivamente.

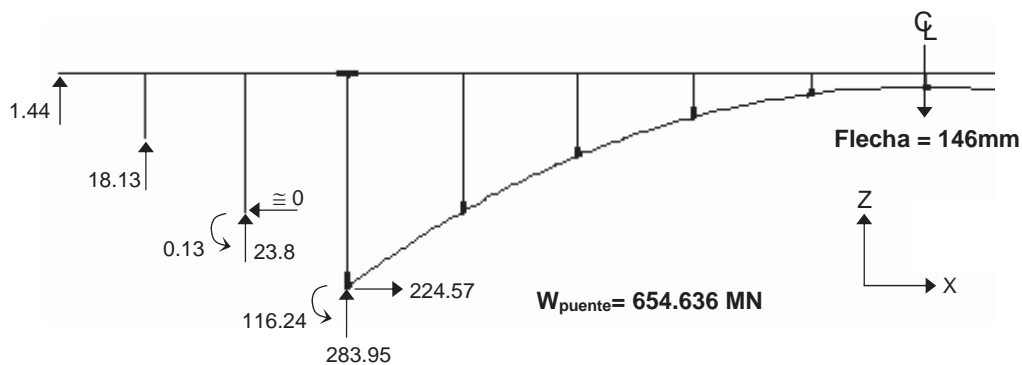


Figura 3.2 Reacciones en los apoyos (fuerzas en MN y momentos en MN-m)

En la Figura 3.3 se presenta un resumen gráfico de las fuerzas internas en el arco. En el inciso a) se puede ver la variación de la fuerza normal en función de la longitud medida a partir del arranque izquierdo (0 a 400 m). El máximo absoluto, de 341.82 MN se presentó en los arranques y representa el 31.3% de la fuerza axial de rotura por compresión calculada en ADINA. En el inciso b) se muestra la variación del momento flexionante a lo largo del arco, así como el momento de fluencia y el último correspondientes a las secciones transversales y respectivos armados propuestos en la sección 2.3.1, y la fuerza axial producida por la carga permanente con ayuda del paquete Section Builder 8.1.0 (CSI, 2003); el momento máximo obtenido a 15 m de los arranques representa un 12.81% del momento último, quedando la capacidad remanente para absorber los efectos sísmicos.

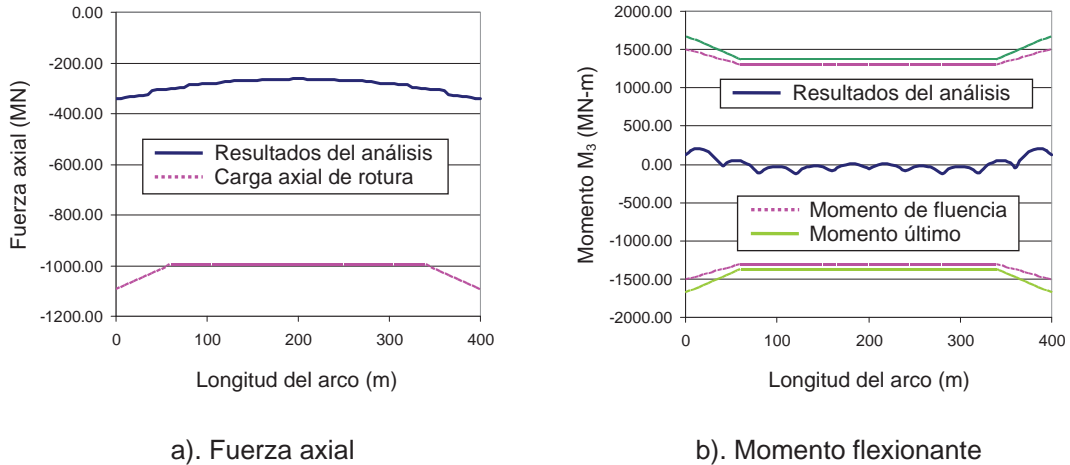


Figura 3.3 Fuerzas internas en el arco correspondientes a la carga permanente

Por otro lado, en la Figura 3.4 se puede ver la curva de interacción del momento flexionante último con la carga axial en los arranques del arco; se indica la fuerza axial inducida por la carga permanente, así como la correspondiente a la falla balanceada. Se hace notar que la compresión producida por la carga permanente rebasa a la fuerza axial que corresponde a la falla balanceada, lo cual indica que podría darse una falla frágil con una ductilidad limitada.

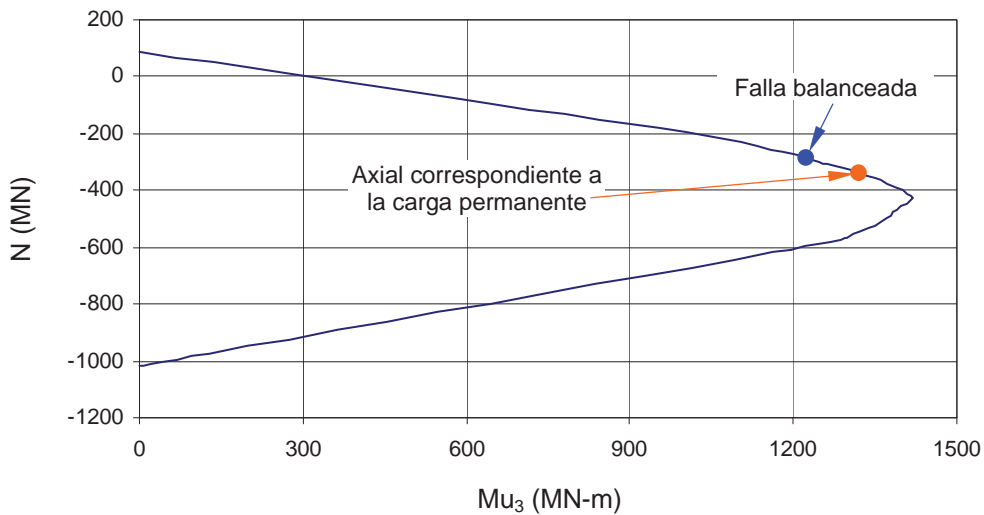


Figura 3.4 Diagrama de interacción de los arranques del arco

## **3.2 COMPORTAMIENTO ANTE SISMO**

Una vez que quedó establecido el modelo analítico del puente, éste se sometió a los registros sísmicos escalados mostrados en el capítulo anterior. La componente horizontal con aceleración mayor de cada sismo se aplicó en dirección longitudinal X, la otra componente horizontal en dirección Y, y la componente vertical en dirección Z (Tabla 2.8). De toda la información que se obtiene de un análisis paso a paso no lineal, para esta investigación se seleccionaron como parámetros para evaluar el comportamiento del puente las historias temporales de desplazamiento longitudinal del centro del tablero, así como las tres componentes de desplazamiento para la clave del arco; para las pilas se revisaron las curvaturas máximas de la parte superior de las pilas 3 y 13, y las correspondientes a la base de las pilas 2 y 14; también los valores máximos de respuesta de desplazamiento y aceleración en las tres direcciones a lo largo de todo el arco; en cuanto a la fuerza axial, se estudia la fluctuación de la misma en los arranques y clave del arco; por último, se revisa el efecto de la interacción del momento flexionante con la fuerza axial y la curvatura en los arranques del arco.

### **3.2.1 COMPORTAMIENTO DEL TABLERO Y CLAVE DEL ARCO**

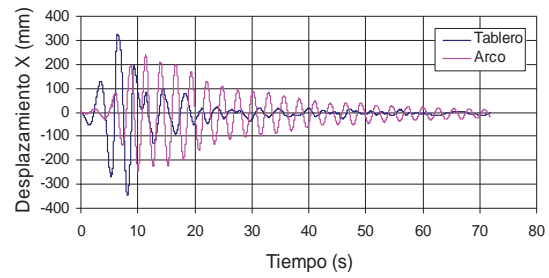
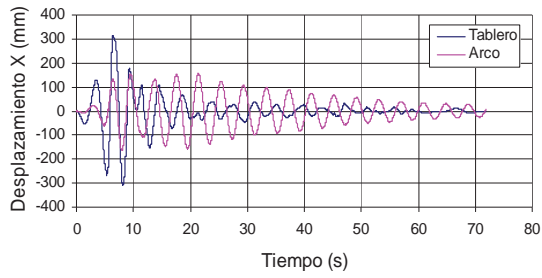
En la Figura 3.5 se tienen las historias de desplazamientos longitudinales (dirección X) del centro del tablero y la clave del arco correspondientes a los diez registros sísmicos descritos en el Capítulo 2, recordando que la vinculación del tablero con la clave del arco permite el deslizamiento entre ambos en dicha dirección. En general, se percibe que tanto el arco como el tablero oscilan en los cuatro segundos aproximadamente, tiempo cercano al periodo fundamental del primer modo longitudinal del puente (3.578 segundos), aunque sí hay participación de los modos superiores, tal es el caso del sismo de Northridge con la estación Riverside-Airport (inciso f). Del lado izquierdo aparecen las gráficas correspondientes a los análisis tomando en cuenta la fluctuación de la fuerza axial interactuando con el momento flexionante, y del lado derecho el caso sin fluctuación, en donde el modelado de los elementos se da mediante la relación M-C correspondiente a la fuerza axial ocasionada por la carga permanente.

Se aprecia que en la mayoría de los casos, el tablero tiene desplazamientos mayores que la clave del arco a excepción del registro de la estación Sturno del sismo de Campano-Lucano, en donde solamente al inicio del análisis el tablero se mueve más que la clave del arco. En el inciso i) el tablero sufre de desplazamientos longitudinales permanentes, lo cual es un indicio del daño que puede presentarse en las pilas 3 y 13 principalmente, las cuales resisten gran parte de las fuerzas de inercia del puente. Hay casos como el sismo de Michoacán en donde la respuesta tomando en cuenta la fluctuación es muy diferente que en el caso contrario; los resultados de la estación Caleta de Campos reflejan un desplazamiento permanente al tomar en cuenta la fluctuación de la fuerza axial, no así para cuando no se considera dicho efecto, ya que pareciera que la estructura regresará a su posición inicial al finalizar el sismo. También se aprecia que el periodo de vibración es menos regular y con magnitudes mayores en las gráficas del lado izquierdo de la Figura 3.5.

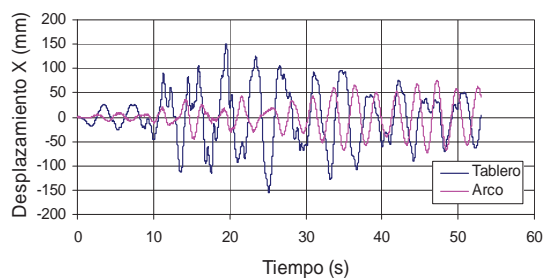
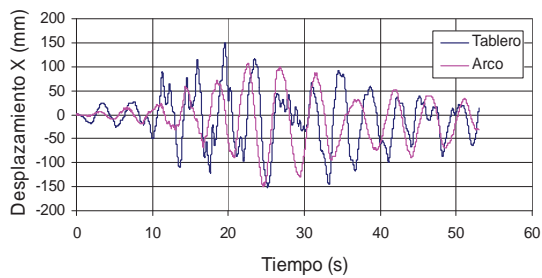
El inciso i) llama mucho la atención ya que la diferencia entre el desplazamiento del tablero y del arco se dispara notablemente; a partir de los cuarenta segundos, de acuerdo con los resultados obtenidos, el desplazamiento del tablero puede ser cercano a los nueve metros, lo cual nos habla de un posible error matemático o un colapso total. En la Tabla 3.2 se presentan los valores máximos de desfase entre el desplazamiento del tablero y la clave del arco, en donde se aprecia que en la mayoría de los casos (excepto en el sismo de Northridge) la diferencia es mayor cuando no se toma en cuenta la fluctuación de la fuerza axial; se tienen valores que van desde los escasos 40.8 mm de la estación de Riverside-Airport del sismo de Northridge hasta los 9021.4 mm del sismo de Chi-Chi correspondientes al registro de la estación TCU052. Es notorio que para un mismo sismo se tengan valores tan diferentes en cuanto a los desplazamientos máximos ya comentados; como ejemplos, los sismos de Michoacán y el de Chi-Chi arrojan valores de desfase en el desplazamiento longitudinal que van desde dos hasta poco más de tres veces respectivamente entre el registro de una estación y otra. Salta a la vista que la diferencia principal entre los dos registros para los sismos ya mencionados es la velocidad máxima (Tabla 2.8), lo cual coincide con lo demostrado en otros estudios respecto a que la velocidad resulta ser un mejor indicador del potencial destructor de un sismo en estructuras con periodo largo (Tso *et al.*, 1992; Wesolowsky y Wilson, 2003).

Carga axial variable

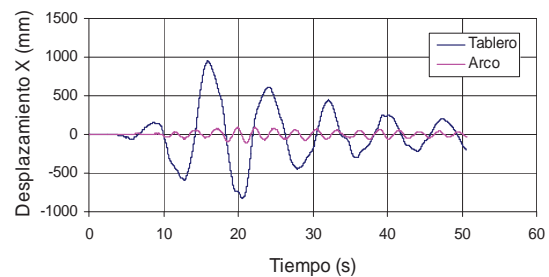
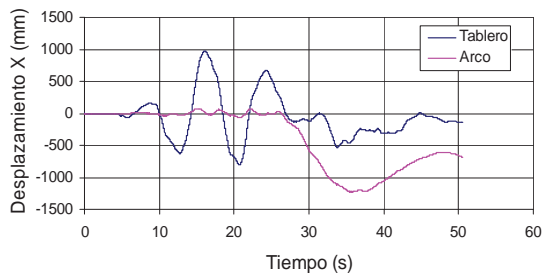
Carga axial permanente



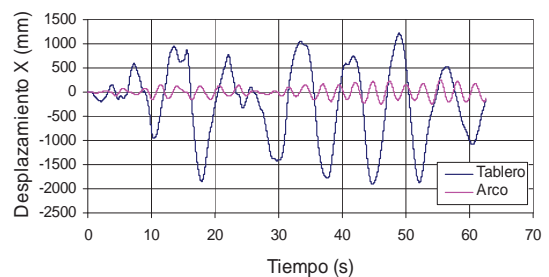
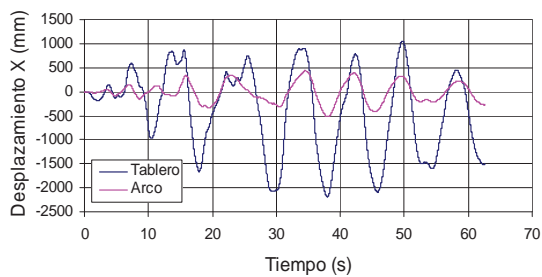
a). Sismo de Campano-Lucano, estación Sturno



b). Sismo de Campano-Lucano, estación Torre del Greco



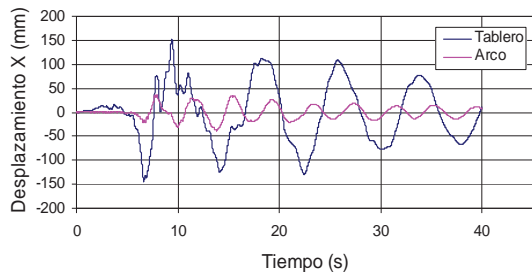
c). Sismo de Michoacán, estación Caleta de Campos



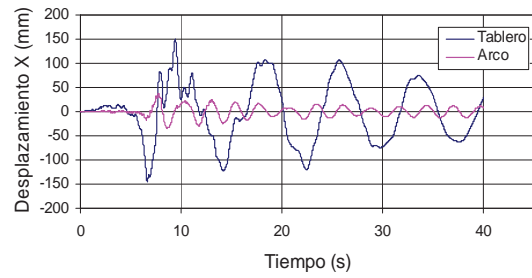
d). Sismo de Michoacán, estación Mesa Vibradora

Figura 3.5 Historias de desplazamientos longitudinales al centro del claro

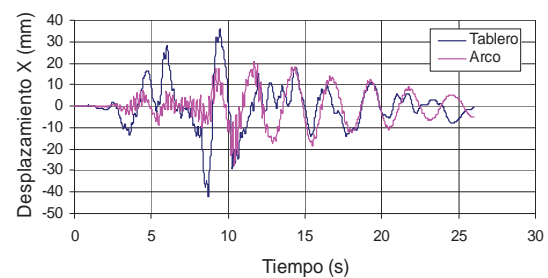
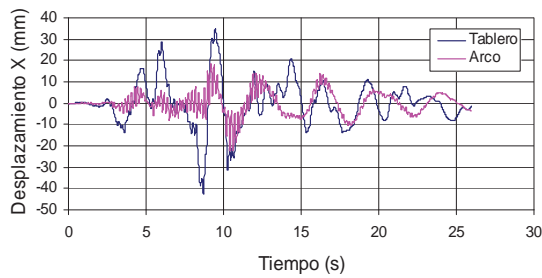
Carga axial variable



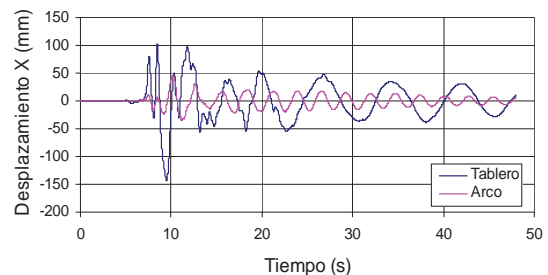
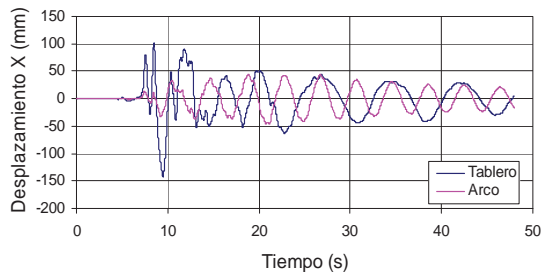
Carga axial permanente



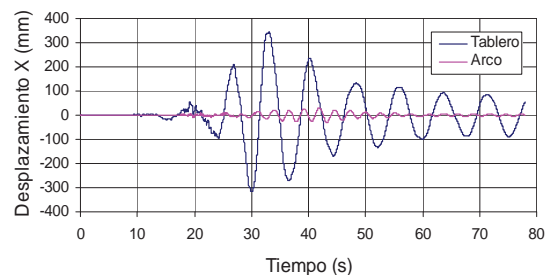
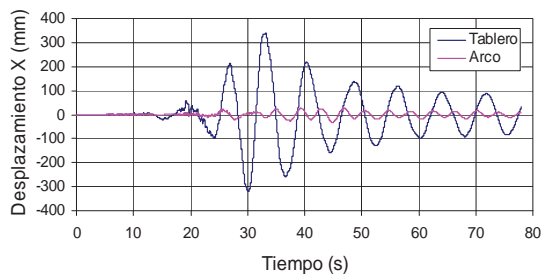
e). Sismo de Northridge, estación Castaic-Old Ridge Route



f). Sismo de Northridge, estación Riverside-Airport



g). Sismo de Kobe, estación KJMA



h). Sismo de Kobe, estación OKA

Figura 3.5 (Continuación)

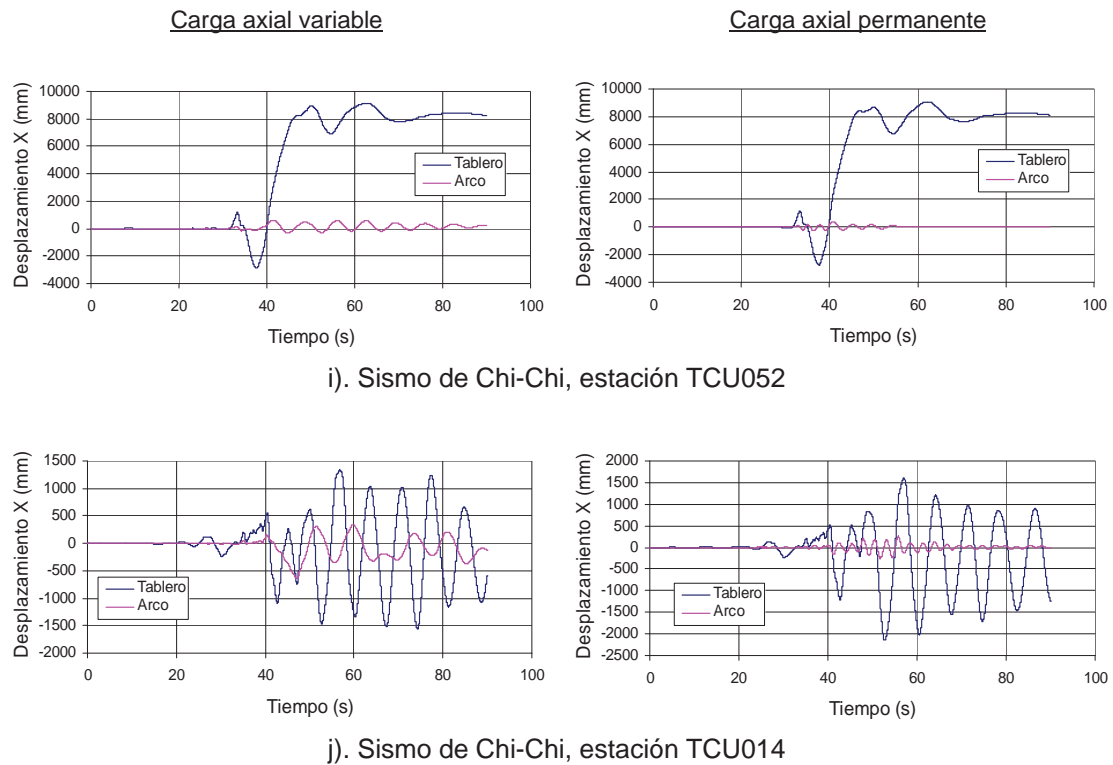


Figura 3.5 (Continuación)

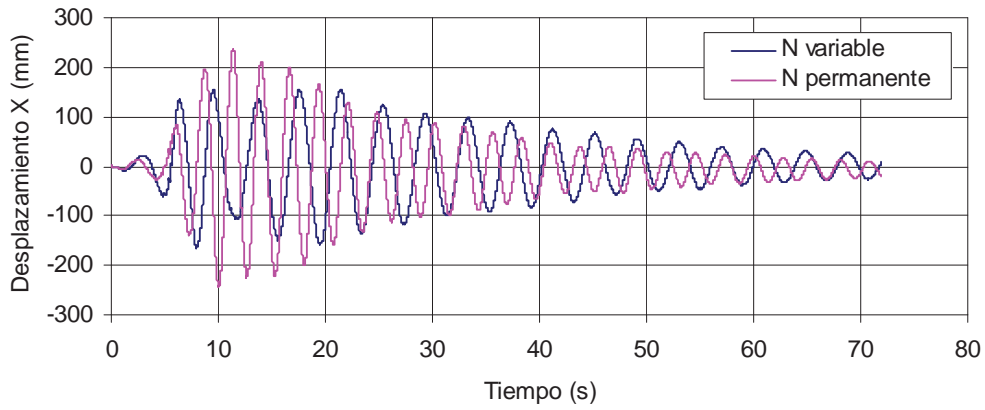
Tabla 3.2 Desfase máximo entre el centro del tablero y la clave del arco

Sismo	Estación	Diferencia de desplazamiento (mm)	
		N variable	N permanente
Campano-Lucano	Sturno	247.5	461.6
	Torre del Greco	168.4	170.1
Michoacán	Caleta de Campos	964.6	983.7
	Mesa Vibradora	1830.0	2133.8
Northridge	Castaic - ORR	160.1	144.2
	Riverside - Airport	44.0	40.8
Kobe	KJMA	120.3	135.9
	OKA	351.1	355.7
Chi-Chi	TCU052	8969.4	9021.4
	TCU014	1698.2	2291.5
Media		1455.4	1573.9

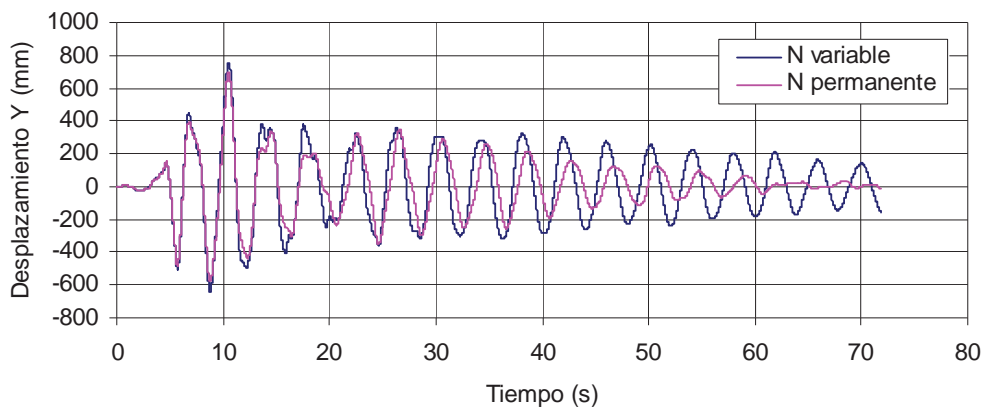
En las Figuras 3.6 a 3.15 se muestran las historias temporales de desplazamiento en las tres direcciones correspondientes a la clave del arco. Se espera que en las direcciones transversal (Y) y vertical (Z) los desplazamientos del tablero en su sección media y de

la clave del arco sean prácticamente iguales, por tal motivo se estudia solamente la clave del arco en dichas direcciones. Se presentan las curvas correspondientes al análisis tomando en cuenta el efecto de la fluctuación de la fuerza axial interactuando con el momento flexionante, y las correspondientes a cuando no se toma en cuenta dicho efecto. La mayoría de los sismos reflejan en la dirección longitudinal (X) historias de desplazamiento mayores para N variable, aunque el sismo de Michoacán con el registro de Caleta de Campos muestra un incremento importante en la diferencia entre ambas respuestas de los 25 segundos en adelante (Figura 3.8.a). En relación a los desplazamientos transversales (dirección Y), se observan oscilaciones similares en ambos casos de análisis, pero en la mayoría de los sismos, la magnitud del desplazamiento resulta con valores superiores cuando se toma en cuenta el efecto de la fluctuación de la fuerza axial; cuando no se considera tal efecto, la estructura tiende a su posición de reposo original al final de los sismos de manera más rápida, como se puede ver en los incisos b) de las Figuras 3.6, 3.9, 3.10, 3.12, 3.14 y 3.15.

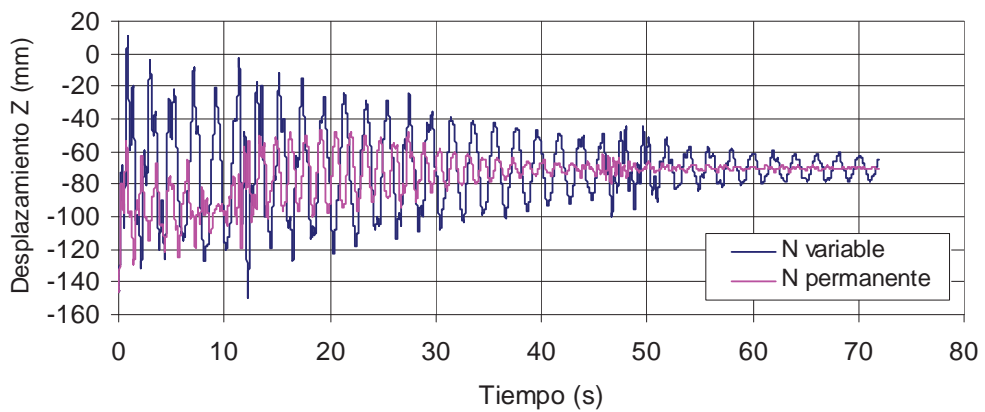
En cuanto al desplazamiento en la dirección vertical (Z), sí hay una marcada diferencia en las historias temporales. Primeramente se tiene, como en el caso de los desplazamientos transversales (Y), una tendencia a retomar la posición de reposo más rápidamente cuando no se considera la interacción N-M, pero con una deformación permanente distinta a la correspondiente a las condiciones iniciales (146 mm), ya que se observa claramente que la clave del arco oscila en los 70 mm y tiende a quedarse con esa deformación, como se puede apreciar en los incisos c) de las Figuras 3.6 y 3.9. En otras historias se ve incluso una diferencia entre ambos casos de análisis, uno y otro con deformaciones permanentes pero diferentes entre sí, tal como se expone en las Figuras 3.8, 3.10, 3.11, 3.12, 3.13, 3.14 y 3.15 para la dirección vertical (Z) del desplazamiento; es de notar también que en las figuras anteriormente mencionadas, las deformaciones permanentes para el análisis que toma en cuenta la interacción N-M son mayores que en el caso contrario, un ejemplo muy claro es el expuesto en los incisos c) de las Figuras 3.8 y 3.15, en donde la deformación permanente al final del análisis es además positiva. Ya por último, es de notarse que en todas las historias de desplazamiento vertical, las magnitudes tienden a ser mayores cuando se analiza el puente considerando la variación de la fuerza axial durante el sismo.



a). Desplazamientos longitudinales

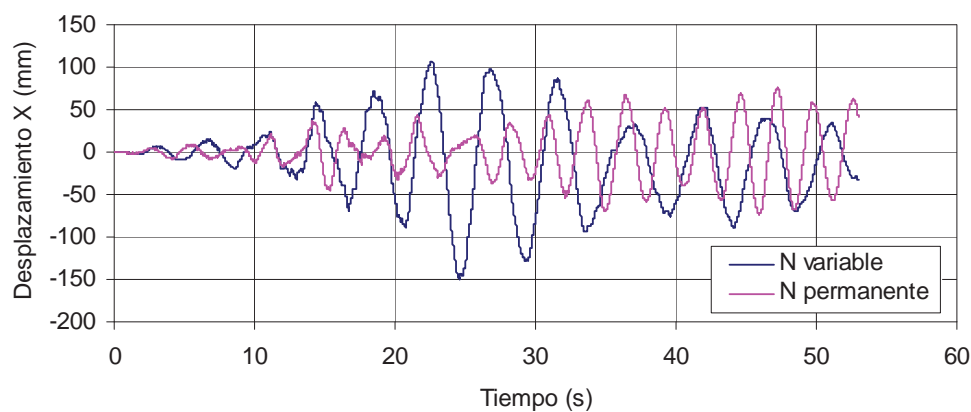


b). Desplazamientos transversales

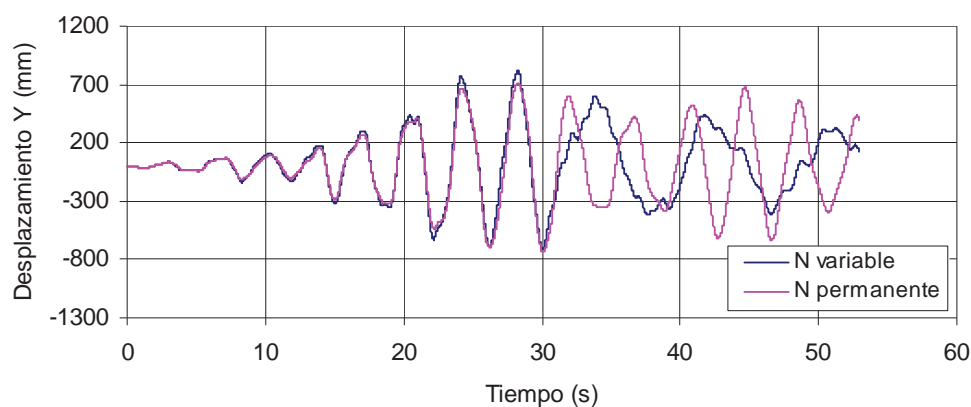


c). Desplazamientos verticales

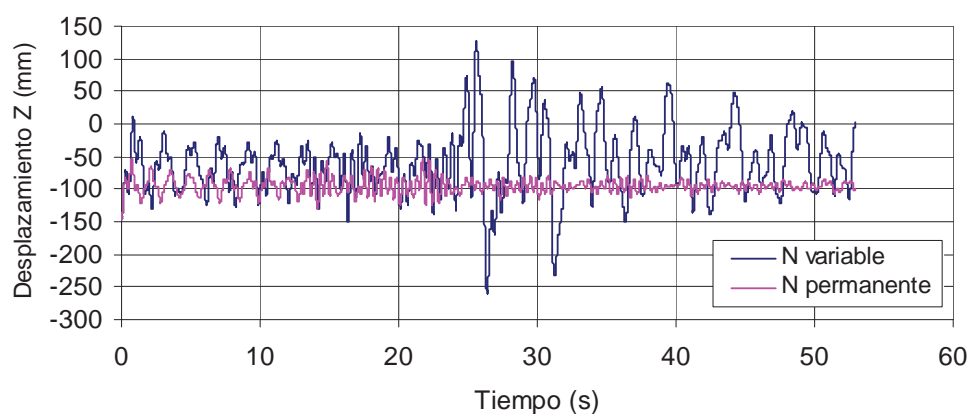
Figura 3.6 Historias de desplazamientos en la clave del arco, sismo de Campano-Lucano, estación Sturno



a). Desplazamientos longitudinales

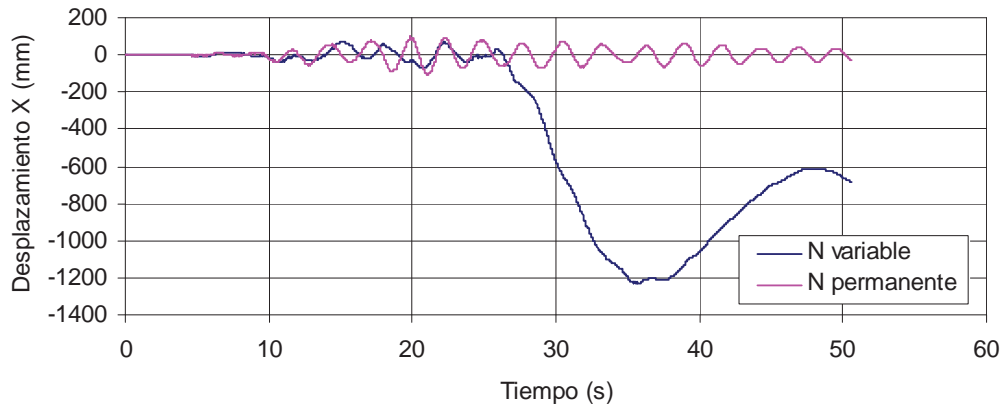


b). Desplazamientos transversales

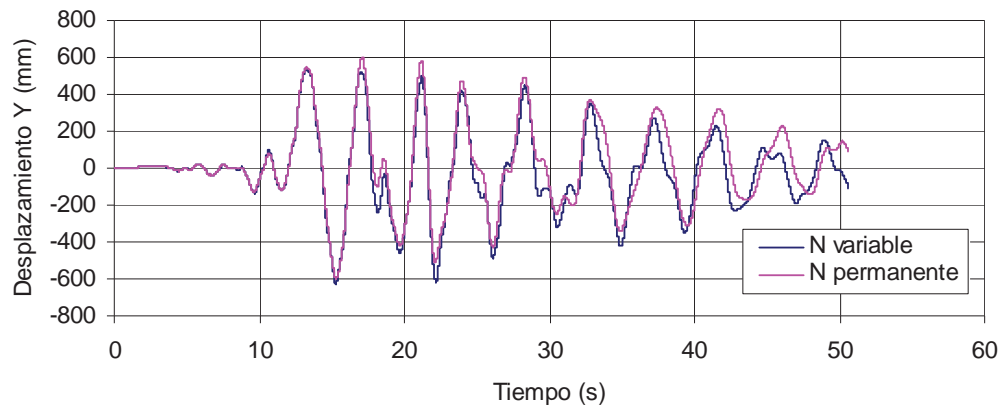


c). Desplazamientos verticales

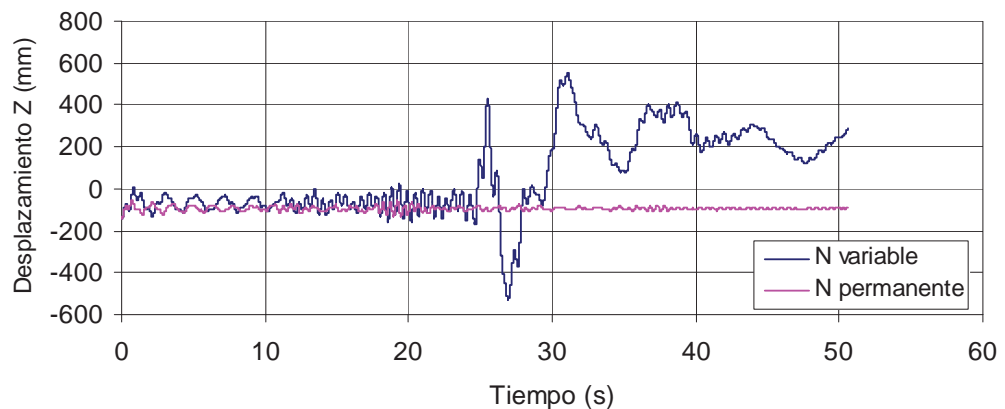
Figura 3.7 Historias de desplazamientos en la clave del arco, sismo de Campano-Lucano, estación Torre del Greco



a). Desplazamientos longitudinales

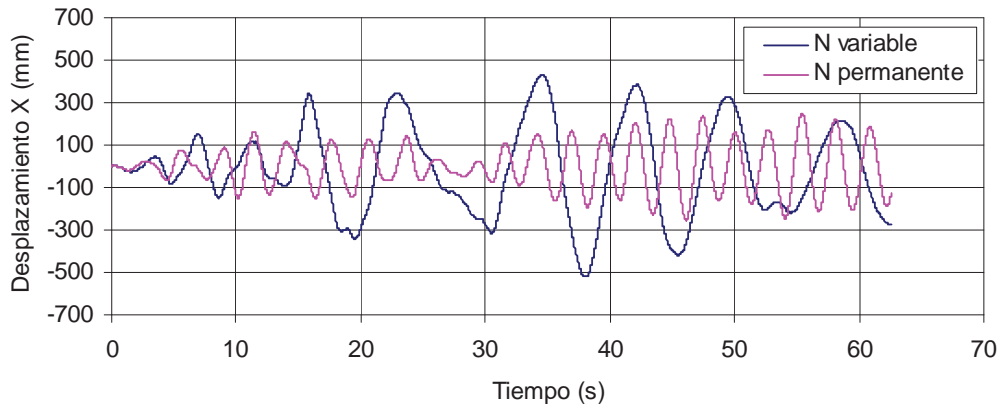


b). Desplazamientos transversales

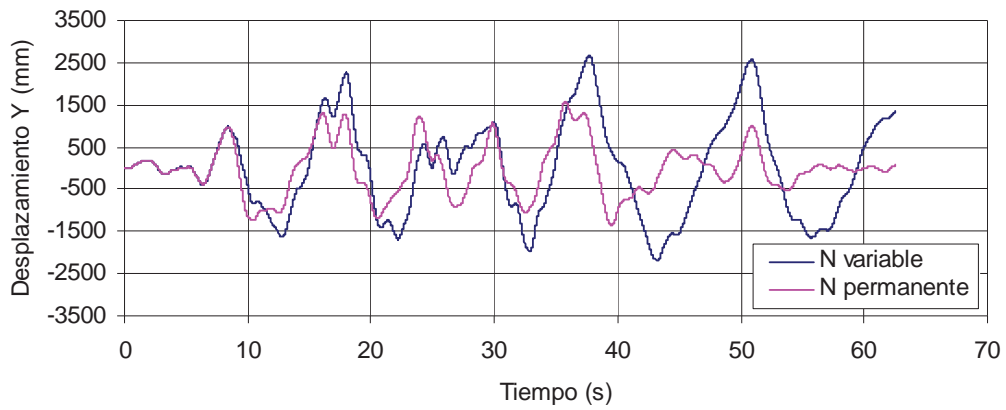


c). Desplazamientos verticales

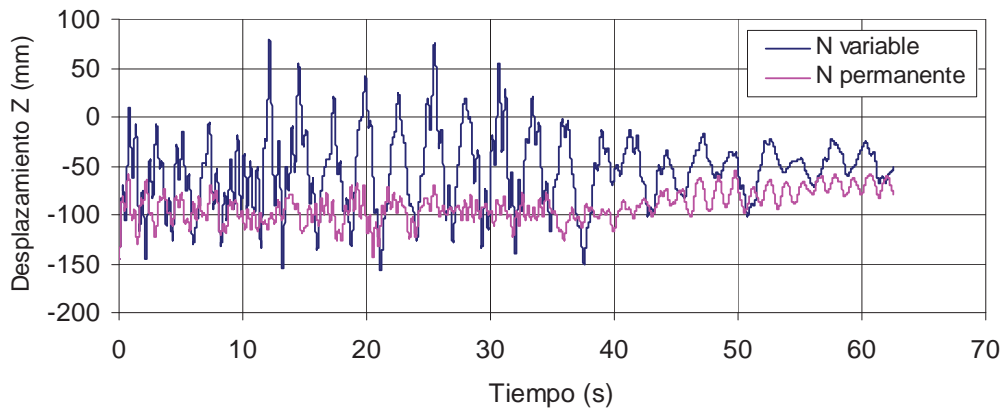
Figura 3.8 Historias de desplazamientos en la clave del arco, sismo de Michoacán, estación Caleta de Campos



a). Desplazamientos longitudinales

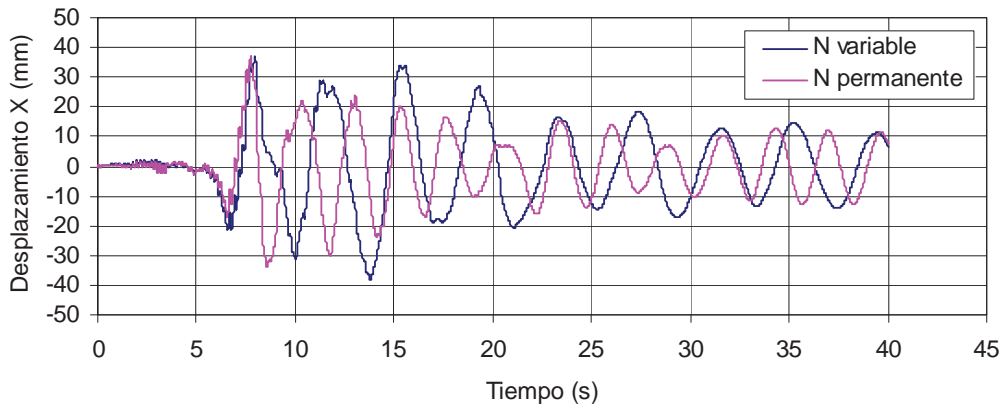


b). Desplazamientos transversales

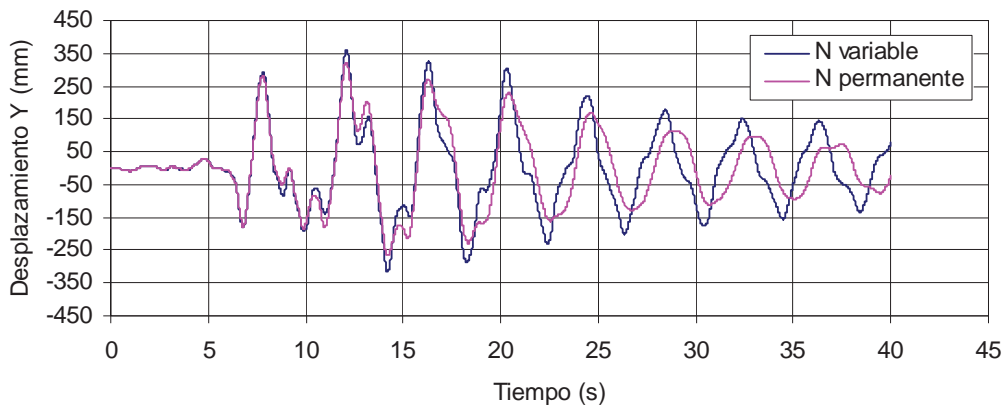


c). Desplazamientos verticales

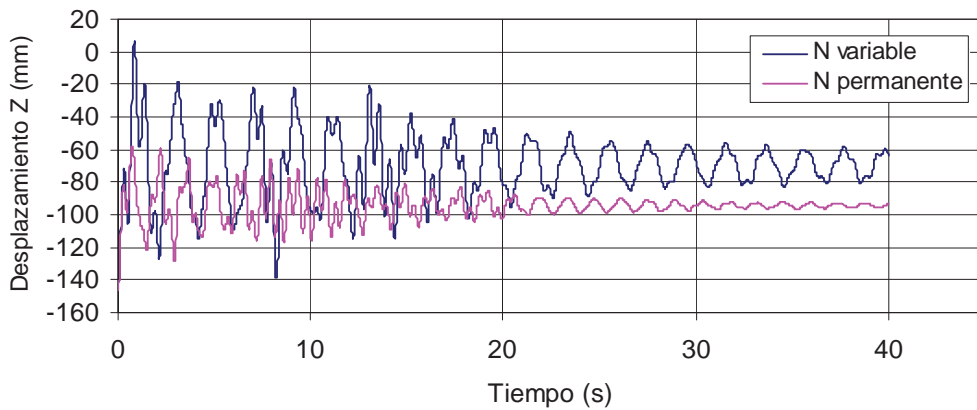
Figura 3.9 Historias de desplazamientos en la clave del arco, sismo de Michoacán, estación Mesa Vibradora



a). Desplazamientos longitudinales

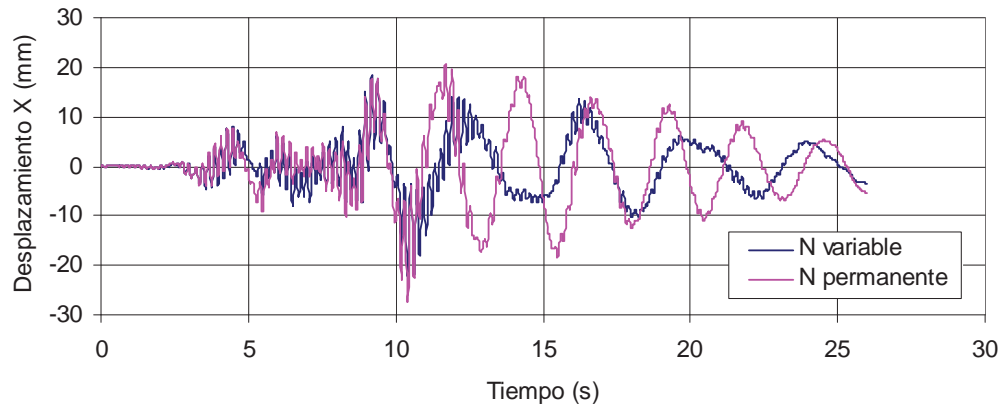


b). Desplazamientos transversales

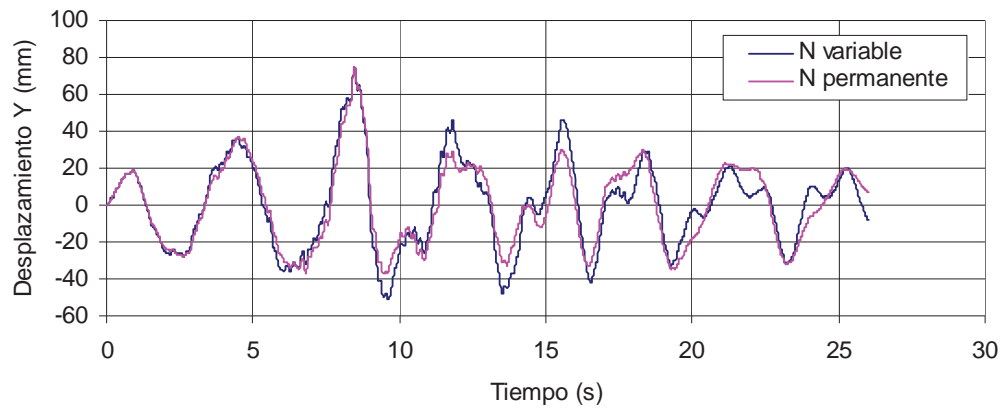


c). Desplazamientos verticales

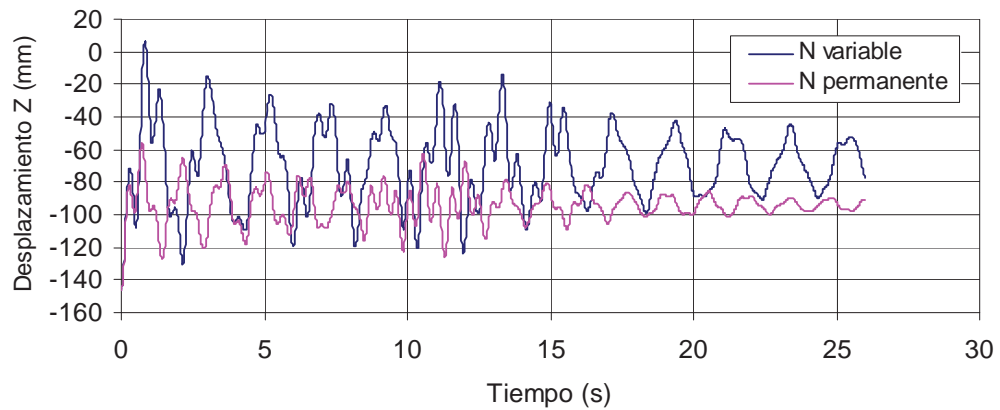
Figura 3.10 Historias de desplazamientos en la clave del arco, sismo de Northridge, estación Castaic-Old Ridge Route



a). Desplazamientos longitudinales

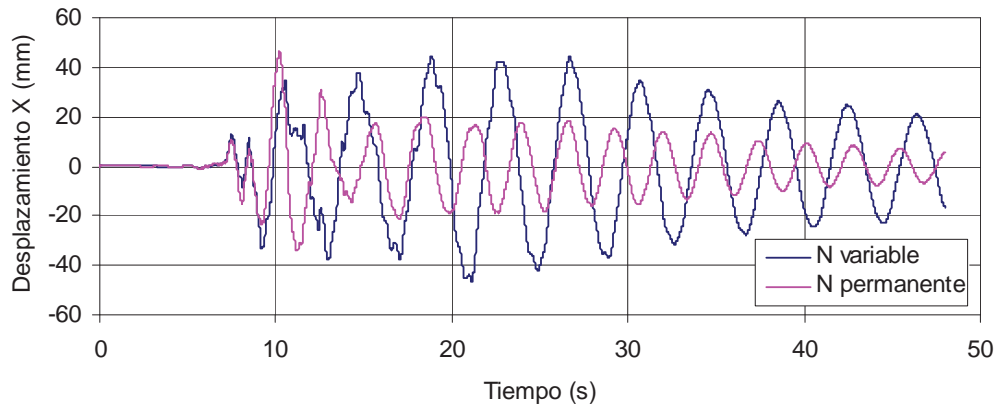


b). Desplazamientos transversales

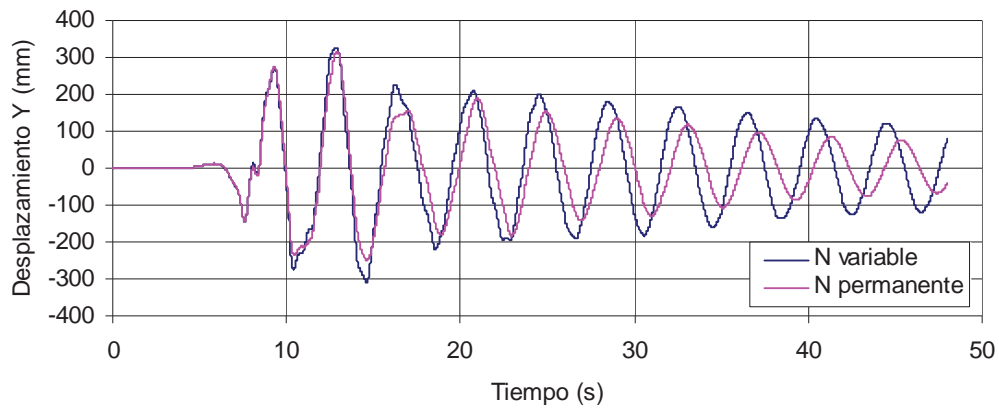


c). Desplazamientos verticales

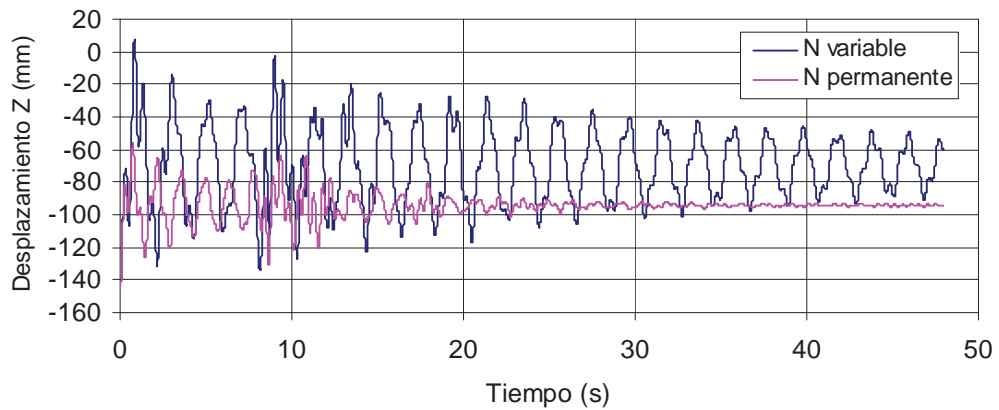
Figura 3.11 Historias de desplazamientos en la clave del arco, sismo de Northridge, estación Riverside-Airport



a). Desplazamientos longitudinales

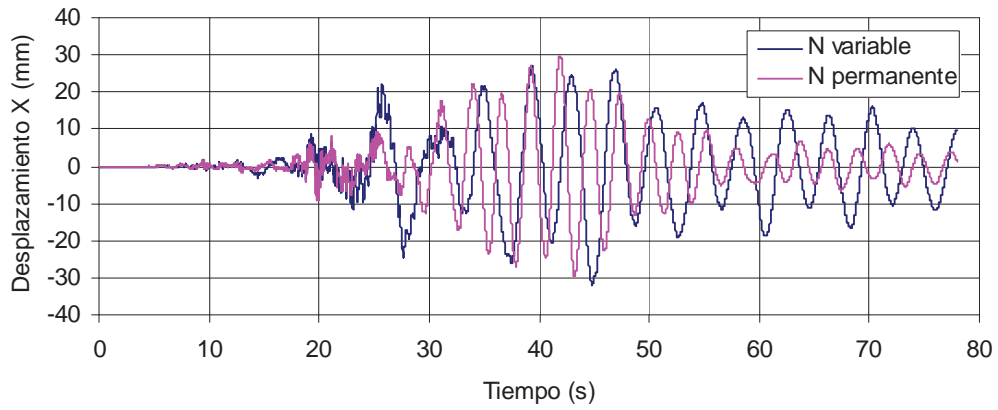


b). Desplazamientos transversales

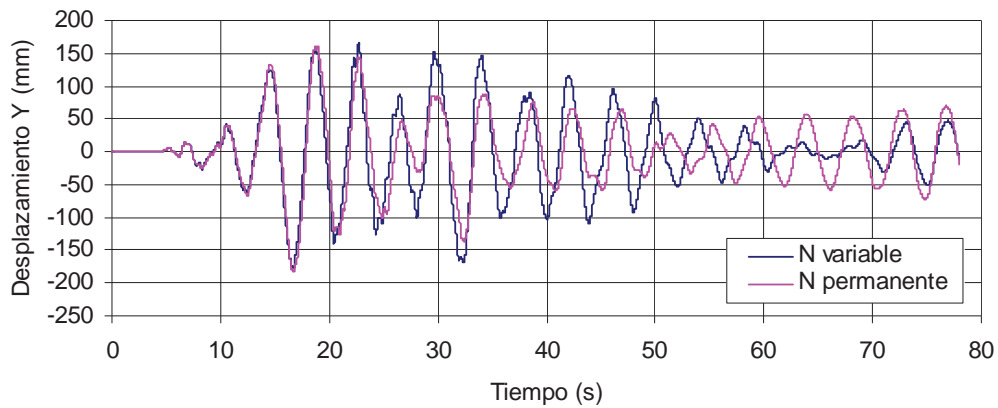


c). Desplazamientos verticales

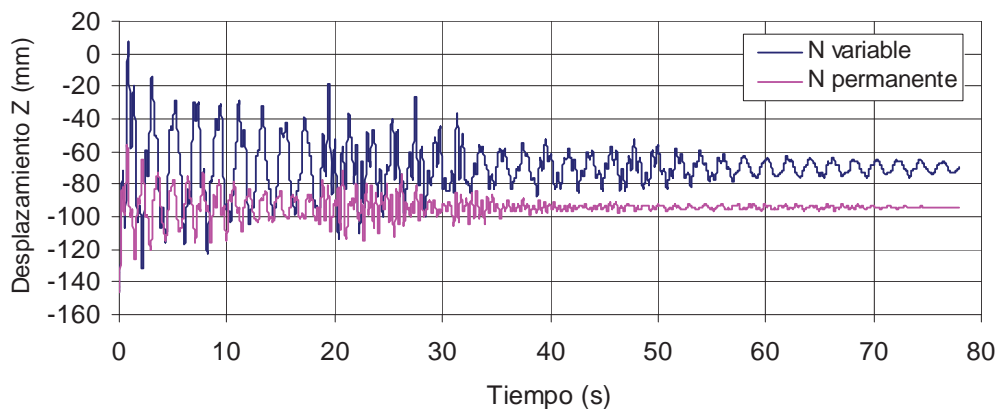
Figura 3.12 Historias de desplazamientos en la clave del arco, sismo de Kobe, estación KJMA



a). Desplazamientos longitudinales

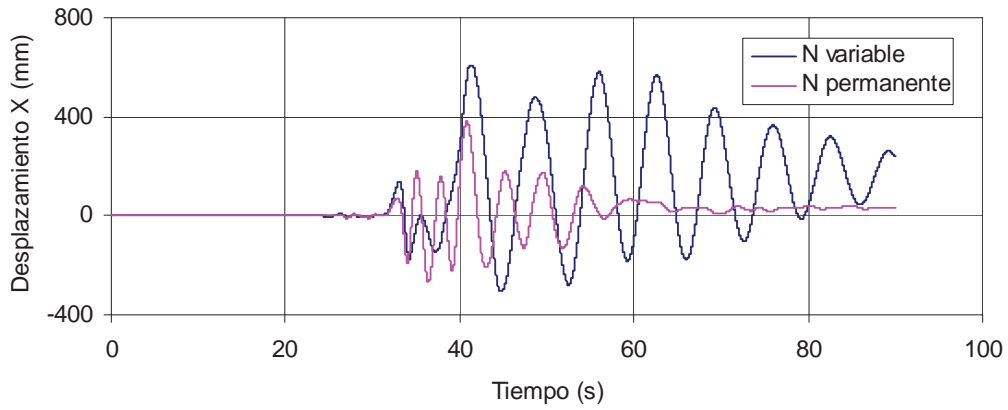


b). Desplazamientos transversales

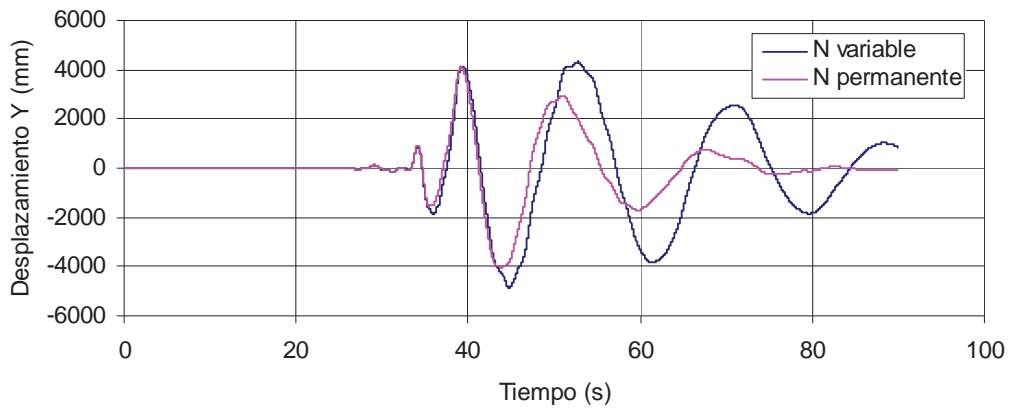


c). Desplazamientos verticales

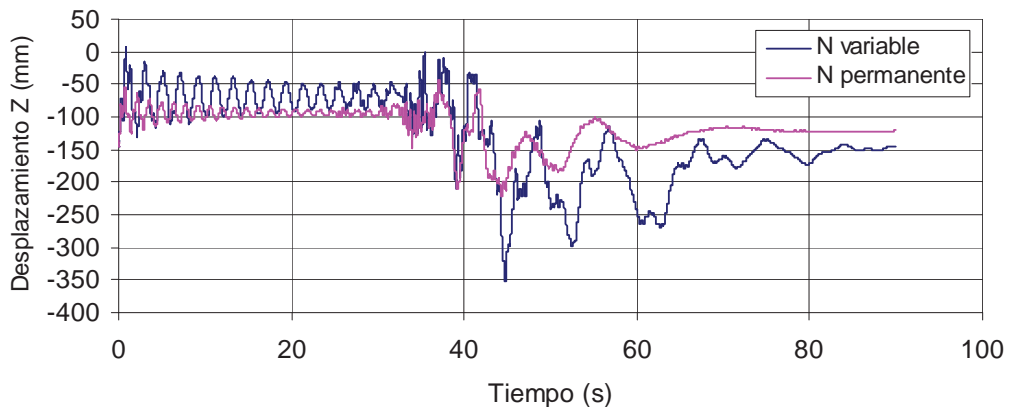
Figura 3.13 Historias de desplazamientos en la clave del arco, sismo de Kobe, estación OKA



a). Desplazamientos longitudinales

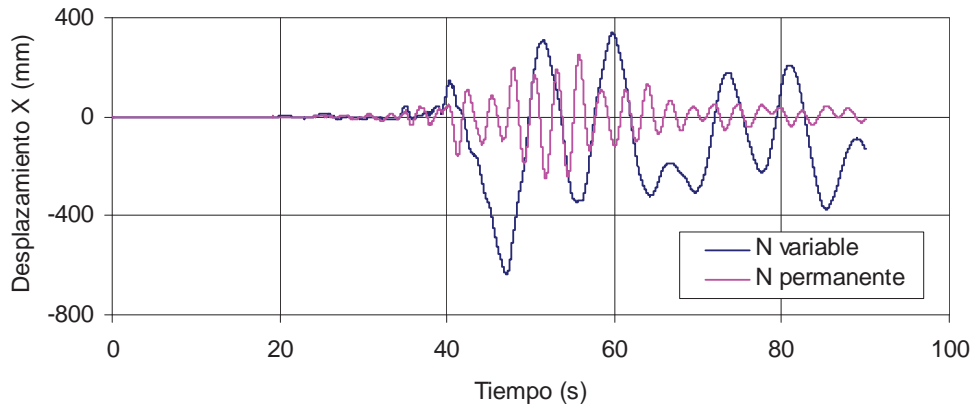


b). Desplazamientos transversales

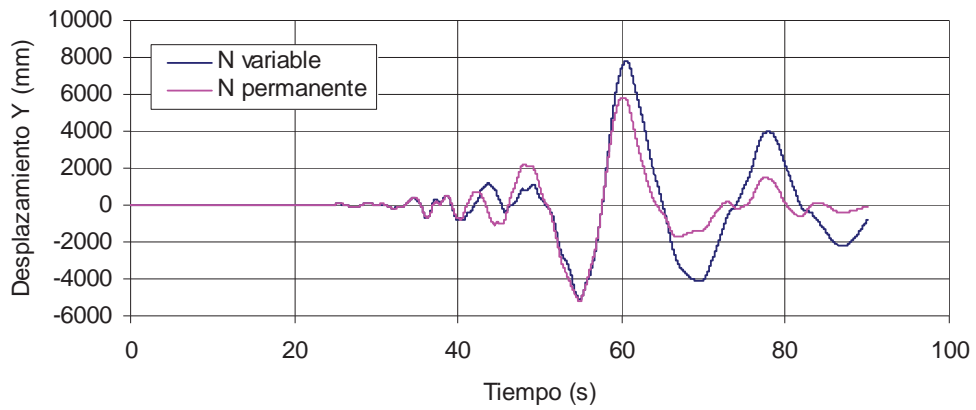


c). Desplazamientos verticales

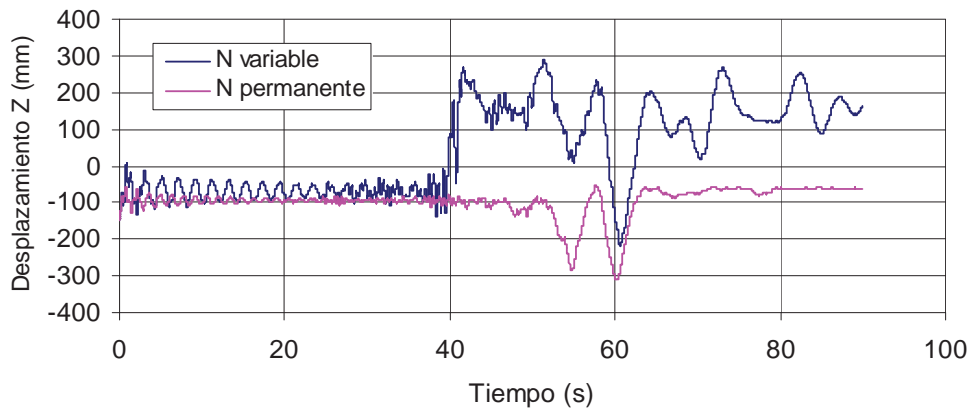
Figura 3.14 Historias de desplazamientos en la clave del arco, sismo de Chi-Chi, estación TCU052



a). Desplazamientos longitudinales



b). Desplazamientos transversales



c). Desplazamientos verticales

Figura 3.15 Historias de desplazamientos en la clave del arco, sismo de Chi-Chi, estación TCU014

En las Tablas 3.3 y 3.4 se exponen los valores máximos de desplazamiento en las tres direcciones para la clave del arco y en la dirección longitudinal para la sección media del tablero. La Tabla 3.3 corresponde al caso de análisis en donde se considera el efecto de la fluctuación de la fuerza axial al interactuar con el momento flexionante, la Tabla 3.4 expone lo propio para el caso contrario. El desplazamiento del tablero resulta ligeramente superior para la mayoría de los sismos cuando no se considera la interacción N-M, aunque cuando se trata de la clave del arco, los valores preponderantes en las tres direcciones son los correspondientes a los análisis tomando en cuenta dicho efecto. Es de especial atención la magnitud de los desplazamientos que resultan para los registros que tienen valores de velocidad máxima superiores a los demás.

Tabla 3.3 Desplazamientos máximos al centro del claro, tomando en cuenta la fluctuación de N

<b>Sismo</b>	<b>Estación</b>	<b>Longitudinal Tablero (mm)</b>	<b>Longitudinal Arco (mm)</b>	<b>Transversal Arco (mm)</b>	<b>Vertical Arco (mm)</b>
Campano-Lucano	Sturno	313.4	164.9	752.3	150.2
	Torre del Greco	151.1	149.8	820.9	261.8
Michoacán	Caleta de Campos	980.8	528.8	631.6	531.7
	Mesa Vibradora	2191.8	521.3	2679.9	157.0
Northridge	Castaic - ORR	152.7	38.0	360.1	146.0
	Riverside - Airport	42.6	22.2	75.2	146.0
Kobe	KJMA	142.0	46.8	327.2	146.0
	OKA	339.8	31.8	176.8	146.0
Chi-Chi	TCU052	9156.7	609.3	4856.1	352.0
	TCU014	1557.7	633.7	7829.4	290.2
Media		1502.8	274.7	1850.9	232.7

Tabla 3.4 Desplazamientos máximos al centro del claro, sin tomar en cuenta la fluctuación de N

<b>Sismo</b>	<b>Estación</b>	<b>Longitudinal Tablero (mm)</b>	<b>Longitudinal Arco (mm)</b>	<b>Transversal Arco (mm)</b>	<b>Vertical Arco (mm)</b>
Campano-Lucano	Sturno	345.6	243.2	692.5	146.0
	Torre del Greco	154.8	75.2	736.9	146.0
Michoacán	Caleta de Campos	950.0	448.0	602.6	146.0
	Mesa Vibradora	1910.2	254.6	1563.5	146.0
Northridge	Castaic - ORR	149.8	37.0	322.2	146.0
	Riverside - Airport	42.2	27.3	74.9	146.0
Kobe	KJMA	143.7	46.3	317.3	146.0
	OKA	342.8	29.6	183.5	146.0
Chi-Chi	TCU052	9077.1	379.4	4122.4	222.7
	TCU014	2149.3	253.2	5848.7	311.4
Media		1526.5	179.4	1446.4	170.2

### 3.2.2 COMPORTAMIENTO DE LAS PILAS

Con el objeto de analizar de manera general el comportamiento de las pilas, se estudiaron las curvaturas máximas en el extremo superior de las pilas 3 y 13, así como lo correspondiente para la base de las pilas 2 y 14. En la Tabla 3.5 se exponen las curvaturas máximas y demandas de ductilidad de curvatura en el extremo superior de las pilas 3 y 13 respecto al eje de menor momento de inercia ( $I_{\text{mín.}}=I_3$ ); para flexión fuera del plano ( $I_{\text{máx.}}=I_2$ ) se consideró comportamiento elástico, ya que el cabezal de las pilas se comporta como el extremo libre de un voladizo.

Tabla 3.5 Curvaturas máximas y demandas de ductilidad de curvatura en el extremo superior de las pilas 3 y 13, tomando en cuenta la fluctuación de N

Sismo	Estación	Pila	Flexión $I_{\text{mín.}}=I_3$		Fuerza axial (MN)	Tiempo de análisis (s)
			$\Phi_{u3}$ , máx. (1/m)	$\Phi_{u3}$ , máx./ $\Phi_{y3}$		
Campano-Lucano	Sturno	3	8.68E-04	0.549	14.18	8.150
		13	8.83E-04	0.597	17.50	6.350
	Torre del Greco	3	1.27E-03	0.859	16.80	18.410
		13	1.41E-03	0.952	16.43	18.460
Michoacán	Caleta de Campos	3	1.57E-03	1.144	20.71	20.792
		13	2.13E-03	1.442	15.74	16.084
	Mesa Vibradora	3	4.50E-03	2.503	1.02*	38.010
		13	3.55E-03	2.666	25.28	29.020
Northridge	Castaic - ORR	3	6.41E-04	0.433	18.34	9.540
		13	6.79E-04	0.459	15.62	10.340
	Riverside - Airport	3	2.71E-04	0.183	15.58	9.000
		13	2.52E-04	0.170	15.13	9.240
Kobe	KJMA	3	1.06E-03	0.713	16.74	13.200
		13	9.68E-04	0.654	16.68	9.600
	OKA	3	5.35E-04	0.362	17.68	32.700
		13	6.33E-04	0.428	17.42	33.380
Chi-Chi	TCU052	3	6.40E-03	4.322	19.24	37.460
		13	5.58E-03	4.196	28.35	37.640
	TCU014	3	3.33E-03	2.507	27.62	52.638
		13	2.91E-03	1.969	18.07	52.752
Demanda media				1.355		
Capacidad (factor de ductilidad promedio)				5.393		
Demanda/Capacidad				0.251		

\* Carga axial de tensión

Se presentan los resultados para los registros de las diez estaciones considerando el efecto de la fluctuación de la fuerza axial; la curvatura de fluencia utilizada para el cálculo de la demanda de ductilidad depende de la carga axial actuante en el momento

en el que dicho valor máximo es alcanzado (Tabla 2.5), por tanto se presenta el tiempo de análisis y la fuerza axial correspondiente. En los tres últimos renglones de la tabla se indican la media aritmética de la demanda de ductilidad de curvatura, la capacidad y la relación demanda/capacidad; la media (1.355) representa un 25% de la ductilidad disponible (5.393), pero para sismos como el de la estación TCU052 la pila 3 tiene una demanda de 4.322 que representa un 80% de la capacidad. Lo anterior sugiere el estudio de la base de las pilas 3 y 13, en donde existe flexión en las dos direcciones. Nótese que en el sismo de la estación Mesa Vibradora, se obtuvo un valor de tensión en la pila 3 a los 38.01 segundos del análisis.

Tabla 3.6 Curvaturas máximas y demandas de ductilidad de curvatura en el extremo superior de las pilas 3 y 13, sin tomar en cuenta la fluctuación de N

Sismo	Estación	Pila	Flexión $I_{min.}=I_3$		Fuerza axial (MN)	Tiempo de análisis (s)
			$\Phi_{u3, \text{máx.}} (1/m)$	$\Phi_{u3, \text{máx.}}/\Phi_{y3}$		
Campano-Lucano	Sturno	3	6.78E-04	0.458	17.13	8.150
		13	6.50E-04	0.439	15.76	8.150
	Torre del Greco	3	7.39E-04	0.499	16.99	18.450
		13	7.52E-04	0.508	17.11	19.530
Michoacán	Caleta de Campos	3	1.31E-03	0.955	21.09	15.540
		13	1.40E-03	1.023	22.10	16.188
	Mesa Vibradora	3	3.24E-03	2.363	22.48	44.610
		13	3.10E-03	2.262	20.93	44.670
Northridge	Castaic - ORR	3	5.50E-04	0.372	19.05	9.560
		13	6.27E-04	0.423	18.90	11.040
	Riverside - Airport	3	2.32E-04	0.157	18.91	10.420
		13	2.34E-04	0.158	18.75	10.740
Kobe	KJMA	3	7.54E-04	0.510	16.13	9.660
		13	6.53E-04	0.441	19.49	11.500
	OKA	3	4.41E-04	0.298	18.20	32.680
		13	4.51E-04	0.305	17.63	33.360
Chi-Chi	TCU052	3	5.36E-03	3.623	19.83	37.700
		13	5.25E-03	3.831	25.76	37.650
	TCU014	3	4.08E-03	2.975	20.97	52.824
		13	4.00E-03	2.921	23.98	52.812
Demanda media				1.226		
Capacidad (factor de ductilidad promedio)				5.393		
Demanda/Capacidad				0.227		

En la Tabla 3.6 se exponen los mismos resultados, pero para cuando no se toma en cuenta la fluctuación de la fuerza axial. Se puede ver que la demanda media es ligeramente menor (1.226 contra 1.355) representando tan solo un 23% de la ductilidad

disponible, lo cual denota que el análisis puede ser un poco conservador cuando no se considera la fluctuación de la fuerza axial. Si observamos nuevamente la estación TCU052 (registro con velocidad máxima más grande), pero ahora para la pila 13, podemos ver de igual forma una disminución en la demanda (3.831), la cual representa solamente un 71% de la capacidad disponible. De lo cual se infiere que se puede subestimar en un 10% o incluso más la demanda de ductilidad cuando no se considera el efecto del cambio de la fuerza axial en los elementos del puente.

Tabla 3.7 Curvaturas máximas y demandas de ductilidad de curvatura en la base de las pilas 2 y 14, tomando en cuenta la fluctuación de N

Sismo	Estación	Pila	Flexión $I_{máx.}=I_2$		Flexión $I_{mín.}=I_3$	
			$\Phi_{u2}$ , máx. (1/m)	$\Phi_{u2,máx.}/\Phi_{y2}$	$\Phi_{u3}$ , máx. (1/m)	$\Phi_{u3,máx.}/\Phi_{y3}$
Campano-Lucano	Sturno	2	2.83E-04	0.884	8.30E-04	0.434
		14	2.80E-04	0.875	7.16E-04	0.375
	Torre del Greco	2	3.00E-04	0.937	7.23E-04	0.379
		14	2.88E-04	0.899	7.26E-04	0.380
Michoacán	Caleta de Campos	2	4.19E-04	1.497	1.23E-03	0.714
		14	4.30E-04	1.535	1.21E-03	0.702
	Mesa Vibradora	2	1.00E-03	4.016	5.39E-03	3.525
		14	1.00E-03	3.998	3.29E-03	2.153
Northridge	Castaic - ORR	2	2.30E-04	0.719	8.23E-04	0.431
		14	2.32E-04	0.726	8.46E-04	0.443
	Riverside - Airport	2	6.10E-05	0.191	2.28E-04	0.119
		14	5.99E-05	0.187	2.48E-04	0.130
Kobe	KJMA	2	1.43E-04	0.571	1.11E-03	0.728
		14	1.35E-04	0.539	1.15E-03	0.753
	OKA	2	8.48E-05	0.265	6.19E-04	0.324
		14	8.81E-05	0.275	6.19E-04	0.324
Chi-Chi	TCU052	2	1.42E-03	5.665	1.04E-02	6.807
		14	9.42E-04	3.768	1.15E-02	7.509
	TCU014	2	8.06E-04	2.518	1.94E-03	1.014
		14	9.99E-04	3.121	2.23E-03	1.166
Demanda media			1.659		1.421	
Capacidad (factor de ductilidad promedio)			5.630		11.208	
Demanda/Capacidad			0.295		0.127	

En la Tabla 3.7 se presentan de igual manera, las curvaturas máximas, las demandas de ductilidad de curvatura, la media aritmética de las demandas, la capacidad y la relación demanda/capacidad para los diez sismos considerando la fluctuación de la fuerza axial. Se analiza la base de las pilas 2 y 14 para la flexión en dos direcciones ( $I_{mín.}=I_3$ , y  $I_{máx.}=I_2$ ), en esta ocasión se omiten las columnas del tiempo de análisis y la fuerza axial

correspondiente, pero se consideran sus valores para los cálculos. Se puede ver que la flexión fuera del plano ocasiona demandas mayores que cuando las pilas flexionan en su menor momento de inercia. La demanda media en la flexión alrededor del mayor momento de inercia (1.689) representa un 30% de la capacidad (5.630) y un 13% en la flexión en el plano (1.421) de la capacidad correspondiente (11.208). En apariencia no habría problemas en cuanto a la estabilidad de la estructura, pero si revisamos por separado el sismo de la estación TCU052 para la pila 2 podemos ver que la demanda es prácticamente igual a la capacidad, con lo que una vez más se puede ver la vulnerabilidad de este tipo de estructuras ante sismos con velocidades mayores.

Tabla 3.8 Curvaturas máximas y demandas de ductilidad de curvatura en la base de las pilas 2 y 14, sin tomar en cuenta la fluctuación de N

Sismo	Estación	Pila	Flexión $I_{m\acute{a}x.}=I_2$		Flexión $I_{m\acute{i}n.}=I_3$	
			$\Phi_{u2}$ , máx. (1/m)	$\Phi_{u2}$ , máx./ $\Phi_{y2}$	$\Phi_{u2}$ , máx. (1/m)	$\Phi_{u2}$ , máx./ $\Phi_{y2}$
Campano-Lucano	Sturno	2	2.54E-04	0.793	7.83E-04	0.410
		14	2.56E-04	0.801	7.52E-04	0.394
	Torre del Greco	2	2.49E-04	0.779	1.09E-03	0.572
		14	2.50E-04	0.780	1.14E-03	0.595
Michoacán	Caleta de Campos	2	3.54E-04	1.264	1.27E-03	0.740
		14	3.61E-04	1.289	1.21E-03	0.705
	Mesa Vibradora	2	1.13E-03	4.516	2.54E-03	1.660
		14	1.23E-03	4.922	2.94E-03	1.919
Northridge	Castaic - ORR	2	1.90E-04	0.594	9.28E-04	0.486
		14	1.91E-04	0.597	9.53E-04	0.499
	Riverside - Airport	2	5.51E-05	0.172	2.95E-04	0.155
		14	5.51E-05	0.172	2.87E-04	0.151
Kobe	KJMA	2	1.43E-04	0.573	1.07E-03	0.701
		14	1.45E-04	0.579	1.05E-03	0.687
	OKA	2	8.57E-05	0.268	5.52E-04	0.289
		14	8.60E-05	0.269	5.48E-04	0.287
Chi-Chi	TCU052	2	8.52E-04	3.408	8.70E-03	5.683
		14	8.62E-04	3.449	7.92E-03	5.176
	TCU014	2	1.36E-03	4.259	2.82E-03	1.475
		14	1.38E-03	4.301	3.43E-03	1.797
Demanda media			1.689		1.219	
Capacidad (factor de ductilidad promedio)			5.630		11.208	
Demanda/Capacidad			0.300		0.109	

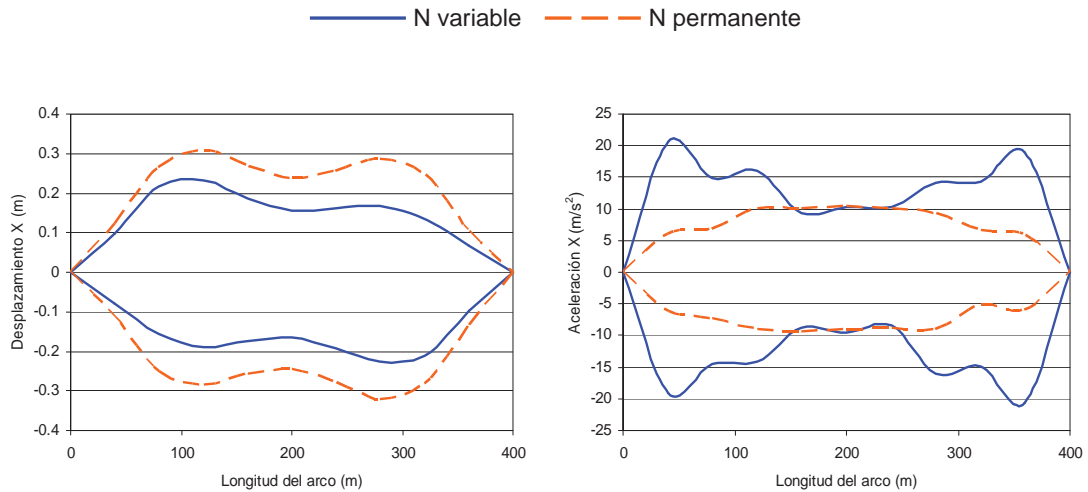
En la Tabla 3.8 se tienen los mismos parámetros, pero para análisis que no consideran el efecto de la interacción N-M. Se observa nuevamente que los valores obtenidos resultan ser más conservadores; por ejemplo, la estación TCU052 arroja una demanda de

ductilidad alrededor del mayor momento de inercia (3.449) de apenas un 61% de la capacidad disponible (5.63), siendo un 40% inferior aproximadamente que cuando se analiza el puente considerando la fluctuación de las fuerzas normales.

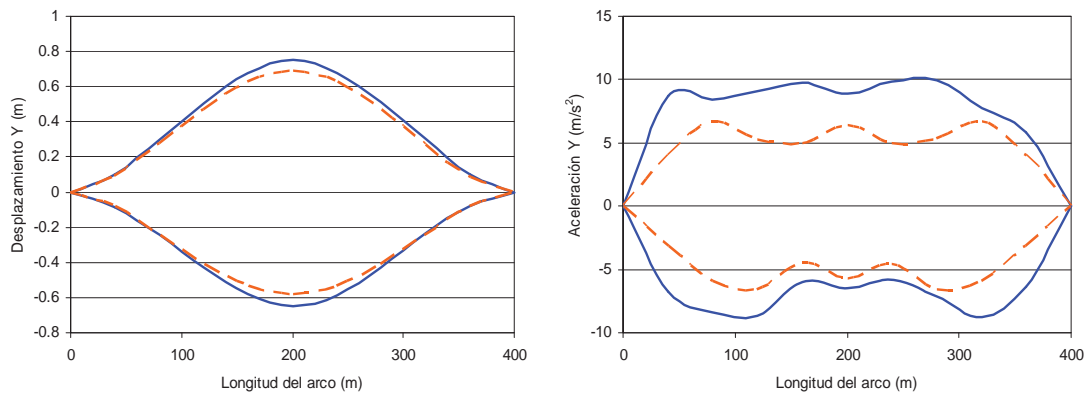
### **3.2.3 COMPORTAMIENTO DEL ARCO**

Para evaluar el comportamiento del arco se seleccionaron como parámetros de medida los desplazamientos y aceleraciones máximos a lo largo del arco, la fluctuación de la fuerza axial en los arranques y la clave, y la interacción del momento flexionante con la fuerza axial y la curvatura en los arranques. En las Figuras 3.16 a 3.25 se presentan del lado izquierdo los valores máximos de desplazamiento y del lado derecho los máximos correspondientes a la aceleración a todo lo largo del arco; en los incisos a) se tienen dichas respuestas en dirección longitudinal (X), y en los b) y c) en dirección transversal (Y) y vertical (Z) respectivamente.

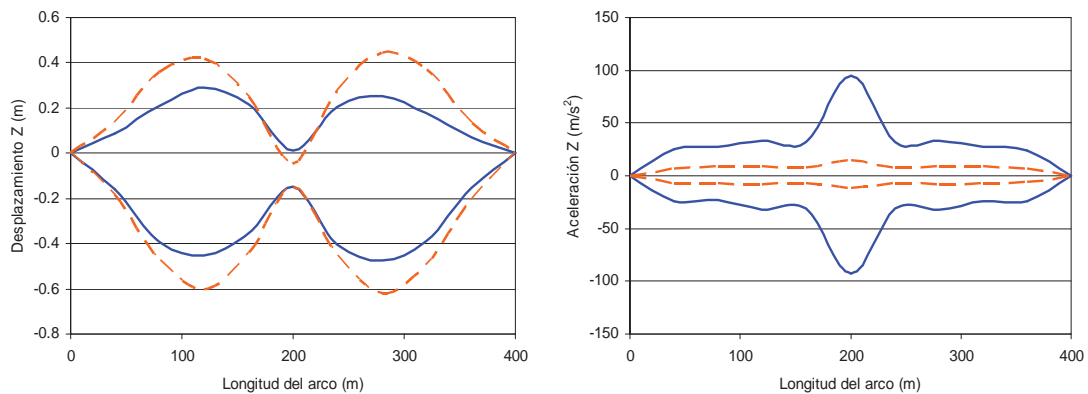
En la Figura 3.16 se puede ver el único caso en el que la respuesta máxima de desplazamiento resulta mayor cuando se ignora la fluctuación de N, incisos a) y c) del lado izquierdo. Tales resultados corresponden al registro de la estación Sturno del sismo de Campano-Lucano. El resto de las respuestas máximas correspondientes a este registro manifiestan lo poco conservador que puede resultar el despreciar el efecto de la fluctuación de la fuerza axial, por ejemplo la aceleración máxima longitudinal en la zona cercana a los arranques o la vertical en la clave del arco; lo anterior se comprueba en los nueve registros restantes (Figuras 3.17 a 3.25). En cuanto a la aceleración transversal, la diferencia es notable a todo lo largo del arco a excepción de ambos registros de los sismos de Northridge y Kobe (Figuras 3.20 a 3.23) en donde los resultados son muy similares con o sin la fluctuación de N. Algo similar ocurre con el desplazamiento máximo transversal para casi todos los sismos, ya que los valores son muy similares, pero en la mayoría de los casos la respuesta sigue siendo mayor al considerar el cambio en la fuerza axial. En cuanto al desplazamiento vertical, la mayor diferencia se da aproximadamente en los cuartos del claro principal para casi todos los registros, mientras que al centro del claro los valores son muy similares.



a). Respuestas en dirección longitudinal

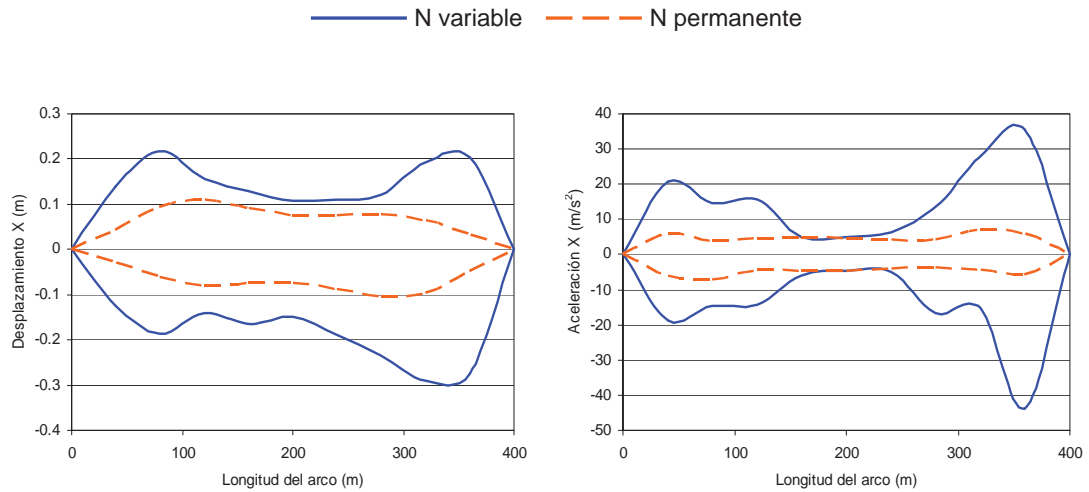


b). Respuestas en dirección transversal

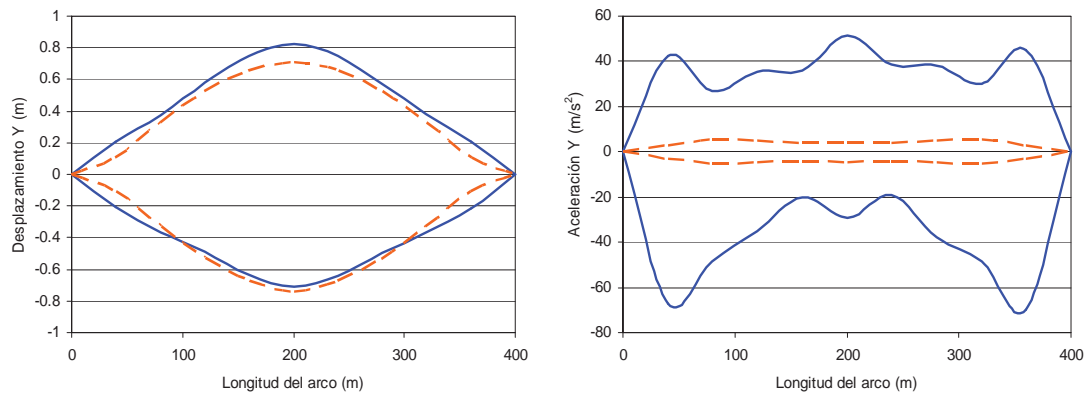


c). Respuestas en dirección vertical

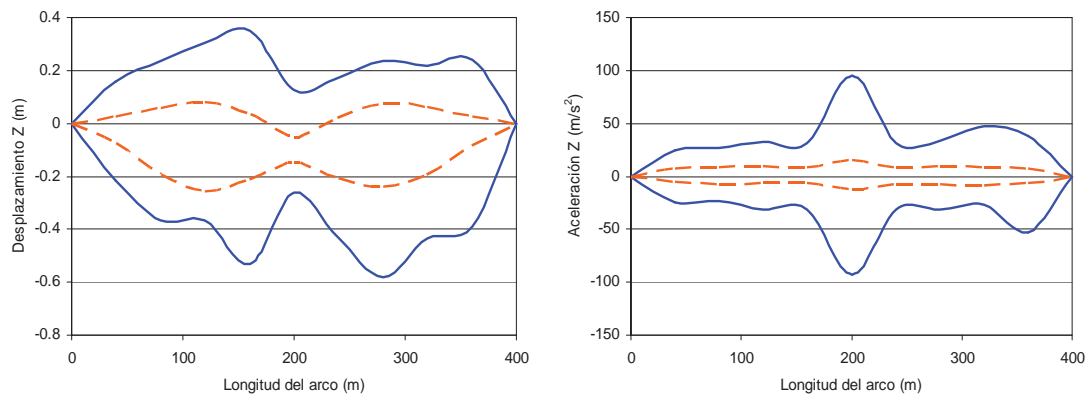
Figura 3.16 Respuestas de desplazamiento y aceleración máximas a lo largo del arco, sismo de Campano-Lucano, estación Sturno



a). Respuestas en dirección longitudinal

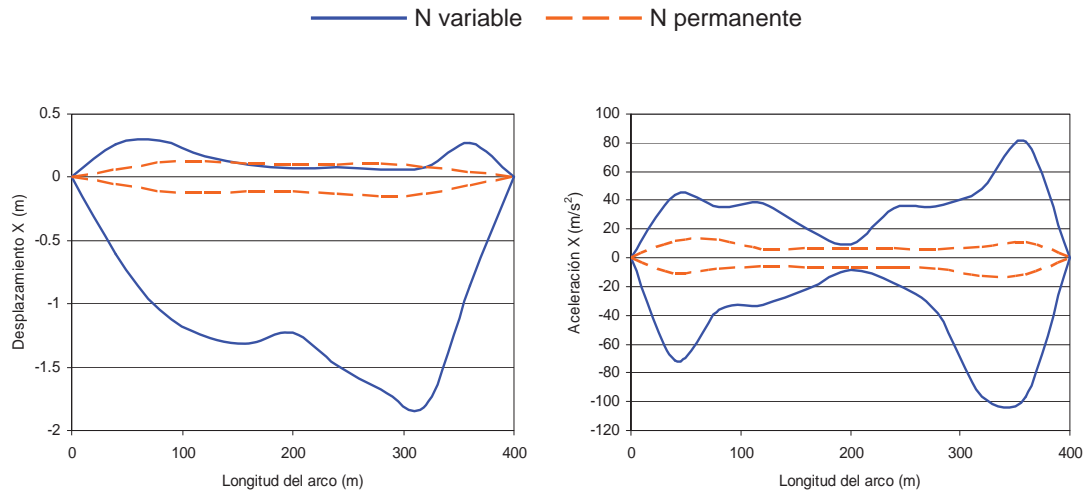


b). Respuestas en dirección transversal

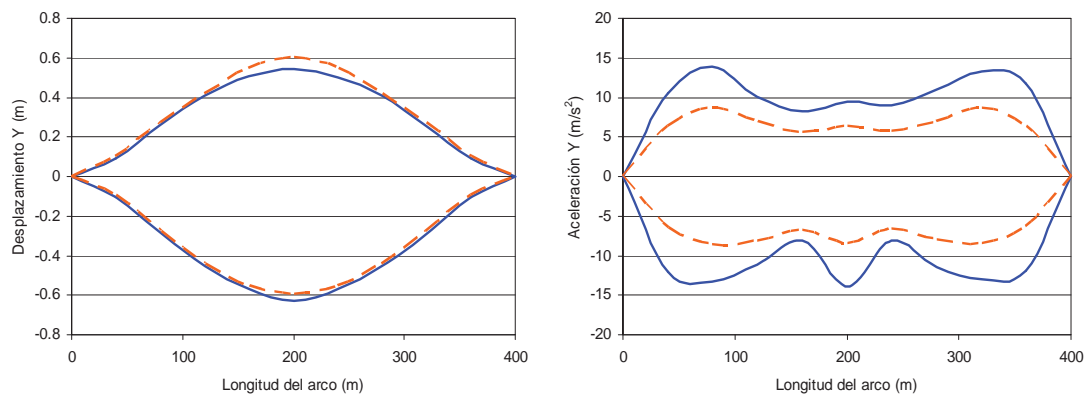


c). Respuestas en dirección vertical

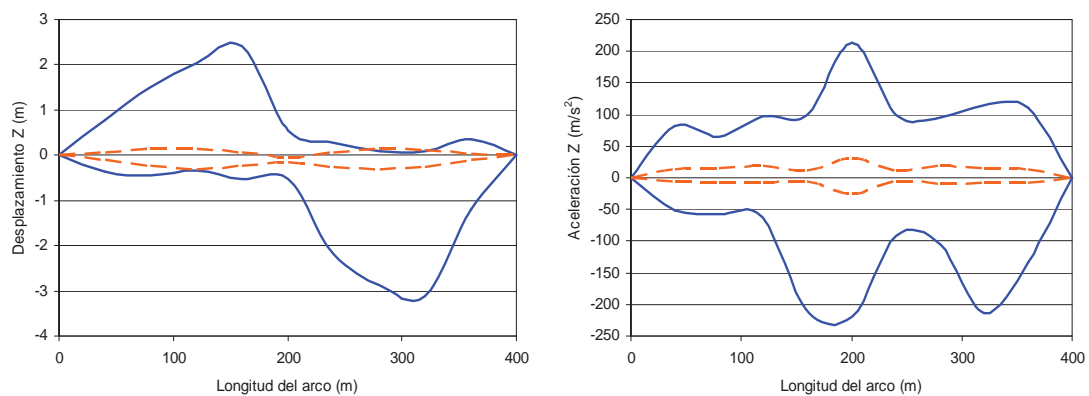
Figura 3.17 Respuestas de desplazamiento y aceleración máximas a lo largo del arco, sismo de Campano-Lucano, estación Torre del Greco



a). Respuestas en dirección longitudinal

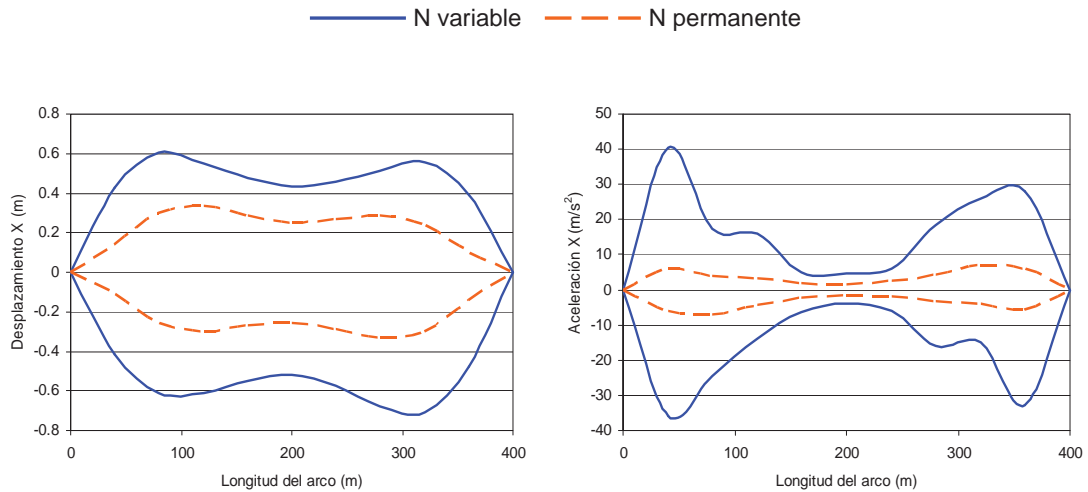


b). Respuestas en dirección transversal

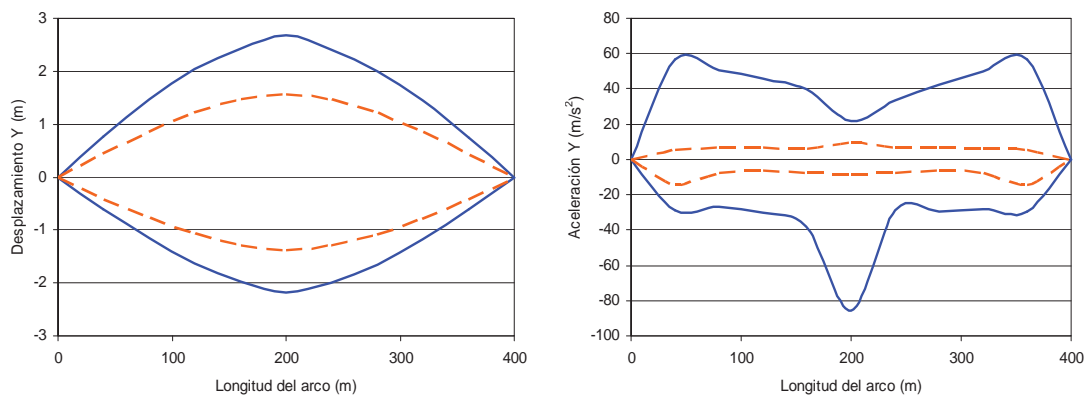


c). Respuestas en dirección vertical

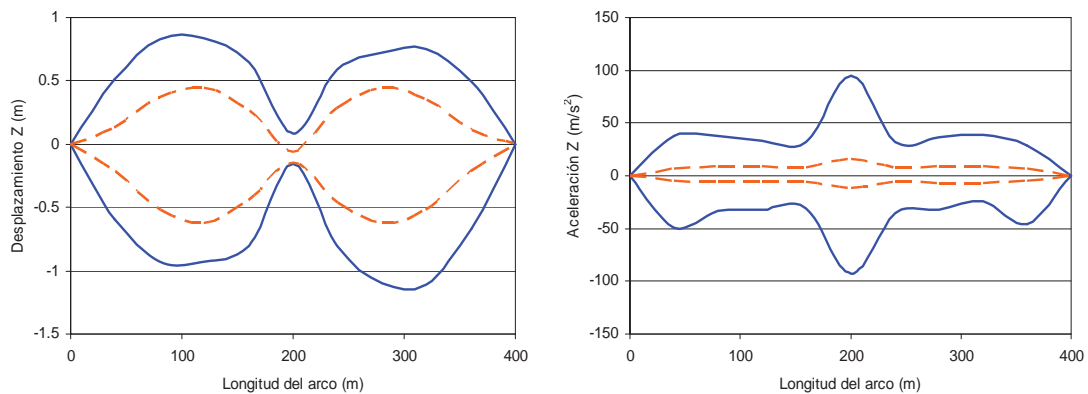
Figura 3.18 Respuestas de desplazamiento y aceleración máximas a lo largo del arco, sismo de Michoacán, estación Caleta de Campos



a). Respuestas en dirección longitudinal

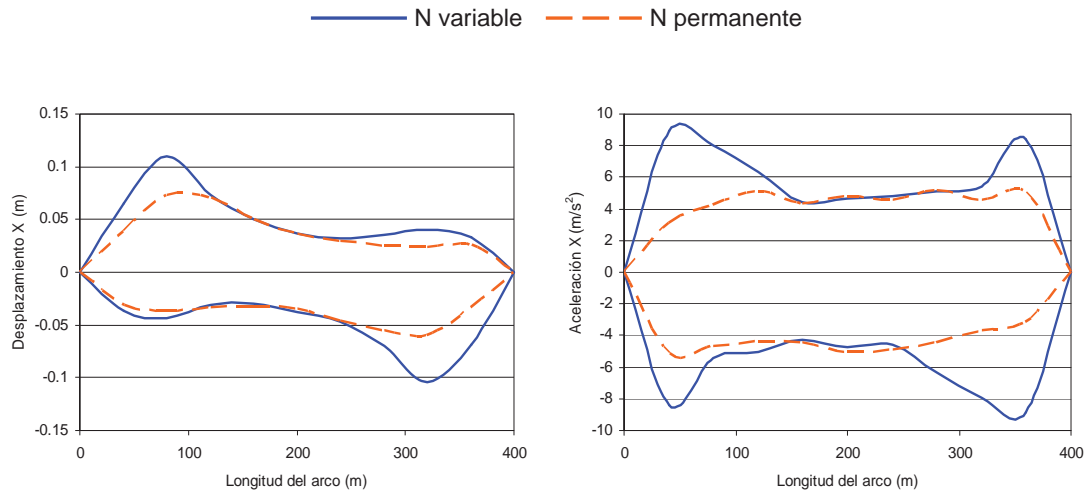


b). Respuestas en dirección transversal

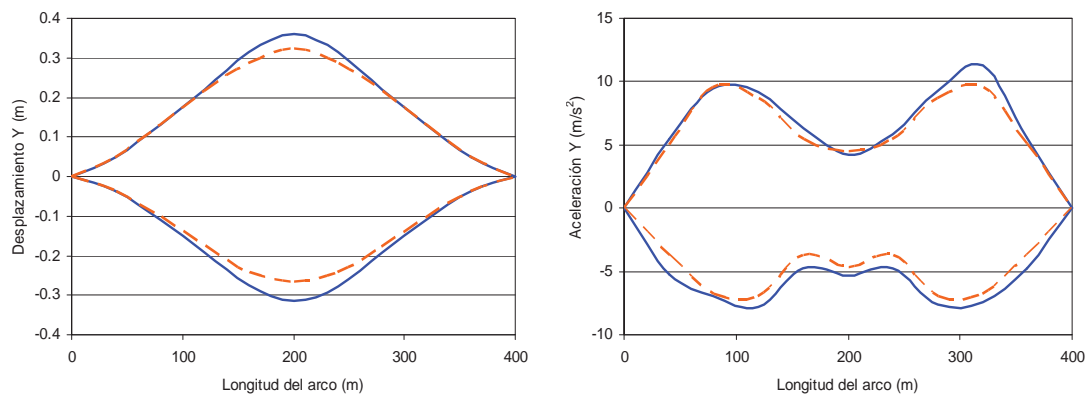


c). Respuestas en dirección vertical

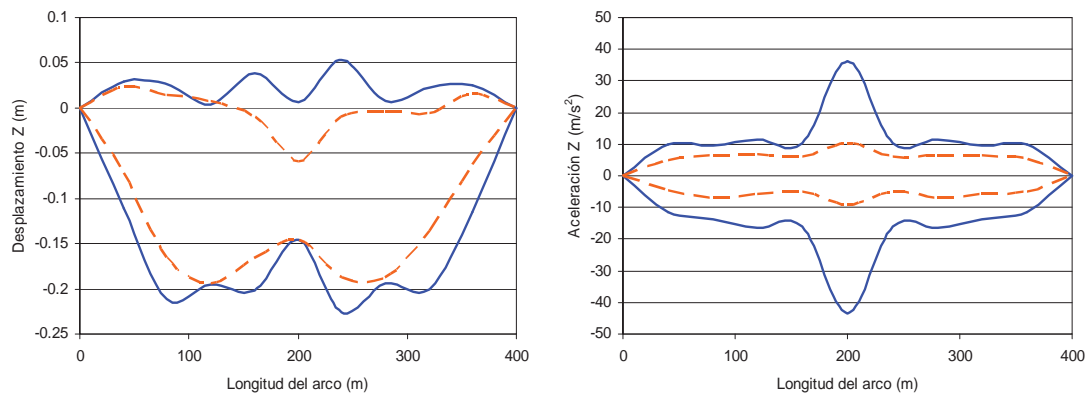
Figura 3.19 Respuestas de desplazamiento y aceleración máximas a lo largo del arco, sismo de Michoacán, estación Mesa Vibradora



a). Respuestas en dirección longitudinal

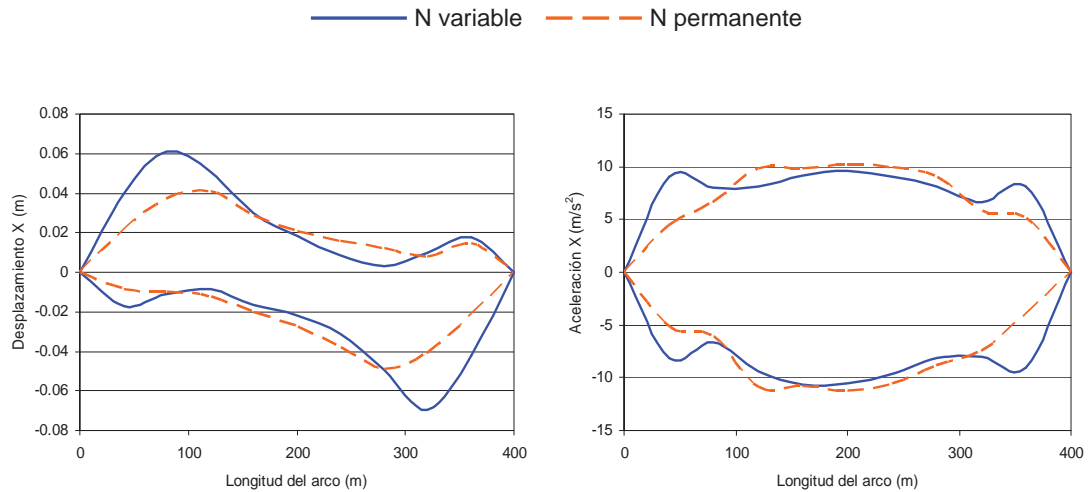


b). Respuestas en dirección transversal

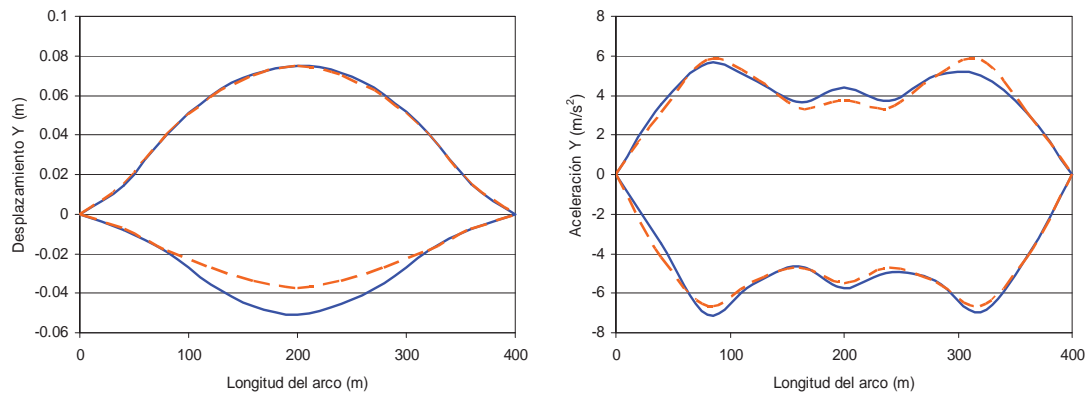


c). Respuestas en dirección vertical

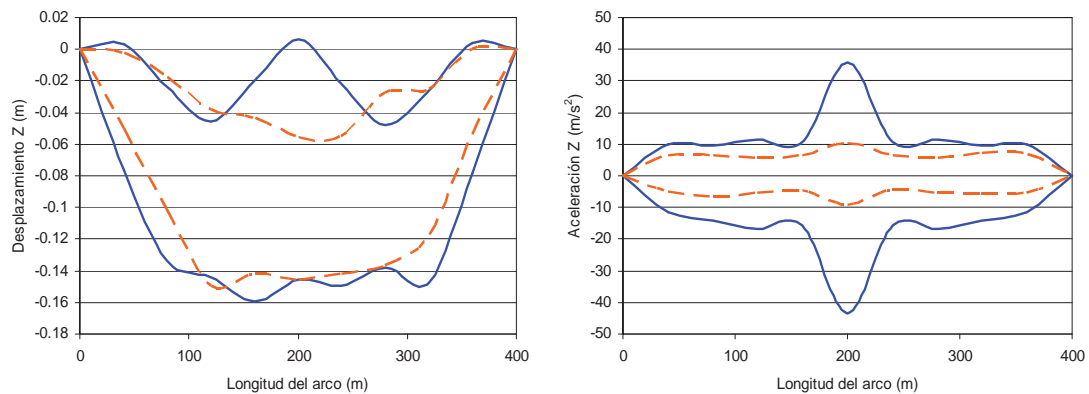
Figura 3.20 Respuestas de desplazamiento y aceleración máximas a lo largo del arco, sismo de Northridge, estación Castaic-Old Ridge Route



a). Respuestas en dirección longitudinal

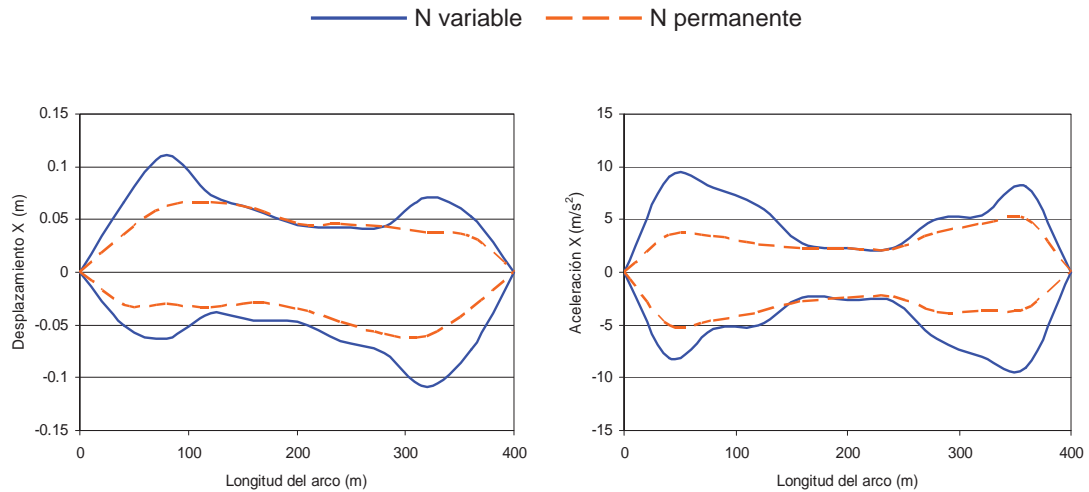


b). Respuestas en dirección transversal

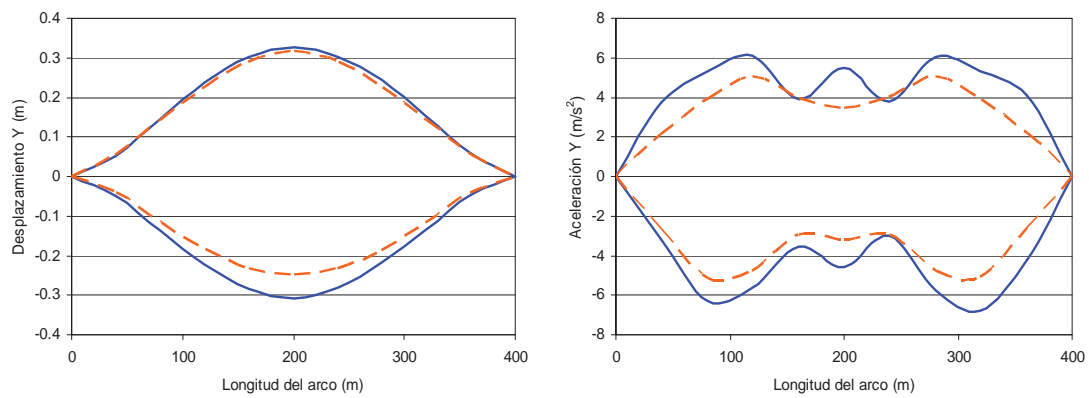


c). Respuestas en dirección vertical

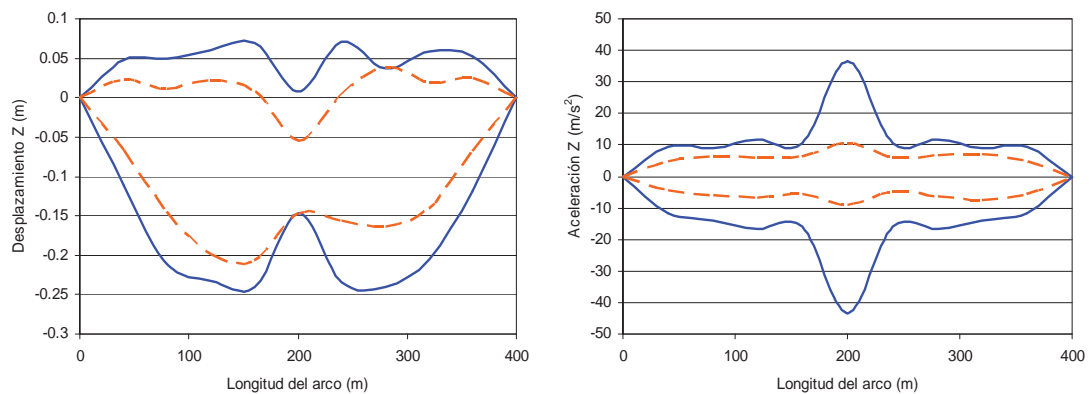
Figura 3.21 Respuestas de desplazamiento y aceleración máximas a lo largo del arco, sismo de Northridge, estación Riverside-Airport



a). Respuestas en dirección longitudinal

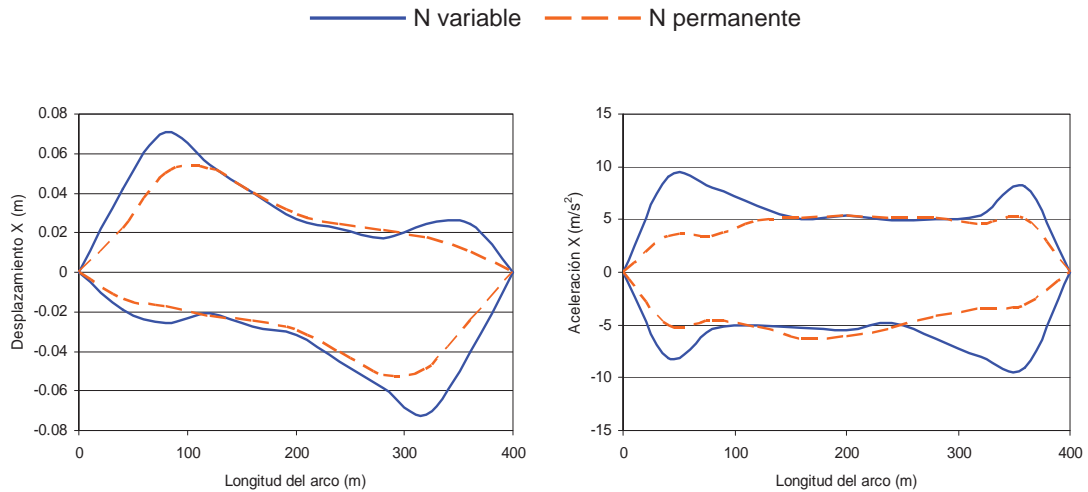


b). Respuestas en dirección transversal

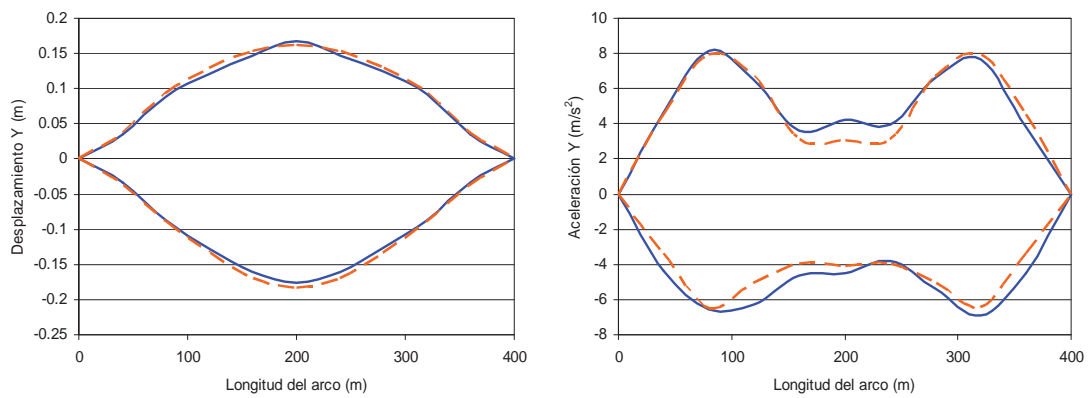


c). Respuestas en dirección vertical

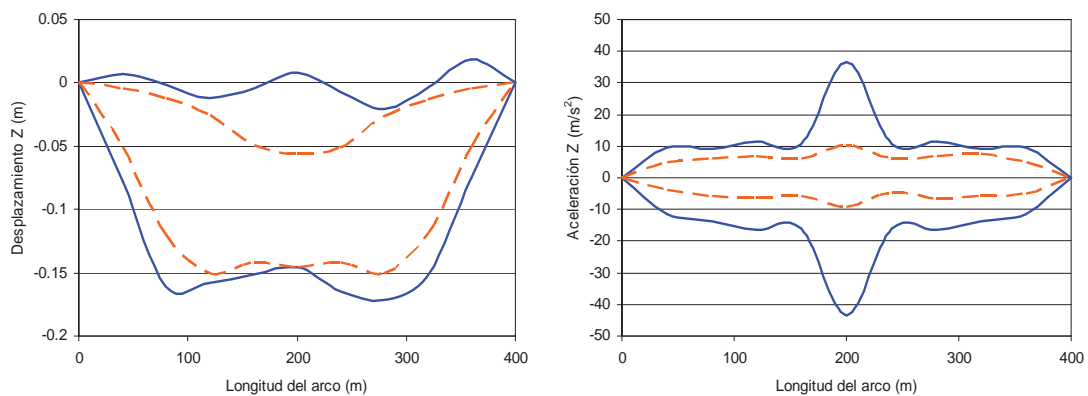
Figura 3.22 Respuestas de desplazamiento y aceleración máximas a lo largo del arco, sismo de Kobe, estación KJMA



a). Respuestas en dirección longitudinal

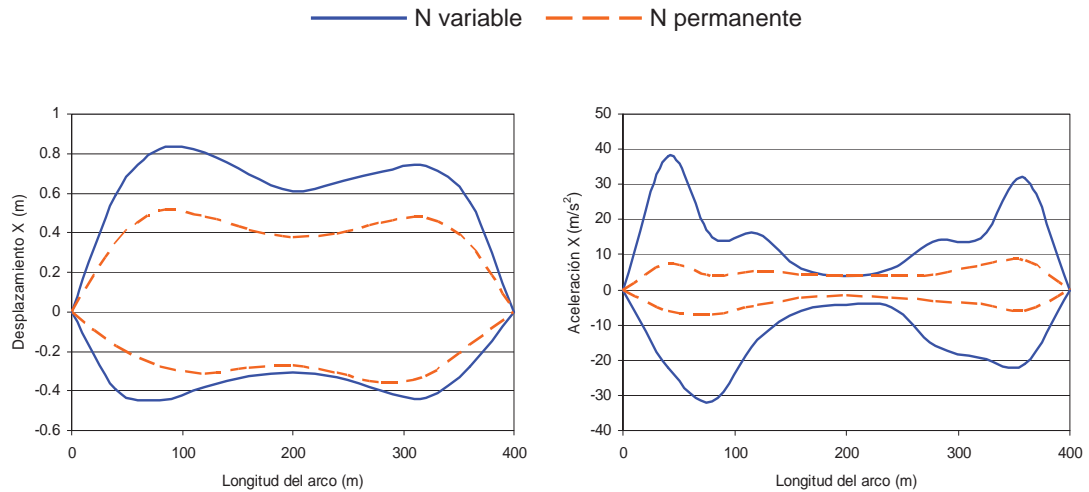


b). Respuestas en dirección transversal

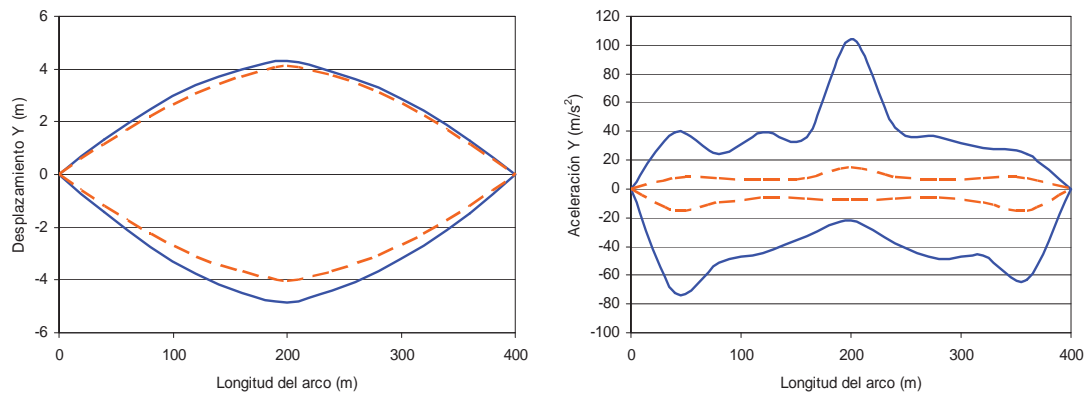


c). Respuestas en dirección vertical

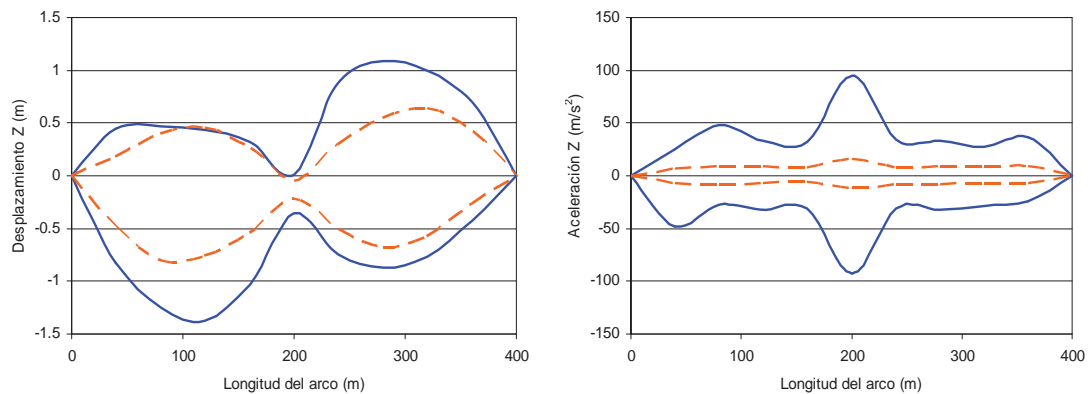
Figura 3.23 Respuestas de desplazamiento y aceleración máximas a lo largo del arco, sismo de Kobe, estación OKA



a). Respuestas en dirección longitudinal

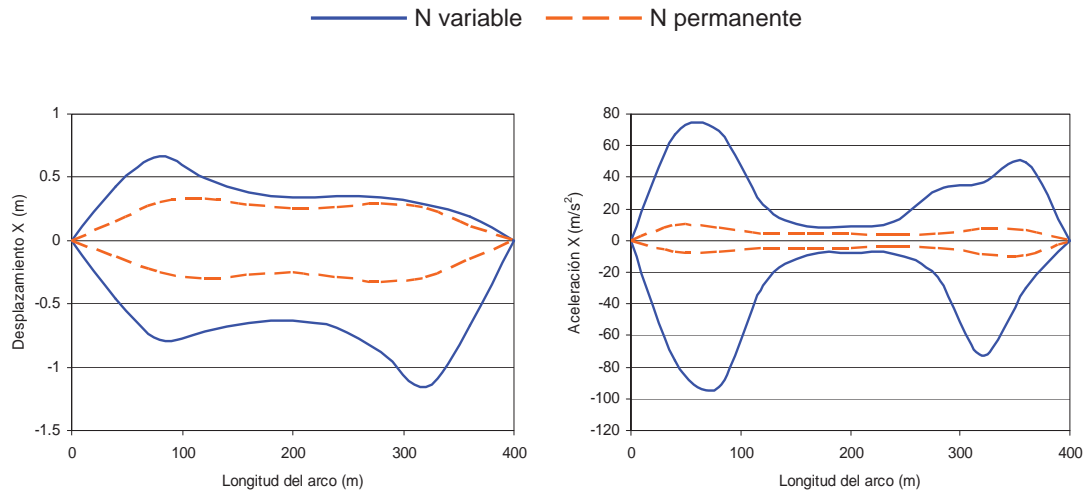


b). Respuestas en dirección transversal

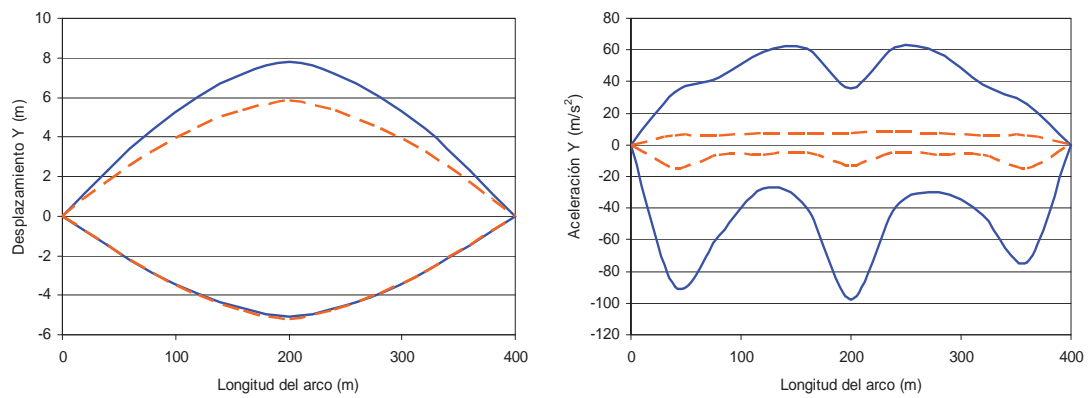


c). Respuestas en dirección vertical

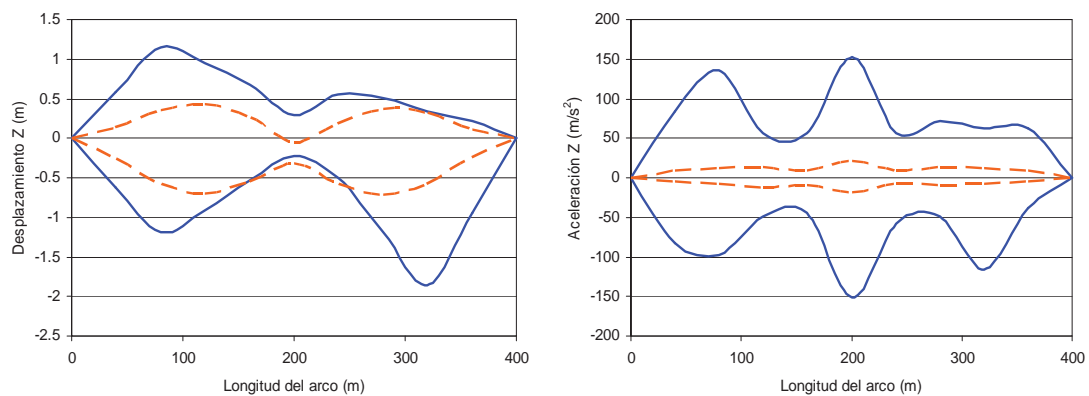
Figura 3.24 Respuestas de desplazamiento y aceleración máximas a lo largo del arco, sismo de Chi-Chi, estación TCU052



a). Respuestas en dirección longitudinal



b). Respuestas en dirección transversal

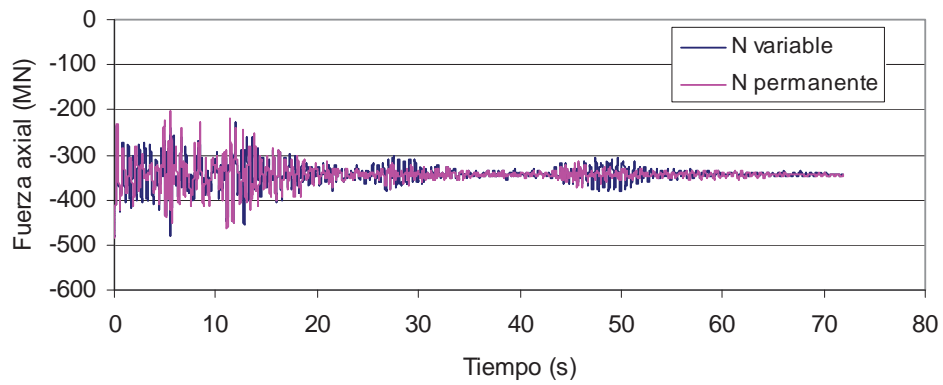


c). Respuestas en dirección vertical

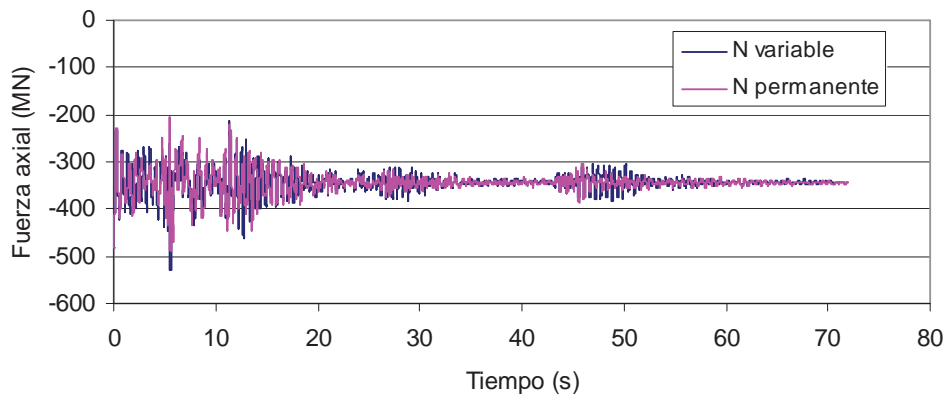
Figura 3.25 Respuestas de desplazamiento y aceleración máximas a lo largo del arco, sismo de Chi-Chi, estación TCU014

La fluctuación de la fuerza axial en el transcurso del análisis se exhibe en las Figuras 3.26 a 3.35 para cada registro. Se muestra la variación de la fuerza axial para los arranques izquierdo y derecho en los incisos a) y b) respectivamente, en el inciso c) se tiene lo propio para la clave del arco. Se percibe un ligero aumento en la magnitud de la fuerza axial cuando se analiza el puente modelando sus elementos por medio de varias relaciones momento-curvatura; uno de los ejemplos más notorios es el caso del registro de Caleta de Campos del sismo de Michoacán (Figura 3.28), de los 15 a los 25 segundos de análisis, la diferencia está muy marcada entre los dos tipos de análisis tanto en los arranques como en la clave del arco. El último caso, para la estación TCU014 del sismo de Chi-Chi (Figura 3.35), se tiene una diferencia relativamente importante al final del análisis; al tomar en cuenta la fluctuación de la fuerza axial en el análisis, dicho elemento mecánico tiende a variar más ante la ocurrencia de un sismo.

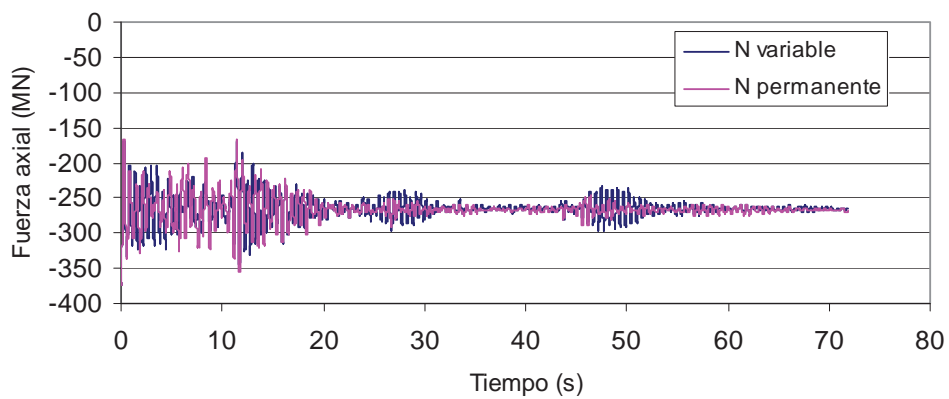
Por otro lado, se tiene la manera en que varió la fuerza axial y el momento flexionante durante los análisis. En las Figuras 3.36 a 3.45 se muestran los diagramas de momento-fuerza axial correspondientes a los arranques del arco; en el inciso a) se tienen los diagramas correspondientes al análisis que no toma en cuenta la fluctuación de la fuerza axial y en el inciso b) el caso contrario. También se tienen las curvas de interacción de los arranques del arco para valores positivos y negativos de momento flexionante (Figura 3.4), con lo cual se puede ver que la fuerza axial excede el valor de la falla balanceada, al igual que el valor del momento último. Lo anterior implica que es muy probable que ocurra una falla frágil en el arco del puente, siendo esto, crítico en el desempeño de este tipo de puentes debido a que el arco es el elemento principal de la estructura. Los únicos casos en los que el momento flexionante no rebasa el valor del momento último, son los correspondientes a los sismos de Northridge y Kobe con sus dos estaciones; por otro lado, se tienen casos extremos como los de los sismos de Campano-Lucano con la estación Torre del Greco (arranque derecho) y el de Michoacán con la estación Mesa Vibradora (arranque izquierdo) cuando se toma en cuenta la interacción N-M, o bien sin tomarla en cuenta para ambos arranques del sismo de Chi-Chi con la estación TCU052, en donde el momento último se ve superado sobremanera durante el análisis.



a). Arranque izquierdo

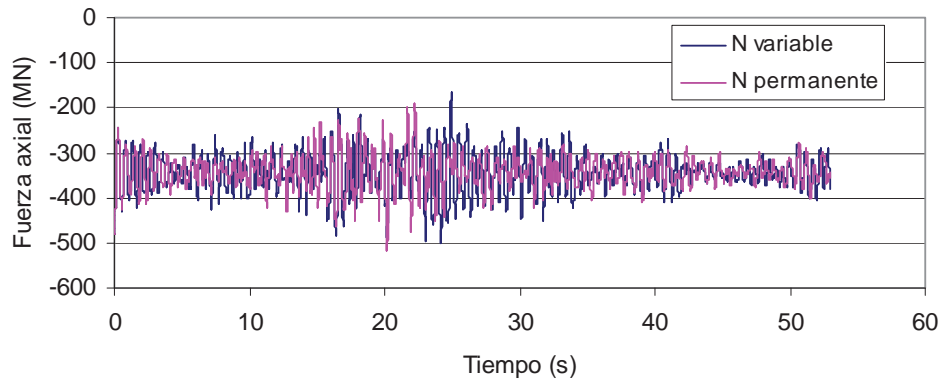


b). Arranque derecho

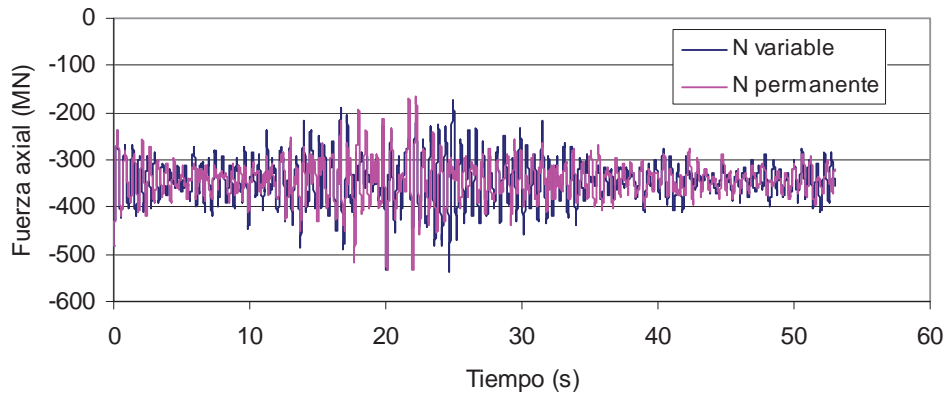


c). Clave del arco

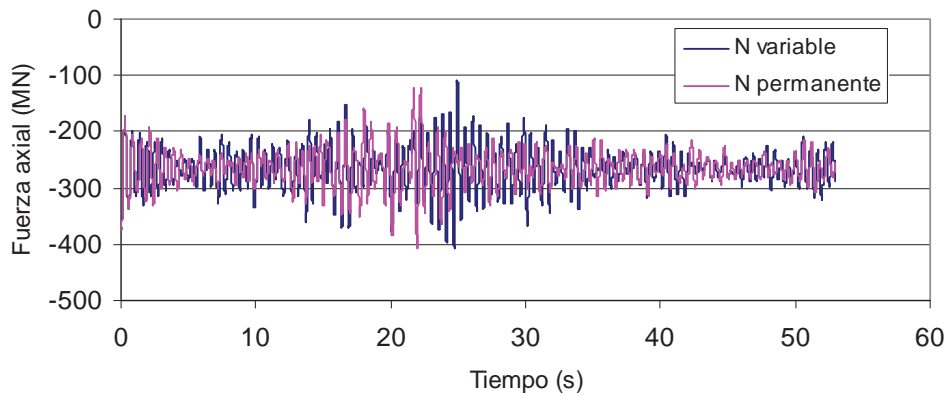
Figura 3.26 Fluctuación de la fuerza axial en los arranques y clave del arco, sismo de Campano-Lucano, estación Sturno



a). Arranque izquierdo

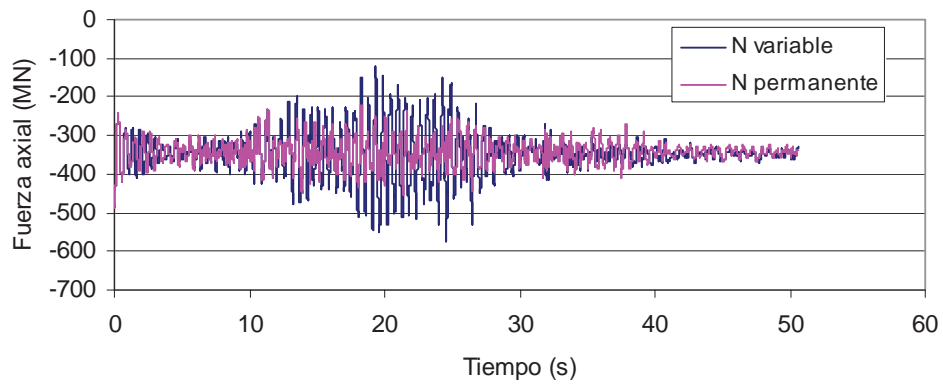


b). Arranque derecho

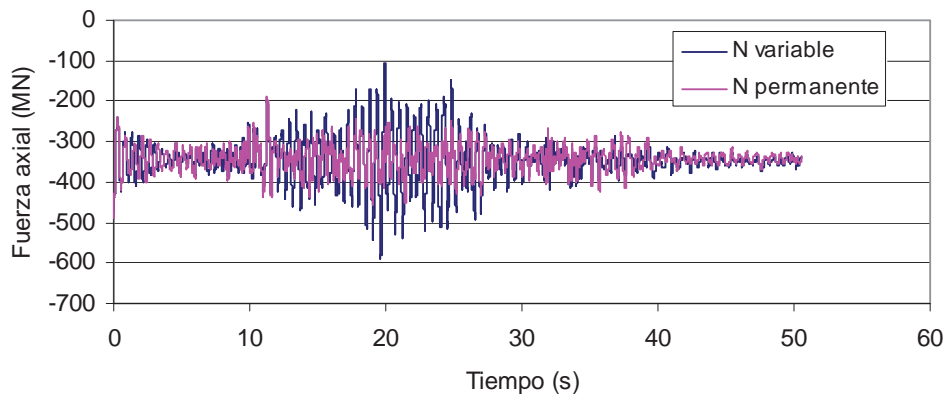


c). Clave del arco

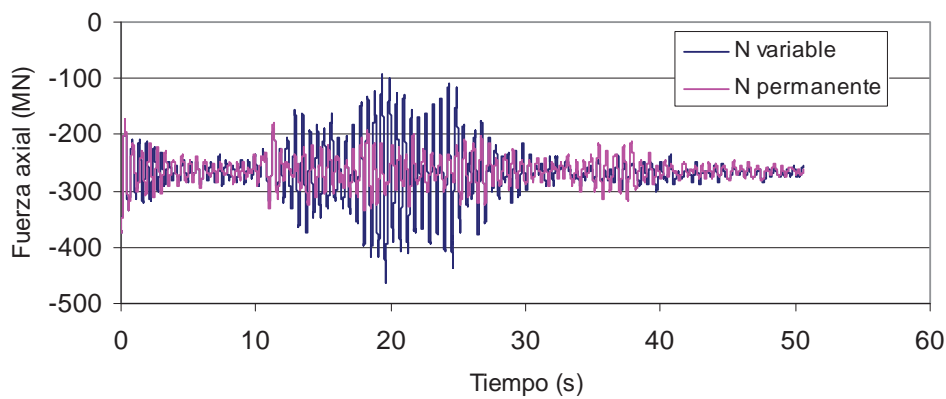
Figura 3.27 Fluctuación de la fuerza axial en los arranques y clave del arco, sismo de Campano-Lucano, estación Torre del Greco



a). Arranque izquierdo

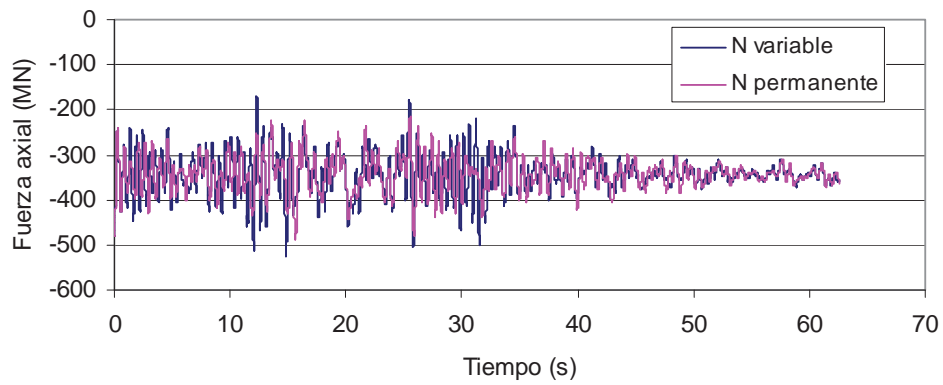


b). Arranque derecho

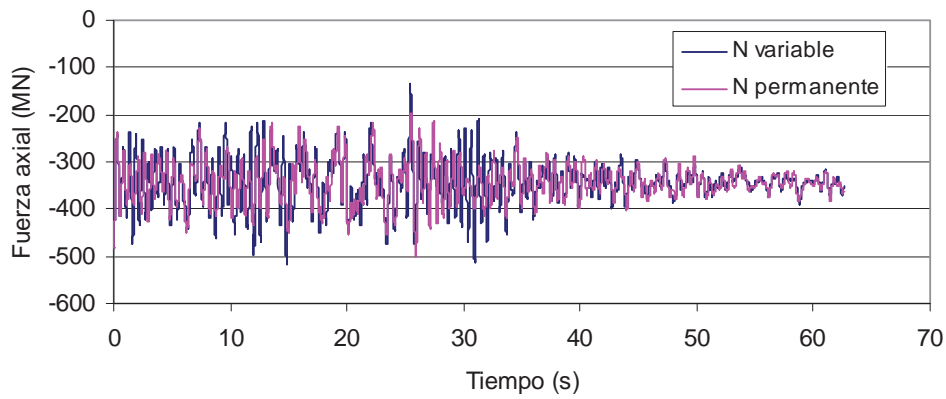


c). Clave del arco

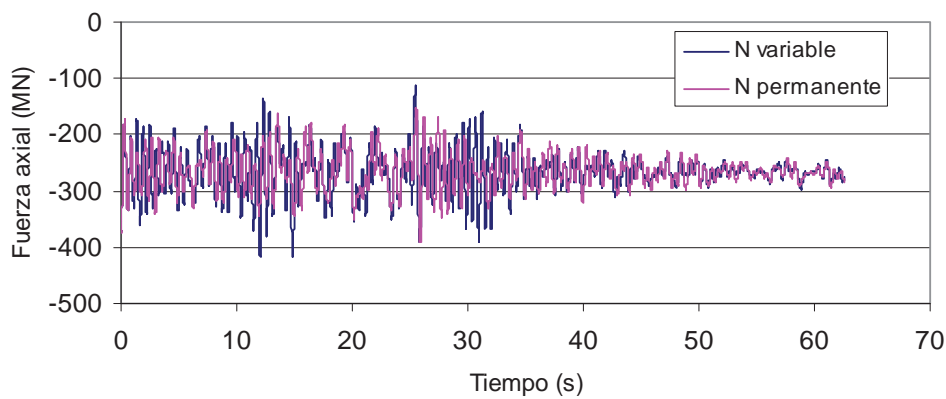
Figura 3.28 Fluctuación de la fuerza axial en los arranques y clave del arco, sismo de Michoacán, estación Caleta de Campos



a). Arranque izquierdo

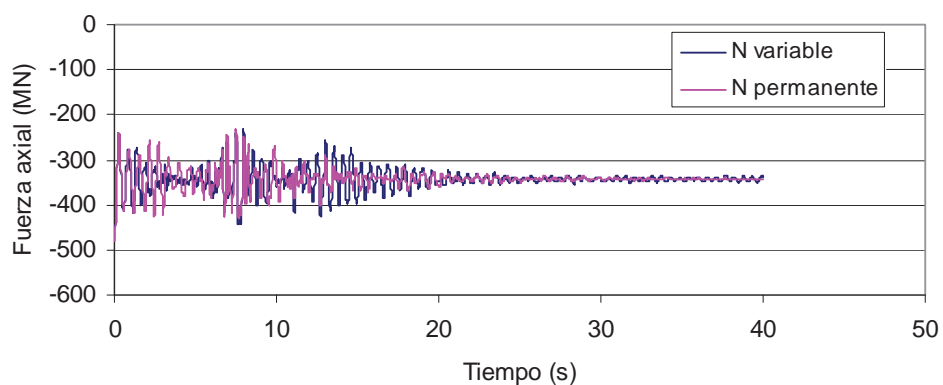


b). Arranque derecho

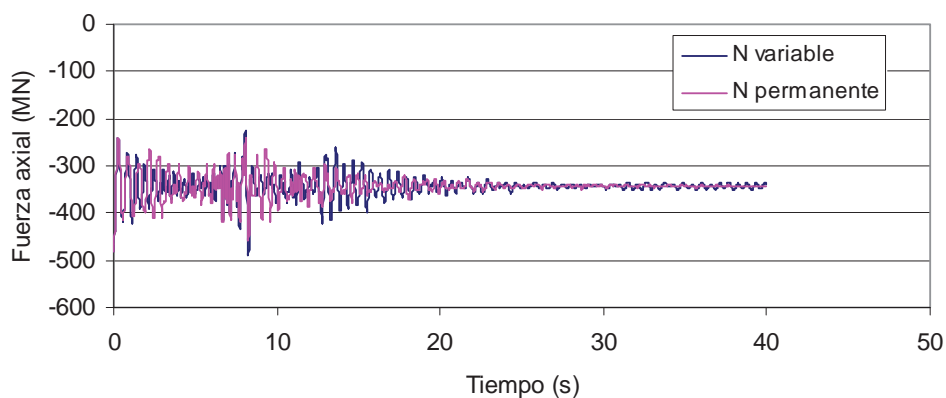


c). Clave del arco

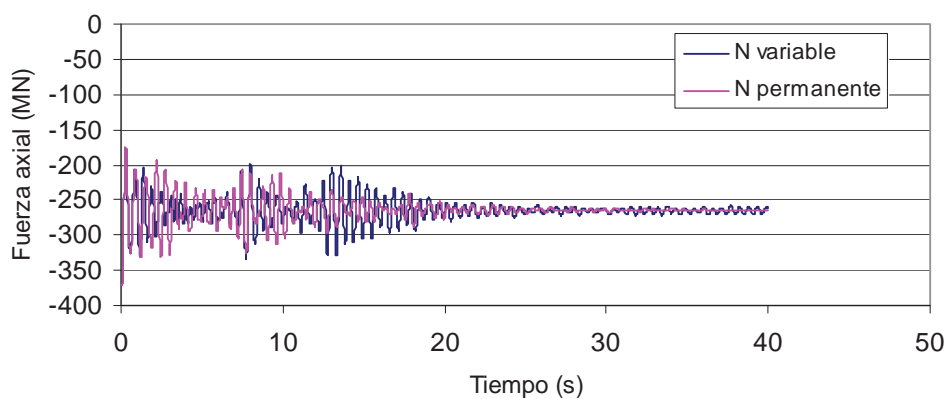
Figura 3.29 Fluctuación de la fuerza axial en los arranques y clave del arco, sismo de Michoacán, estación Mesa Vibradora



a). Arranque izquierdo

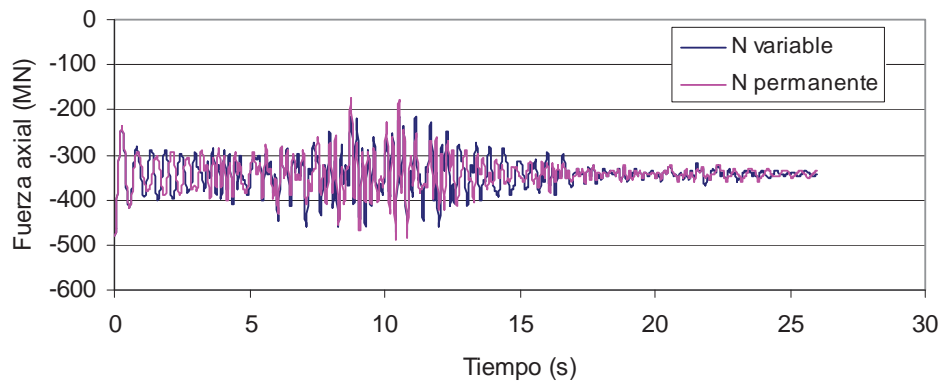


b). Arranque derecho

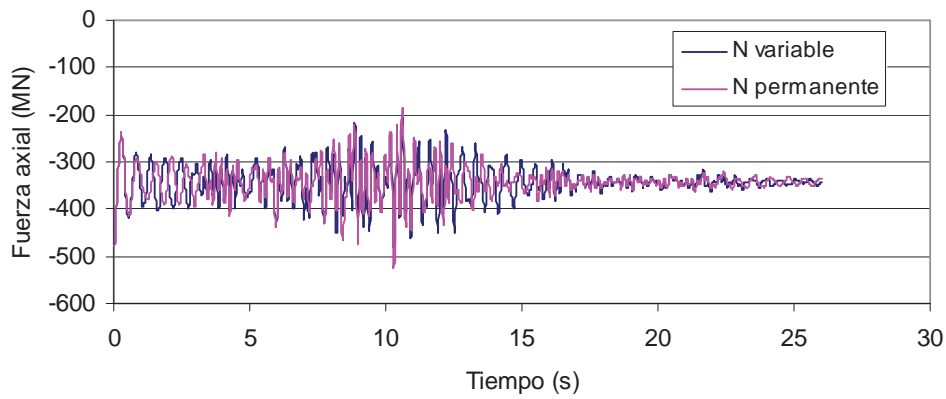


c). Clave del arco

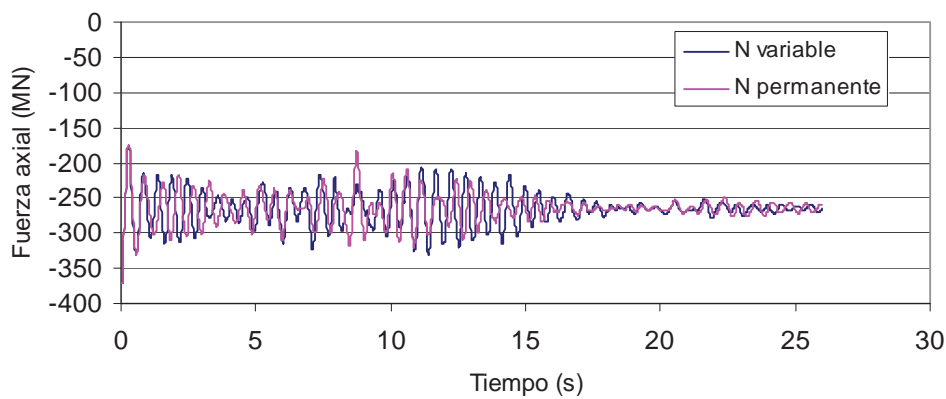
Figura 3.30 Fluctuación de la fuerza axial en los arranques y clave del arco, sismo de Northridge, estación Castaic-Old Ridge Route



a). Arranque izquierdo

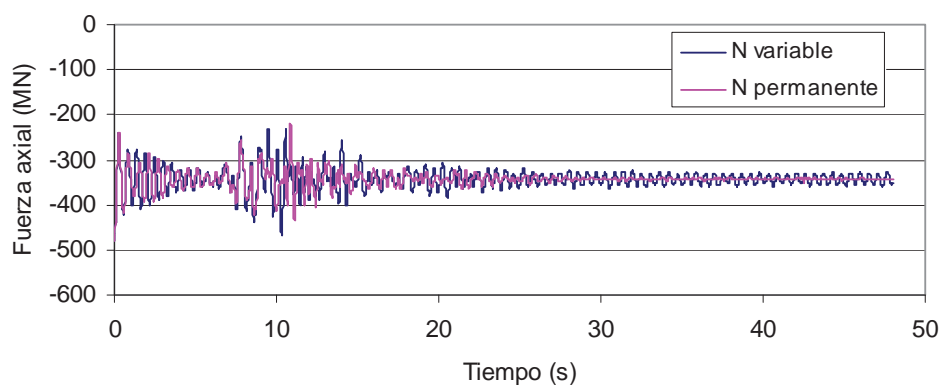


b). Arranque derecho

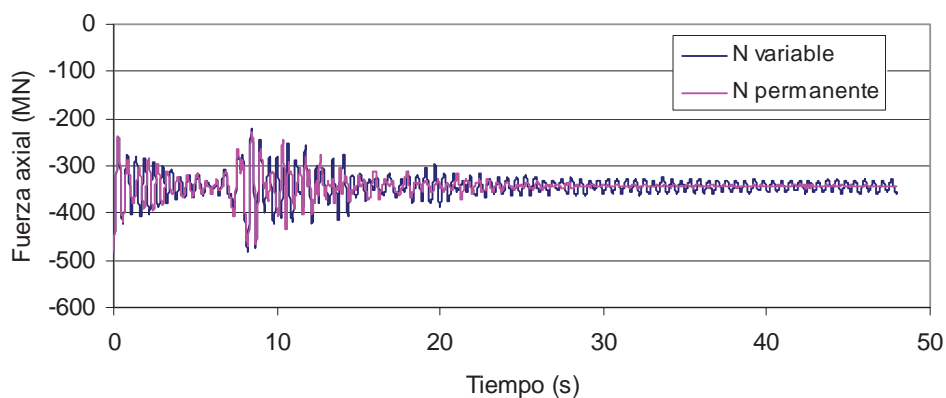


c). Clave del arco

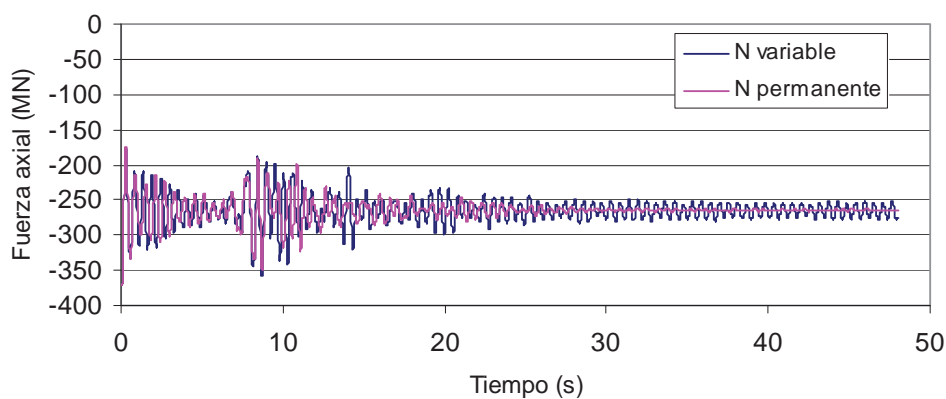
Figura 3.31 Fluctuación de la fuerza axial en los arranques y clave del arco, sismo de Northridge, estación Riverside-Airport



a). Arranque izquierdo

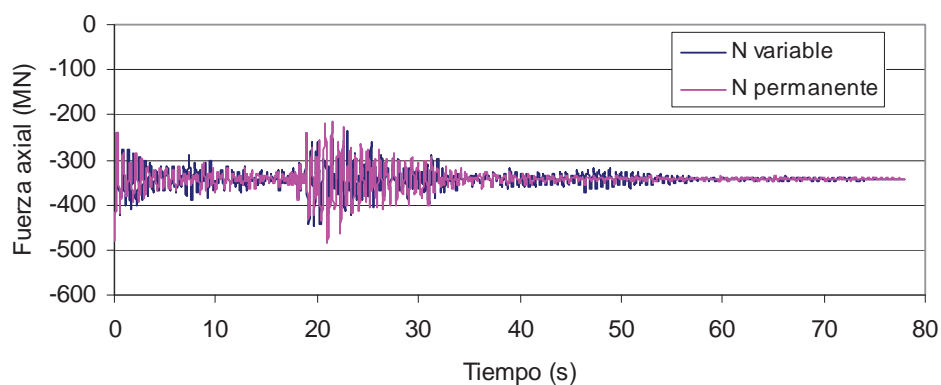


b). Arranque derecho

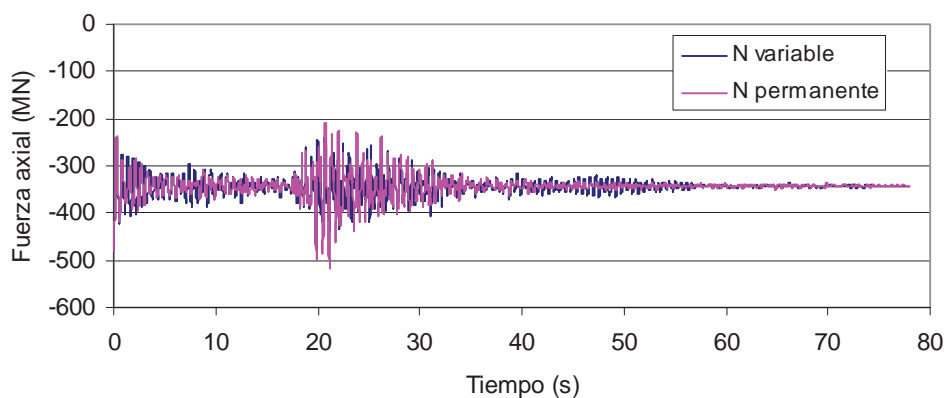


c). Clave del arco

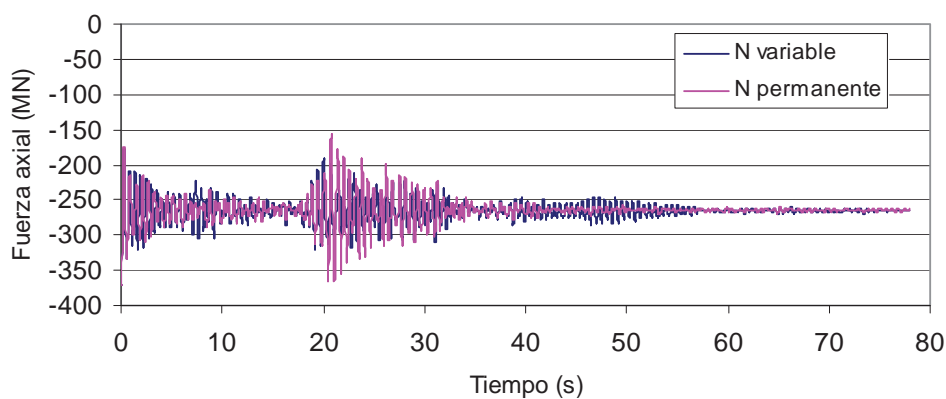
Figura 3.32 Fluctuación de la fuerza axial en los arranques y clave del arco, sismo de Kobe, estación KJMA



a). Arranque izquierdo

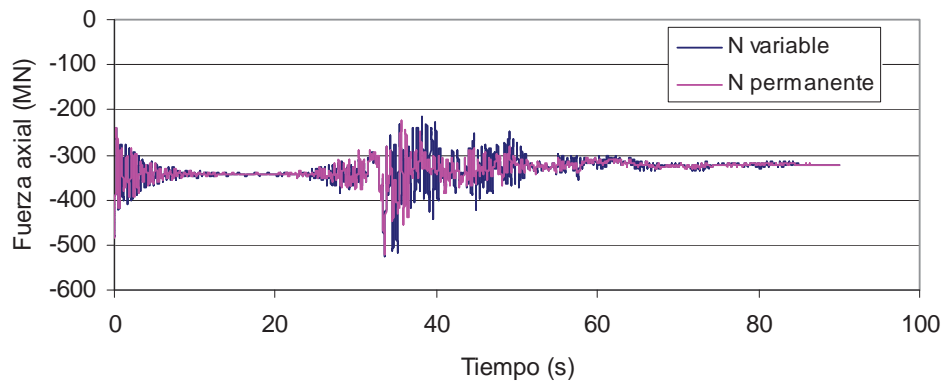


b). Arranque derecho

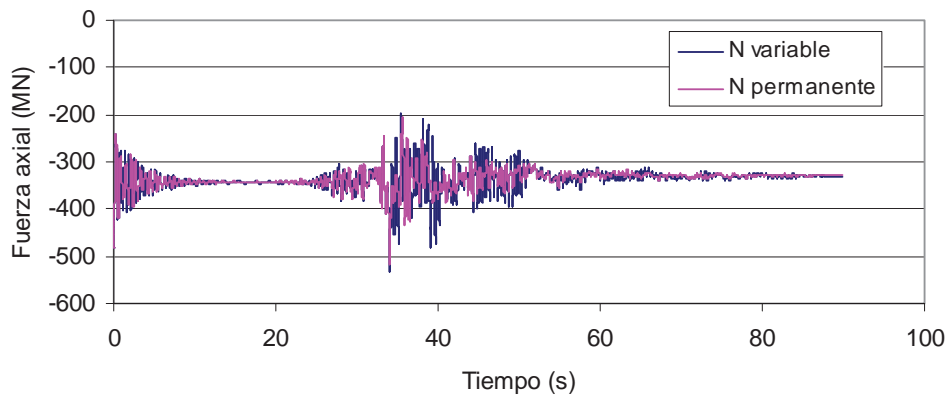


c). Clave del arco

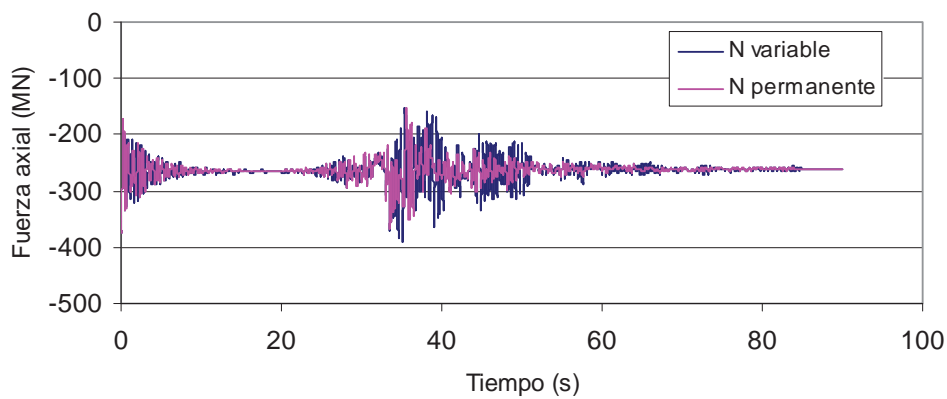
Figura 3.33 Fluctuación de la fuerza axial en los arranques y clave del arco, sismo de Kobe, estación OKA



a). Arranque izquierdo

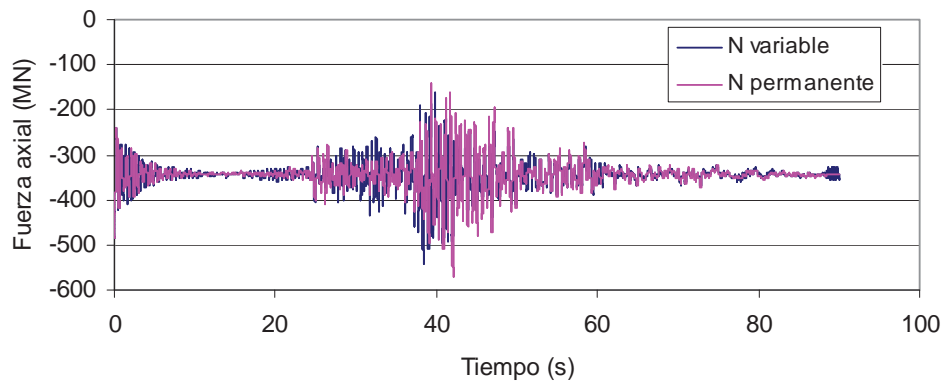


b). Arranque derecho

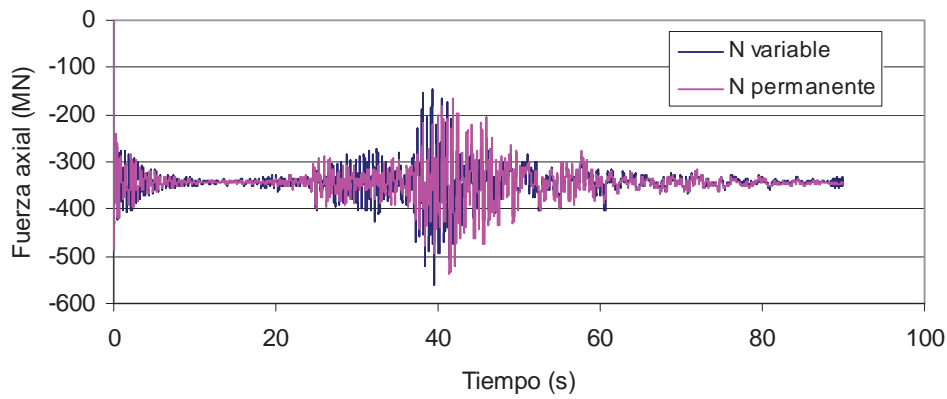


c). Clave del arco

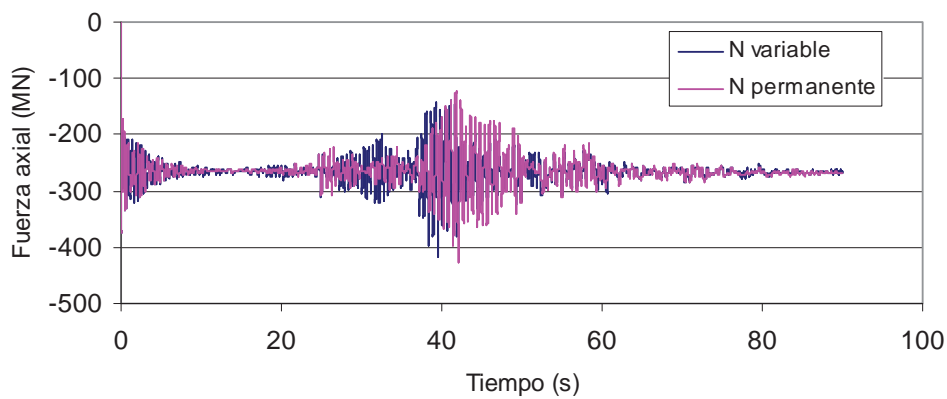
Figura 3.34 Fluctuación de la fuerza axial en los arranques y clave del arco, sismo de Chi-Chi, estación TCU052



a). Arranque izquierdo

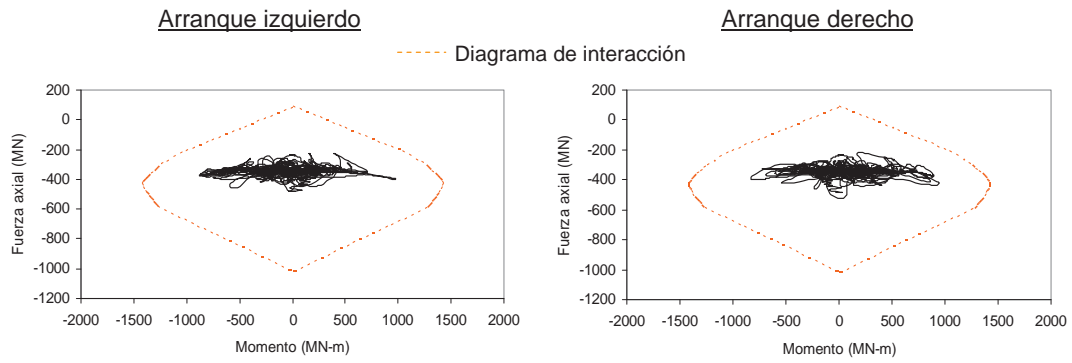


b). Arranque derecho

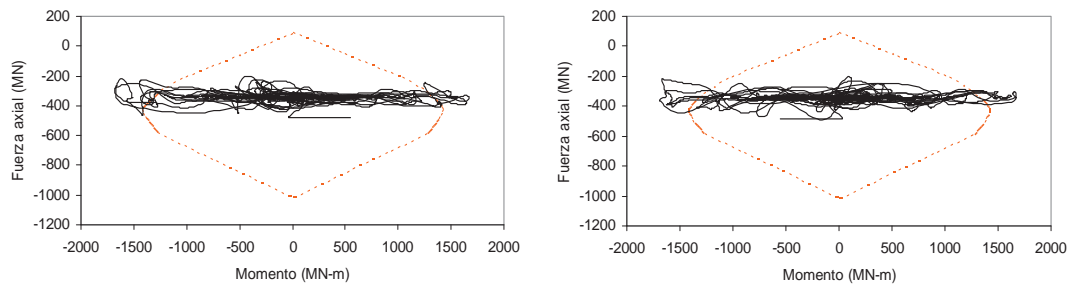


c). Clave del arco

Figura 3.35 Fluctuación de la fuerza axial en los arranques y clave del arco, sismo de Chi-Chi, estación TCU014

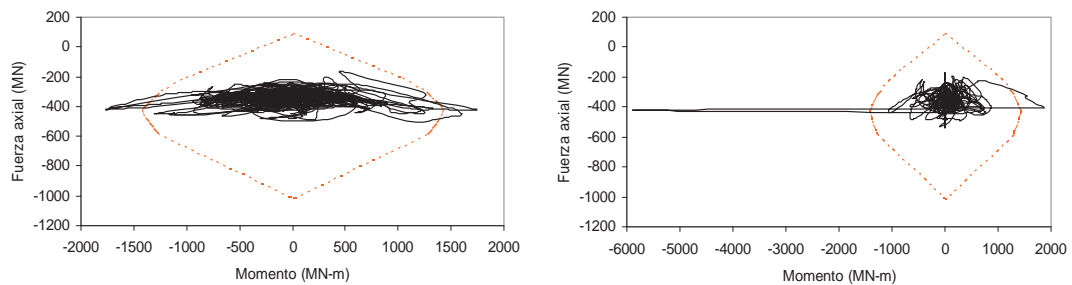


a). Tomando en cuenta la fluctuación de N

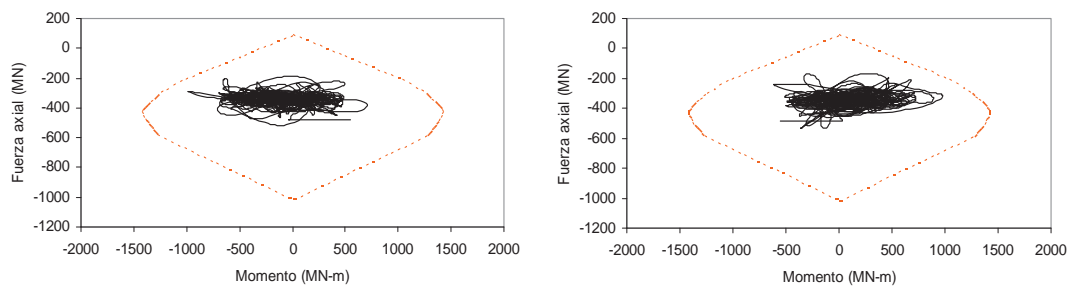


b). Sin tomar en cuenta la fluctuación de N

Figura 3.36 Efecto de la interacción N-M<sub>3</sub> en los arranques del arco, sismo de Campano-Lucano, estación Sturno

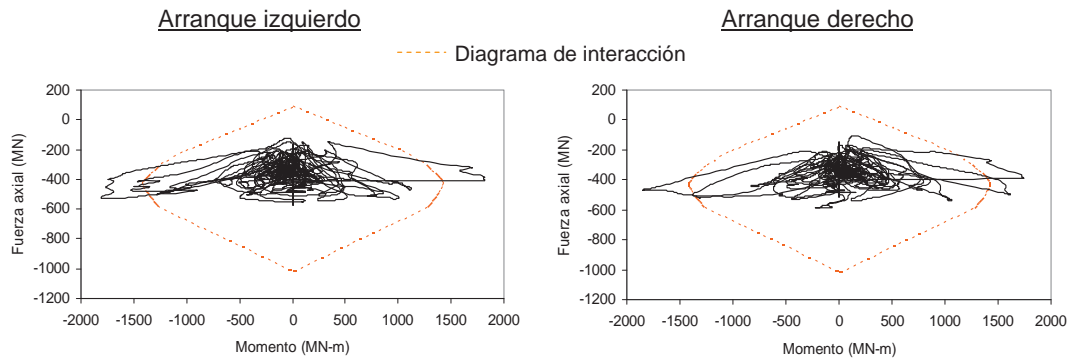


a). Tomando en cuenta la fluctuación de N

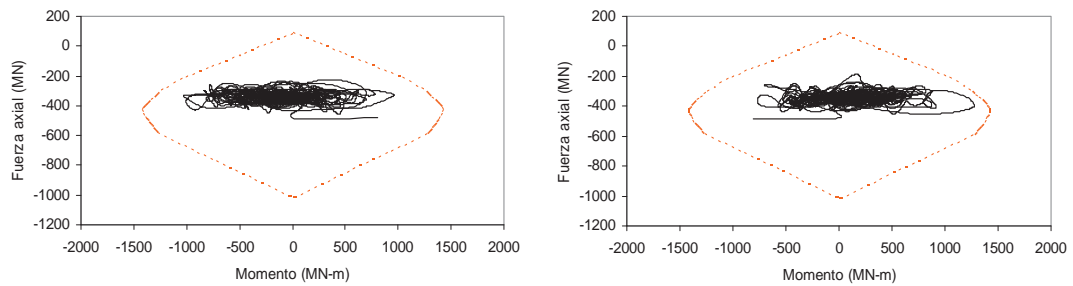


b). Sin tomar en cuenta la fluctuación de N

Figura 3.37 Efecto de la interacción N-M<sub>3</sub> en los arranques del arco, sismo de Campano-Lucano, estación Torre del Greco

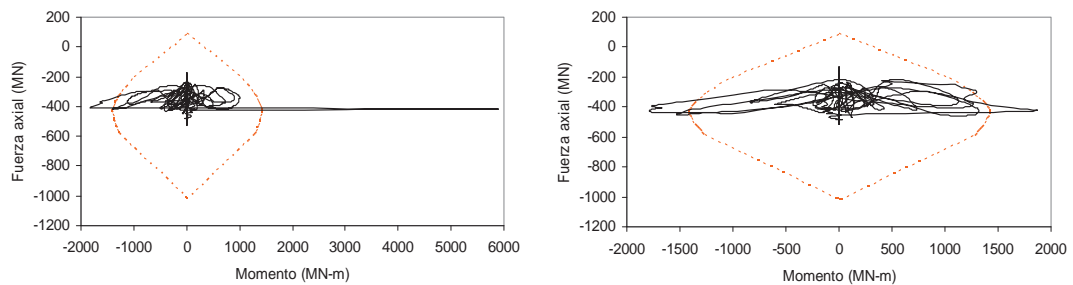


a). Tomando en cuenta la fluctuación de N

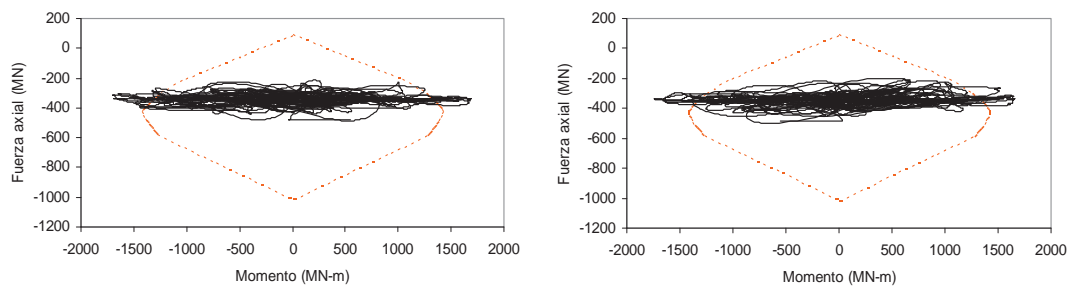


b). Sin tomar en cuenta la fluctuación de N

Figura 3.38 Efecto de la interacción N-M<sub>3</sub> en los arranques del arco, sismo de Michoacán, estación Caleta de Campos

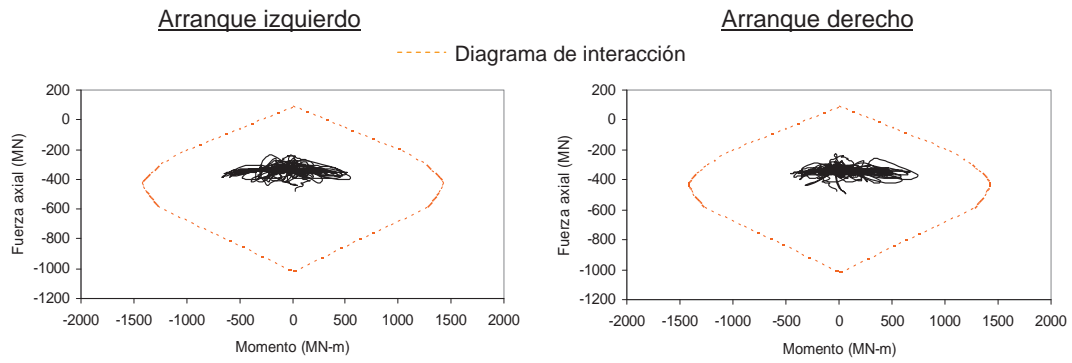


a). Tomando en cuenta la fluctuación de N

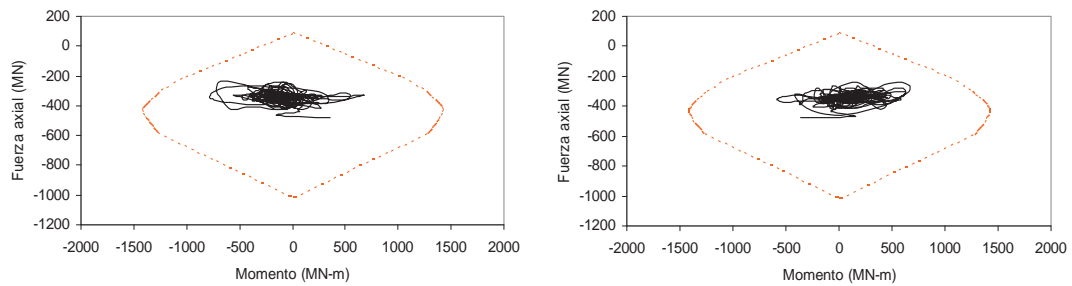


b). Sin tomar en cuenta la fluctuación de N

Figura 3.39 Efecto de la interacción N-M<sub>3</sub> en los arranques del arco, sismo de Michoacán, estación Mesa Vibradora

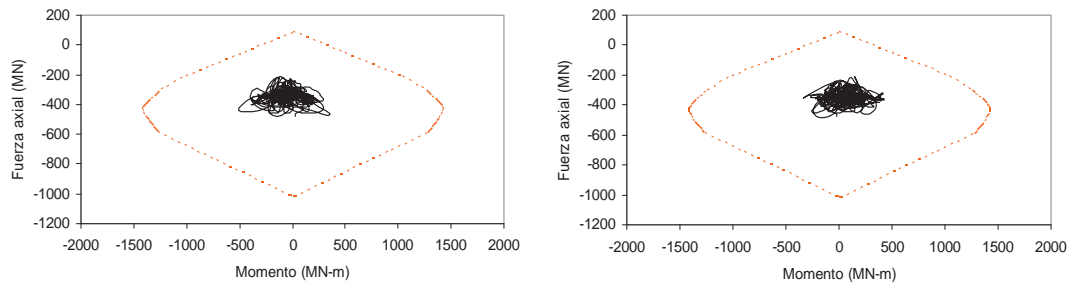


a). Tomando en cuenta la fluctuación de N

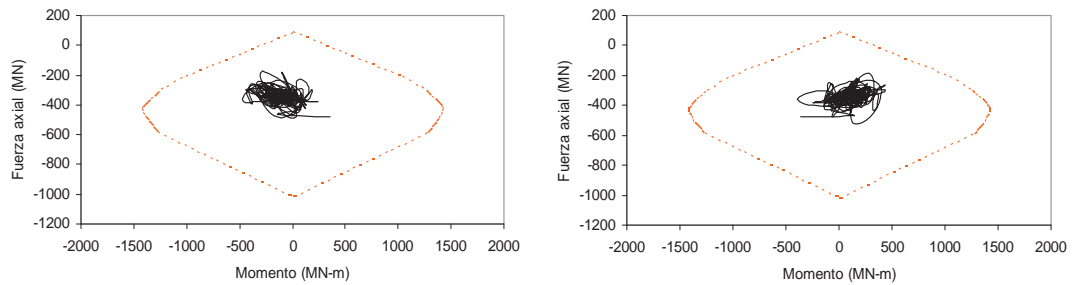


b). Sin tomar en cuenta la fluctuación de N

Figura 3.40 Efecto de la interacción N-M<sub>3</sub> en los arranques del arco, sismo de Northridge, estación Castaic-Old Ridge Route



a). Tomando en cuenta la fluctuación de N



b). Sin tomar en cuenta la fluctuación de N

Figura 3.41 Efecto de la interacción N-M<sub>3</sub> en los arranques del arco, sismo de Northridge, estación Riverside-Airport

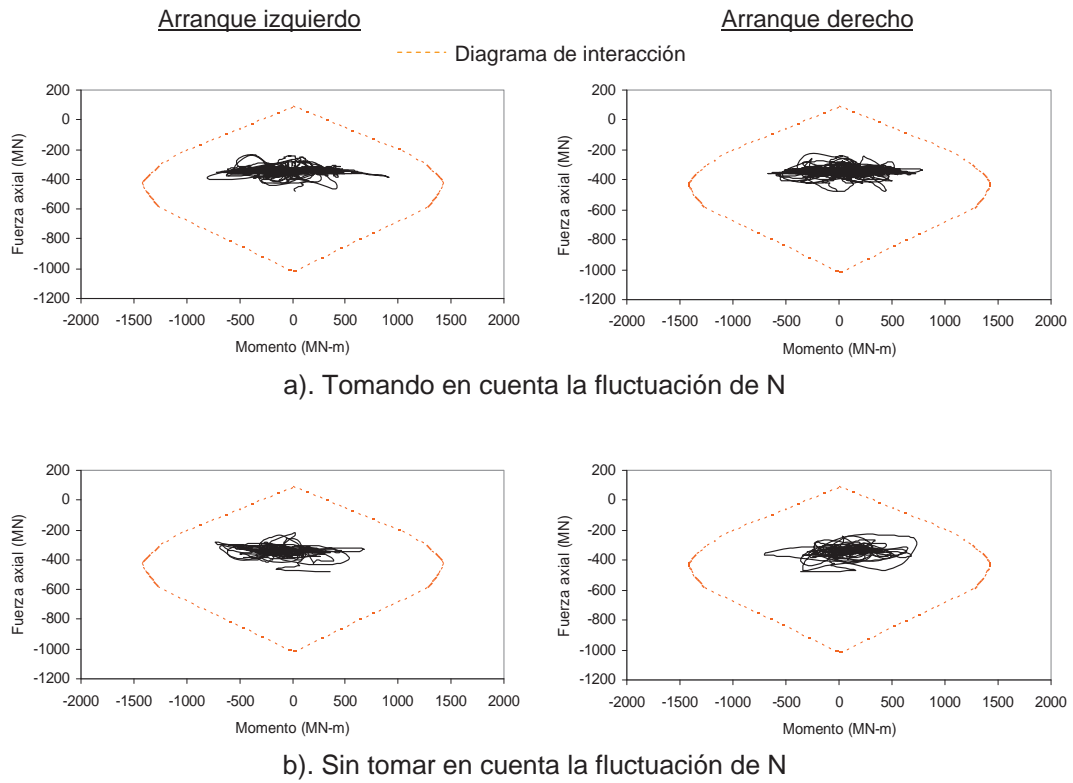


Figura 3.42 Efecto de la interacción  $N-M_3$  en los arranques del arco, sismo de Kobe, estación KJMA

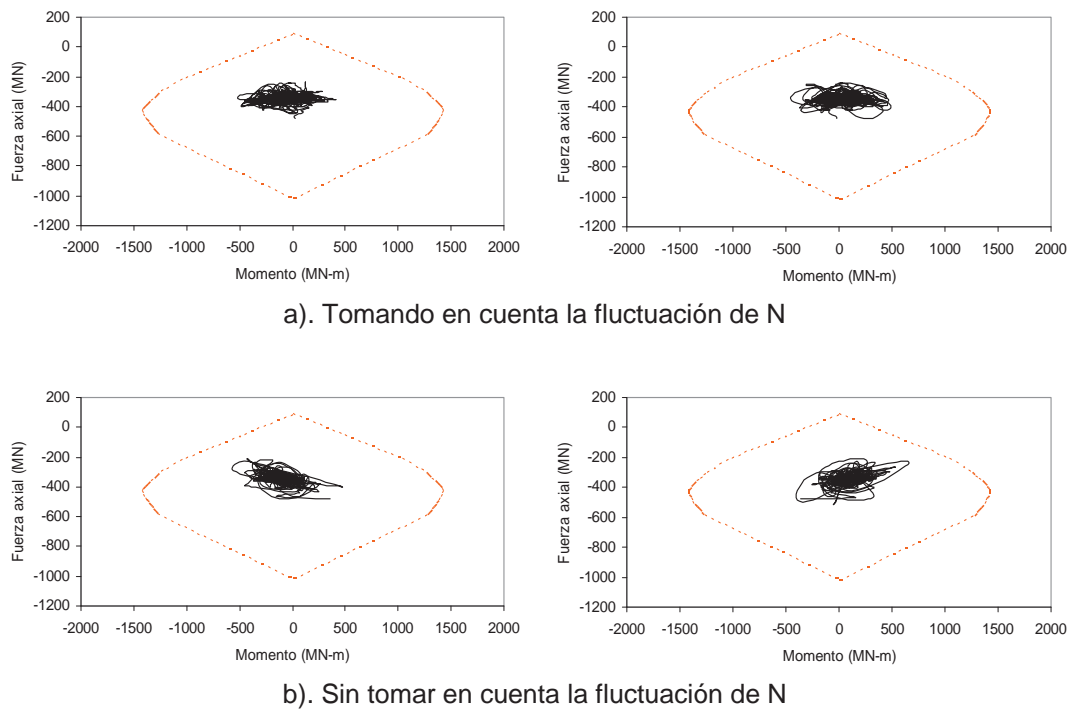
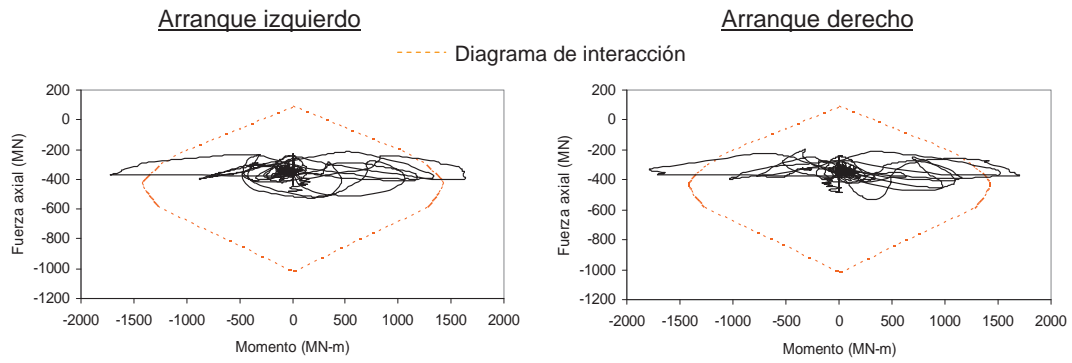
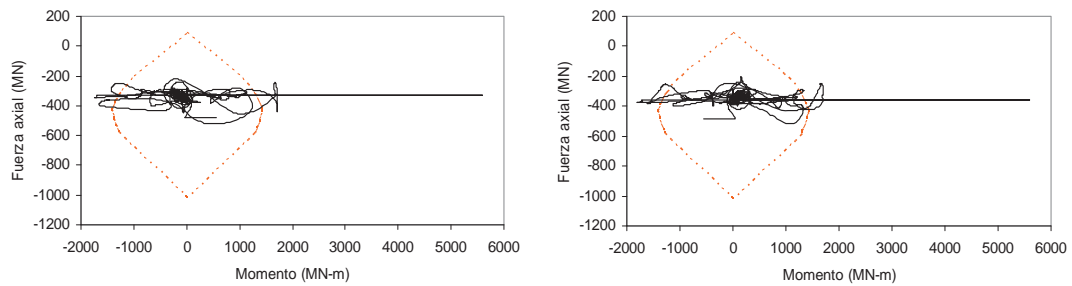


Figura 3.43 Efecto de la interacción  $N-M_3$  en los arranques del arco, sismo de Kobe, estación OKA

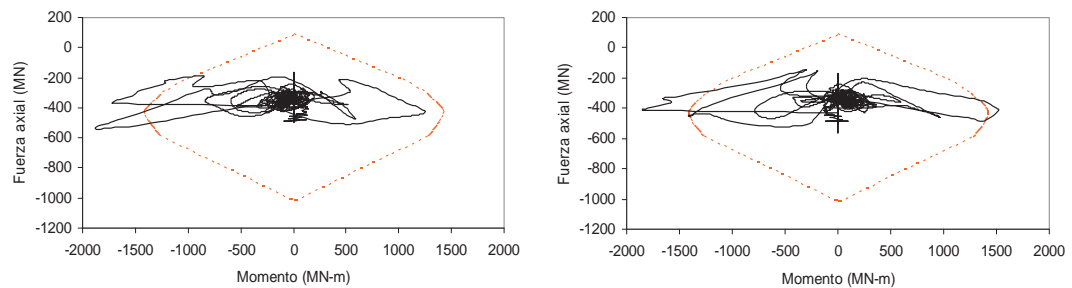


a). Tomando en cuenta la fluctuación de N

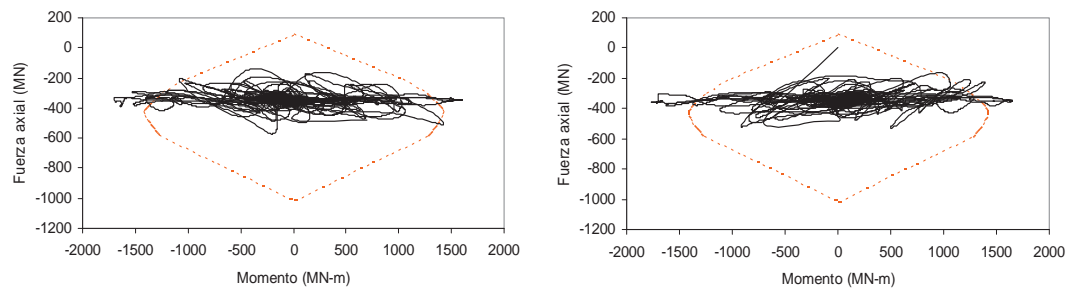


b). Sin tomar en cuenta la fluctuación de N

Figura 3.44 Efecto de la interacción N-M<sub>3</sub> en los arranques del arco, sismo de Chi-Chi, estación TCU052



a). Tomando en cuenta la fluctuación de N



b). Sin tomar en cuenta la fluctuación de N

Figura 3.45 Efecto de la interacción N-M<sub>3</sub> en los arranques del arco, sismo de Chi-Chi, estación TCU014

Por último, en la Figura 3.46 se presentan, para una estación de cada sismo, los diagramas de momento-curvatura para el arranque izquierdo del arco. En el inciso a) se tienen los resultados correspondientes a la estación Sturno del sismo de Campano-Lucano, en donde se puede apreciar que cuando se considera la interacción N-M se alcanzan aproximadamente los mismos valores máximos de curvatura que en el caso contrario, pero con momentos flexionantes menores; algo similar ocurre para el sismo de la estación Mesa Vibradora del sismo de Michoacán para los momentos y curvaturas positivos, mientras se alcanzan curvaturas cercanas a 0.0002 1/m para un momento de alrededor de 750 MN-m al tomar en cuenta la fluctuación de la fuerza axial, en el caso contrario la misma curvatura corresponde a un momento de 1000 MN-m.

En el inciso c), para el sismo de Northridge con el registro de la estación Castaic-Old Ridge Route, se puede ver el cambio drástico en cuanto a los valores de curvatura máximos obtenidos cuando se analiza el puente considerando el efecto de la variación de la fuerza axial; se obtienen valores de -0.00015 hasta 0.00008 1/m aproximadamente y en el caso de análisis contrario las curvaturas máximas apenas van de los -0.00009 hasta 0.000035 1/m. En general, puede decirse que el efecto que tiene el considerar la fluctuación de la fuerza axial al interactuar con el momento flexionante en los elementos estructurales del puente, permite valorar de manera más precisa y no tan conservadoramente los cambios en la curvatura de sus elementos y tomando en cuenta de igual forma los elementos mecánicos correspondientes que se apegan más al comportamiento real del puente.

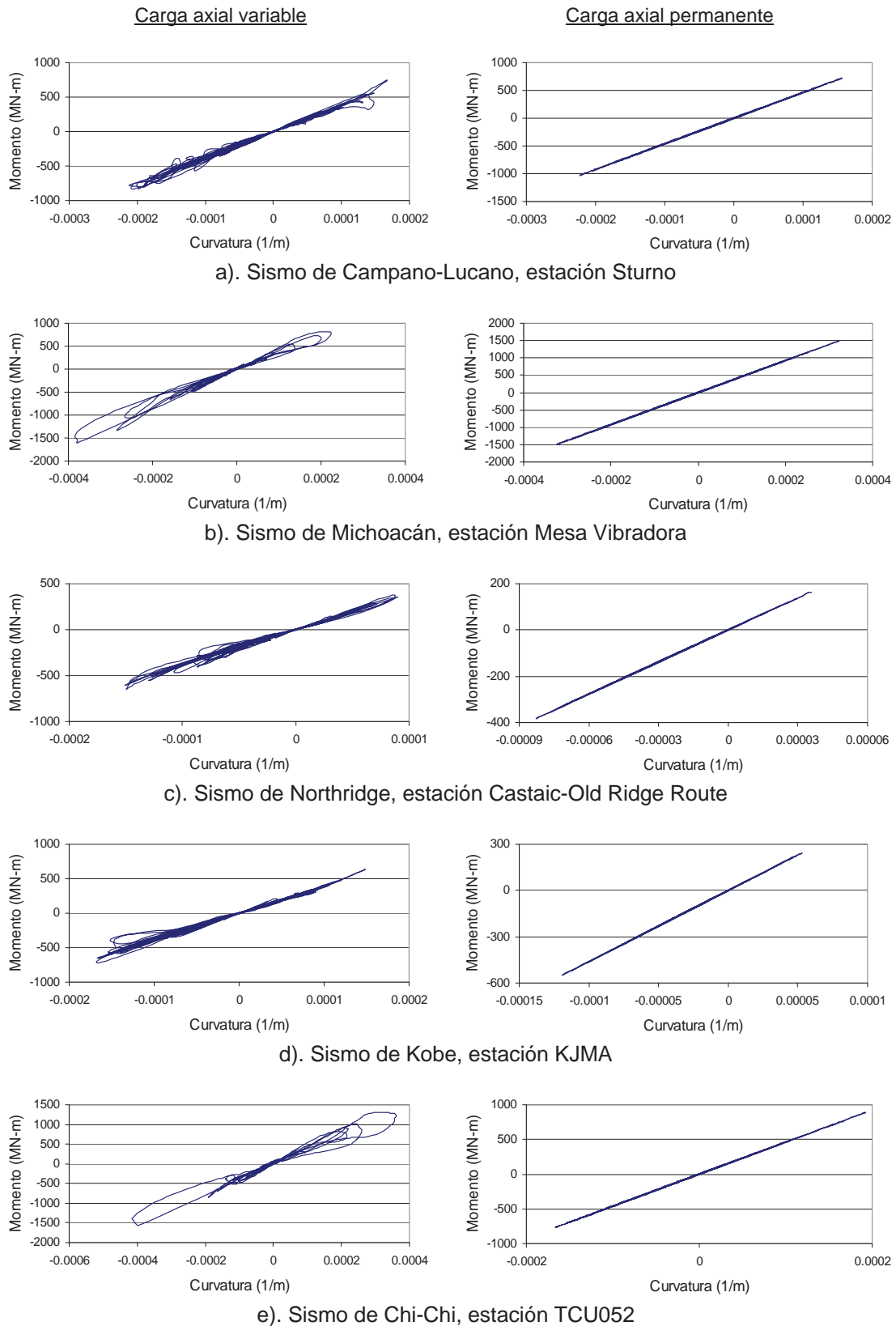


Figura 3.46 Diagramas momento-curvatura ( $I_{\min.} = I_3$ ) en el arranque izquierdo

# Capítulo 4

## DISCUSIÓN

---

### 4.1 SOBRE EL COMPORTAMIENTO

En el Capítulo 3 se evaluó la respuesta dinámica del *Modelo Final* sometiéndolo a diez conjuntos de registros sísmicos tomando en cuenta las tres componentes de cada uno, los cuales marcaron una tendencia muy importante en la respuesta de toda la estructura. Por ejemplo, en la Figura 4.1 se ilustra el desfase máximo en el movimiento longitudinal del tablero con respecto a la clave del arco; aun cuando no hay tanta diferencia en el parámetro de esta figura al considerar o no la fluctuación de la fuerza axial en el análisis, sí la hay si observamos que sismos como el de Michoacán con el registro de la Mesa Vibradora o el de Chi-Chi en la estación TCU052 rebasan la media, siendo los sismos con mayores valores de velocidad máxima del terreno (VMT). Lo mismo puede observarse en la Figura 4.2, en la cual se tiene por separado el desplazamiento longitudinal del tablero. En las Figuras 4.3 a 4.5 se muestra el desplazamiento longitudinal, transversal y vertical, respectivamente, de la clave del arco. En ellas se puede notar otro efecto tanto de los sismos como del tipo de análisis empleado, ya que en la gran mayoría de los casos, considerar el efecto de la interacción de la fuerza axial con el momento flexionante arroja desplazamientos mayores que en el caso contrario; además, dicha diferencia se acentúa cuando el registro sísmico tiene las características ya mencionadas en cuanto a la velocidad máxima del terreno. Recordando que los desplazamientos van ligados por naturaleza con el posible daño de la estructura, más aun cuando las estructuras tienen periodos grandes.

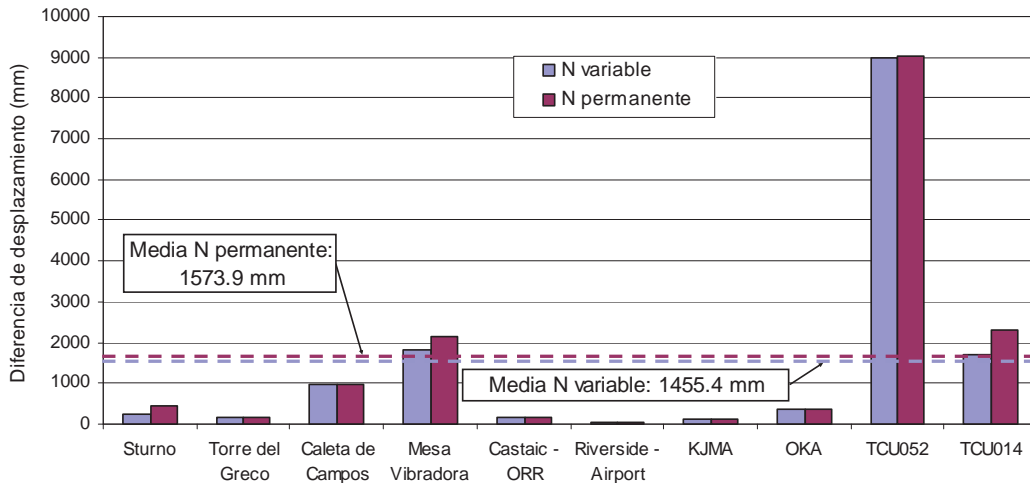


Figura 4.1 Desfase máximo entre el centro del tablero y la clave del arco

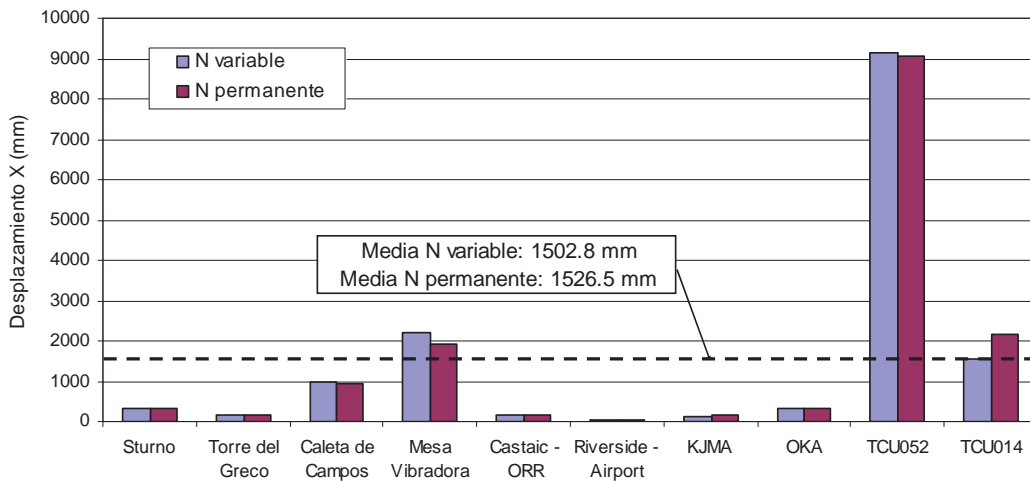


Figura 4.2 Desplazamientos longitudinales máximos en la sección media del tablero

Por otro lado, en la Figura 4.6 se presenta un resumen de las demandas de ductilidad por curvatura en la parte superior de las pilas 3 y 13 para cada uno de los diez registros sísmicos. No obstante que la capacidad de la sección es superior incluso que la demanda provocada por el registro de la estación TCU052 del sismo de Chi-Chi (la mayor VMT de los 10 registros), el cual, considerando la interacción N-M provoca en la pila 3 una demanda que representa un 80% de la capacidad de la sección. Se advierte la necesidad de revisar la parte inferior de dichas pilas, en donde las demandas pueden ser superiores

y por ende, la capacidad de la sección puede ser rebasada ante un sismo con velocidades considerables. Tal es el caso de los datos estudiados en las pilas 2 y 14 que se muestran en las Figuras 4.7 y 4.8 para las demandas en flexión dentro y fuera del plano respectivamente ( $I_{\text{mín.}}=I_3$  e  $I_{\text{máx.}}=I_2$ ); en la segunda de estas figuras, se muestra que para el registro de la estación TCU052 del sismo de Chi-Chi considerando el efecto de la fluctuación de la fuerza axial, la demanda es ligeramente mayor que la capacidad de la sección, demostrando nuevamente la necesidad de tomar en cuenta dicho efecto y de estudiar otras partes cruciales en este tipo de estructuras.

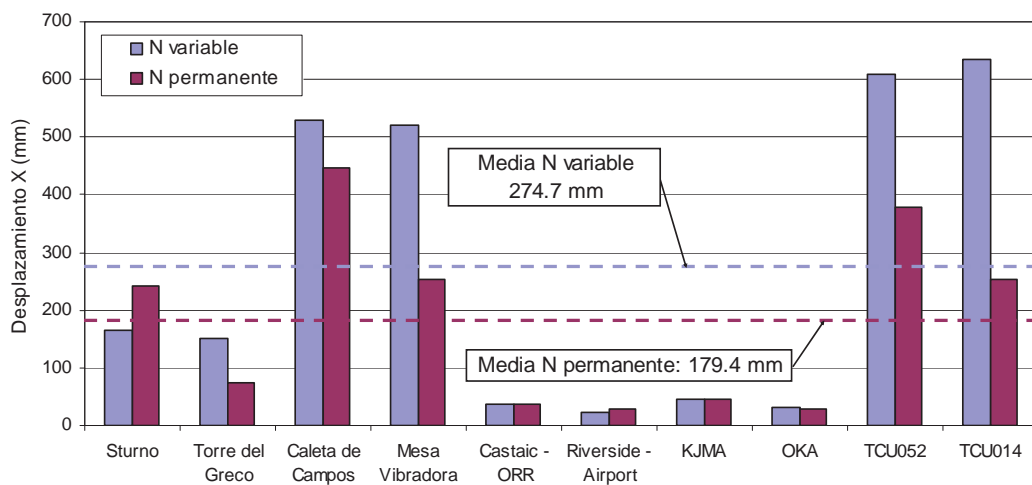


Figura 4.3 Desplazamientos longitudinales máximos en la clave del arco

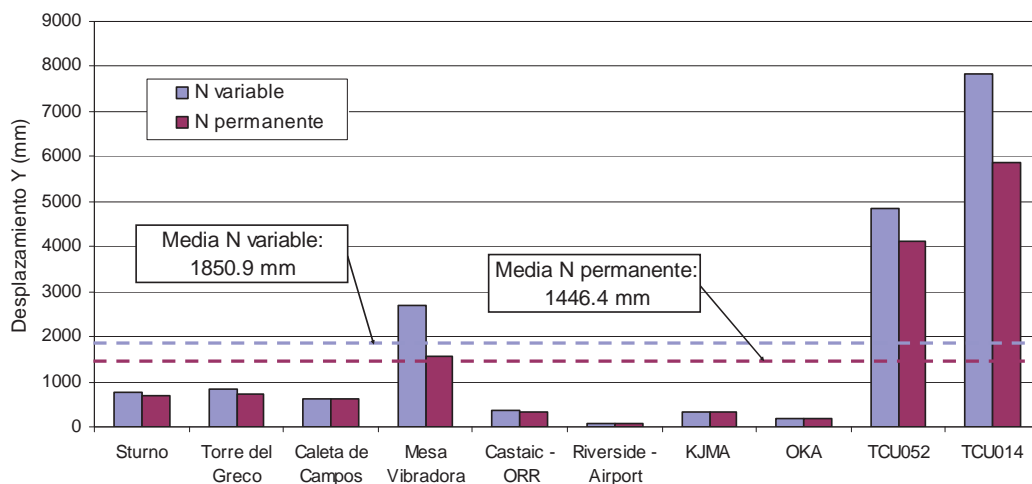


Figura 4.4 Desplazamientos transversales máximos en la clave del arco

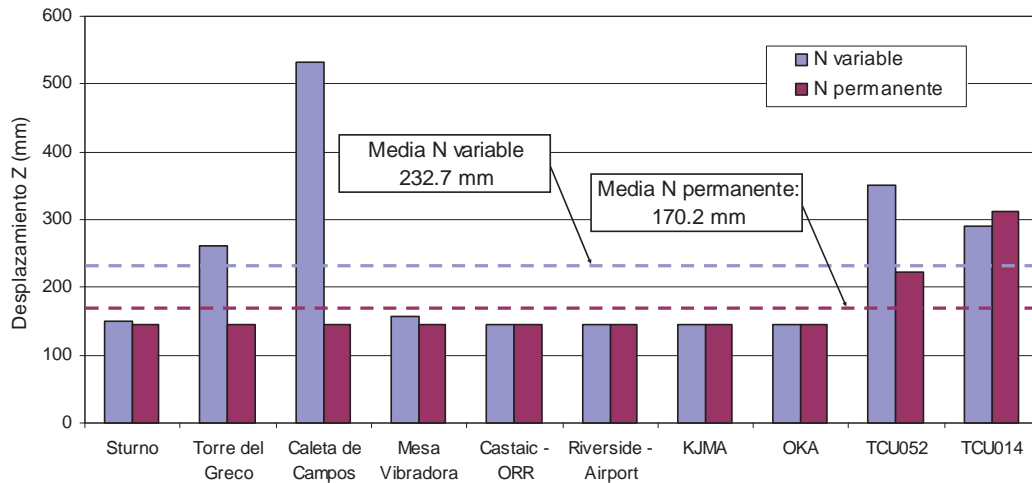


Figura 4.5 Desplazamientos verticales máximos en la clave del arco

Otros parámetros dignos de analizar, son los mostrados en las Figuras 4.9 a 4.14 con relación a lo expuesto en el capítulo anterior (Figuras 3.16 a 3.25). Se presentan los valores máximos absolutos de desplazamiento y aceleración en las tres direcciones (X, Y y Z) para distintas secciones a lo largo del arco, lo anterior con el objeto de resaltar la diferencia entre los resultados obtenidos con los dos casos de análisis (con y sin la interacción N-M) en la sección en donde dicha discrepancia era visiblemente mayor.

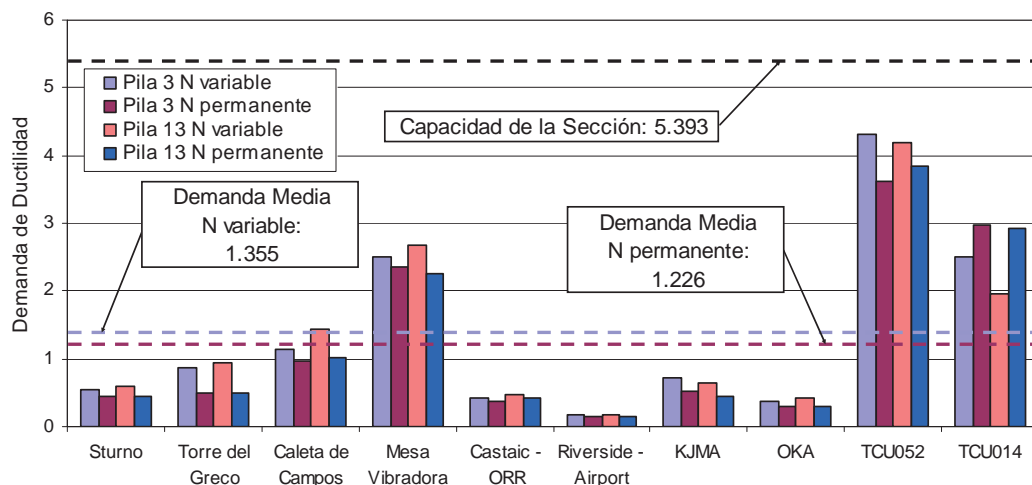


Figura 4.6 Demandas de ductilidad por curvatura en el extremo superior de las pilas 3 y 13 respecto al eje de menor momento de inercia ( $I_3$ )

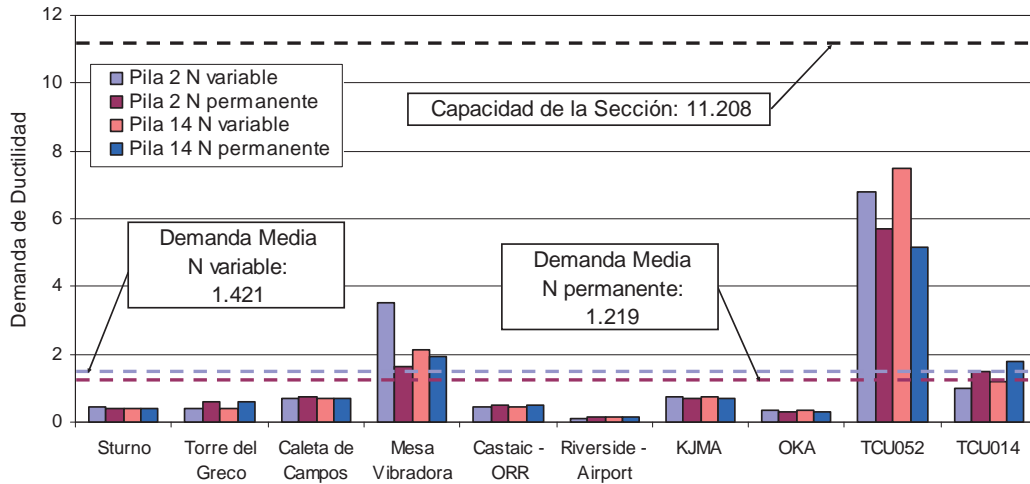


Figura 4.7 Demandas de ductilidad por curvatura en el extremo superior de las pilas 2 y 14 respecto al eje de menor momento de inercia ( $I_3$ )

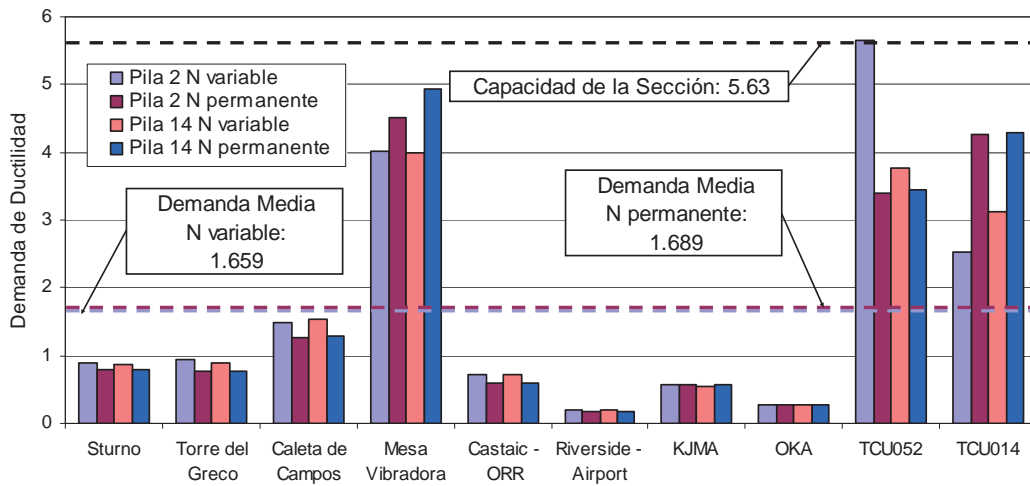


Figura 4.8 Demandas de ductilidad por curvatura en el extremo superior de las pilas 2 y 14 respecto al eje de mayor momento de inercia ( $I_2$ )

En la Figura 4.9 se presenta el desplazamiento longitudinal máximo absoluto del arco en una sección a 3/4 del claro principal y se puede ver que la respuesta es marcadamente mayor en la dirección horizontal dentro del plano cuando se toma en cuenta el efecto provocado por la interacción N-M, sobre todo en los resultados correspondientes a los sismos de Chi-Chi y Michoacán con movimientos de hasta 1.8 m correspondientes a éste último contra una media de 0.526 m. Solamente hubo la excepción del registro de

la estación Sturno del sismo de Campano-Lucano. En cuanto al desplazamiento transversal, se puede revisar en la Figura 4.10 en la sección ubicada a la mitad del claro principal que la tendencia sigue siendo la misma, sobresaliendo ahora los dos registros del sismo de Chi-Chi. Otro valor alarmante es el obtenido con el registro de la estación Caleta de Campos en cuanto al desplazamiento vertical en la Figura 4.11, una magnitud superior a los 3 m contra escasos 0.26 m con y sin interacción N-M respectivamente a 320 m del arranque izquierdo.

Ya analizando las aceleraciones máximas en la dirección longitudinal en la Figura 4.12, se tienen en una sección ubicada a 40 m del arranque izquierdo valores de aceleración superiores a los  $70 \text{ m/s}^2$  para la estación Caleta de Campos y TCU014, los cuales representan un valor de más del doble de la aceleración media considerando la interacción N-M ( $30.282 \text{ m/s}^2$ ), la cual a su vez resulta mucho mayor que la media sin considerar dicho efecto ( $6.734 \text{ m/s}^2$ ). Si revisamos ahora la Figura 4.13, con relación a la aceleración transversal, podemos ver que los valores también se disparan cuando se considera la influencia de la variación en la fuerza axial, incluso para sismos como el de la estación Torre del Greco con una VMT de apenas  $0.4 \text{ m/s}$ . Por último, en la Figura 4.14 podemos ver que la clave del arco se acelera más al considerar la interacción N-M.

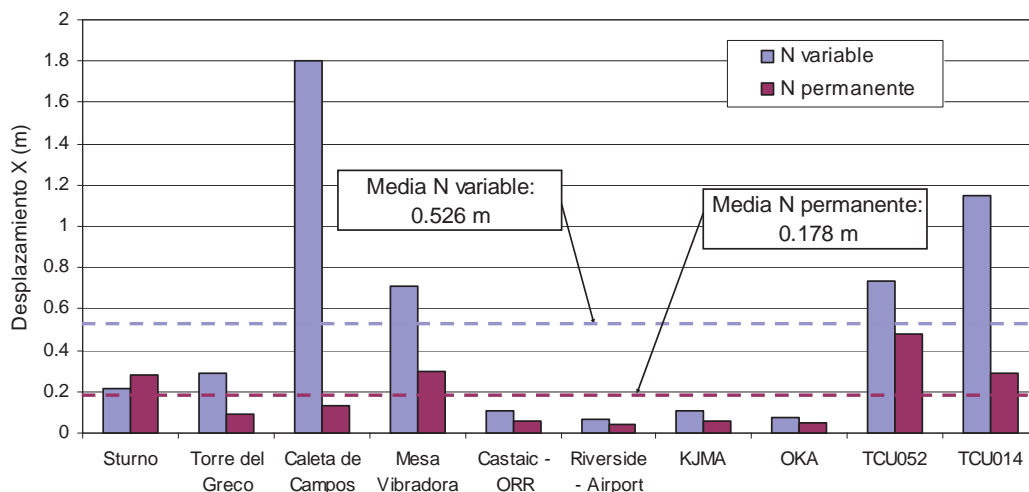


Figura 4.9 Desplazamiento longitudinal máximo absoluto del arco en una sección a 320 m del arranque izquierdo

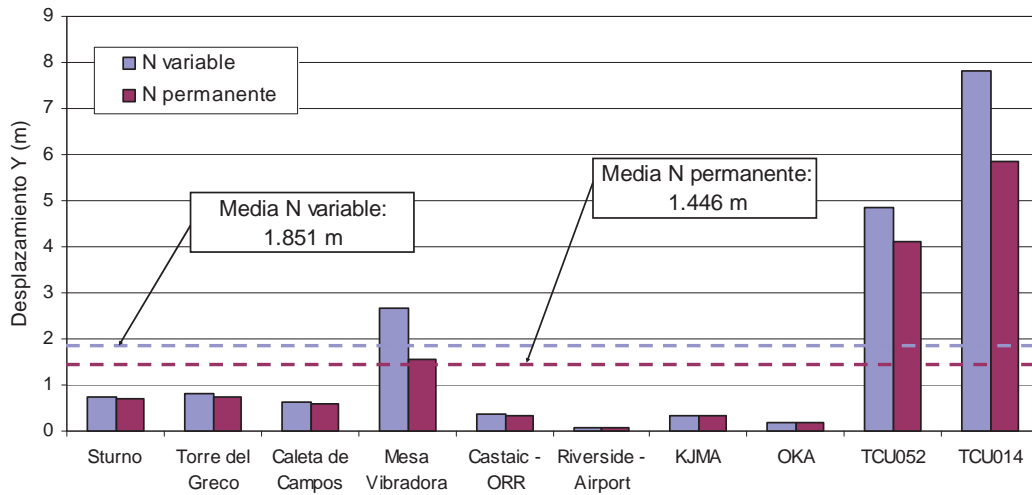


Figura 4.10 Desplazamiento transversal máximo absoluto del arco en una sección a 200 m del arranque izquierdo

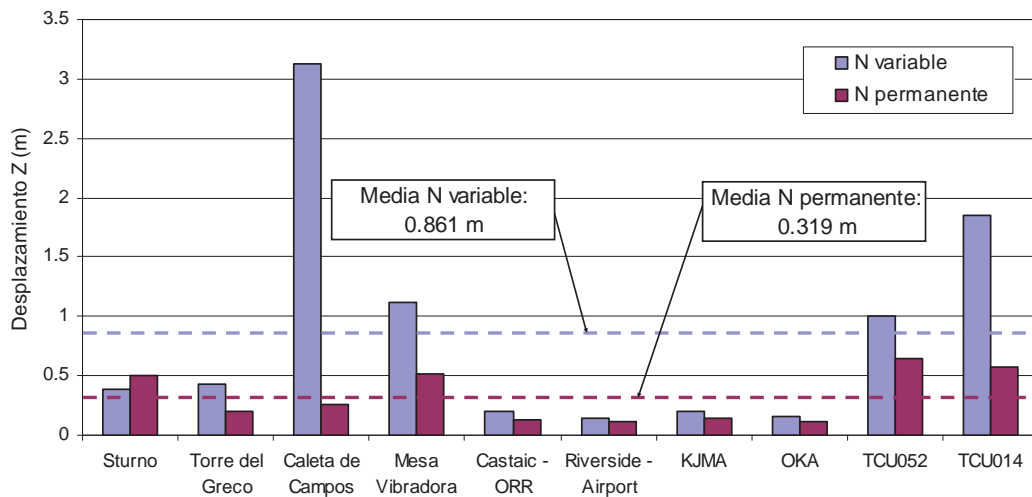


Figura 4.11 Desplazamiento vertical máximo absoluto del arco en una sección a 320 m del arranque izquierdo

Se tiene pues, una marcada tendencia si analizamos los desplazamientos y aceleraciones en algunas secciones del arco, la cual indica claramente la influencia que tiene el considerar el efecto de la fluctuación de la fuerza axial al interactuar con el momento flexionante de aumentar sobremanera la magnitud de la respuesta del elemento principal del puente. Otro aspecto importante por analizar, es la influencia de dicho efecto en los elementos mecánicos internos de la estructura; en la Figura 4.15 se tiene un resumen de

las fuerzas axiales máximas y mínimas que se presentaron en el arranque izquierdo del arco. Se comparan con la fuerza de compresión provocada por la carga permanente, con lo que se puede derivar a simple vista, que al analizar el puente considerando la interacción N-M, el arranque izquierdo se ve sometido a mayores fuerzas de compresión si comparamos los valores medios de ambos casos de análisis.

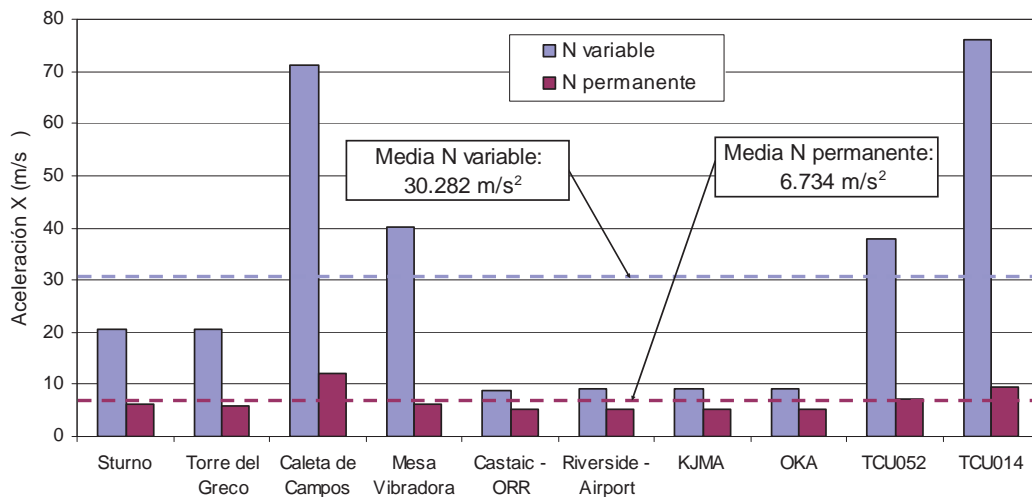


Figura 4.12 Aceleración longitudinal máxima absoluta del arco en una sección a 40 m del arranque izquierdo

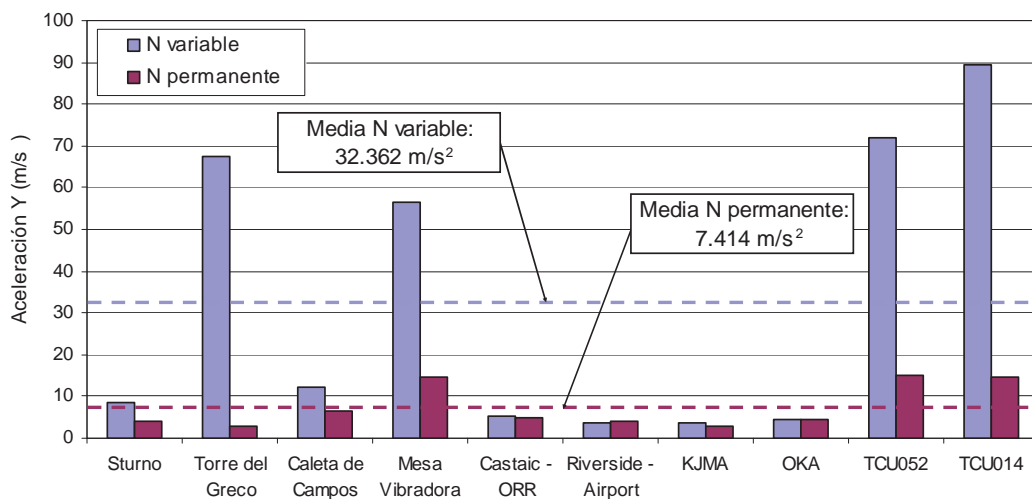


Figura 4.13 Aceleración transversal máxima absoluta del arco en una sección a 40 m del arranque izquierdo

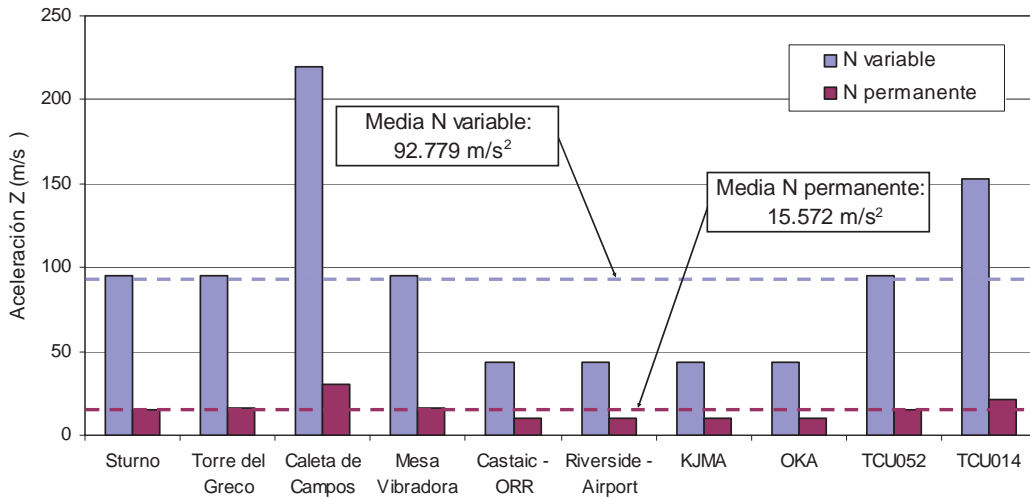


Figura 4.14 Aceleración vertical máxima absoluta del arco en una sección a 200 m del arranque izquierdo

De igual forma se observa que los valores mínimos resultan en compresiones inferiores con la interacción N-M, es decir, el margen que existe entre las compresiones máximas y mínimas es mayor y por ende el riesgo de una falla frágil, también. Se aprecia nuevamente la influencia de la velocidad máxima del terreno si particularizamos en los registros de Michoacán y Chi-Chi, los cuales superan los valores promedio.

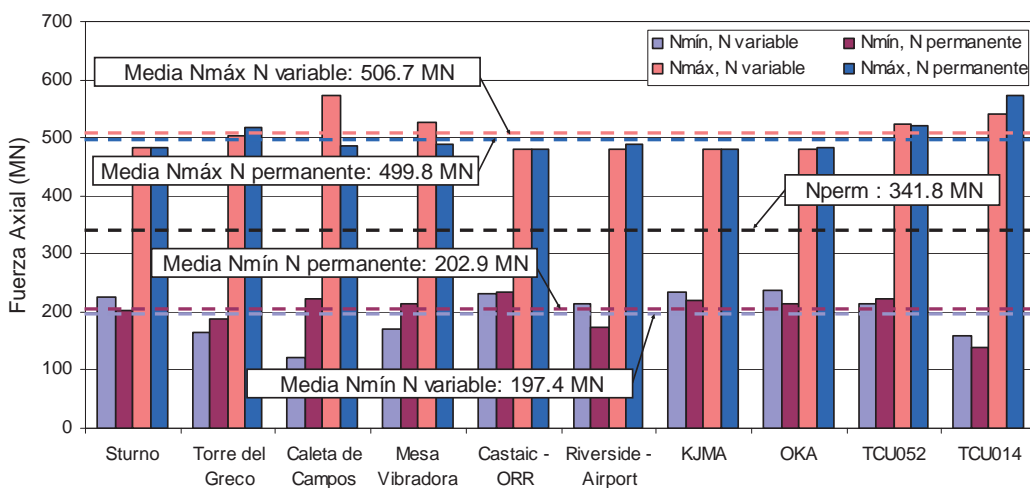


Figura 4.15 Máximos y mínimos de la fuerza axial de compresión en el arranque izquierdo del arco

La Figura 4.16 muestra lo propio para el arranque derecho, se puede ver que las fuerzas de compresión oscilan en valores muy similares a los del arranque izquierdo, solamente se ve un ligero aumento del margen entre la compresión máxima y mínima con magnitudes que van de 197.4 MN a 506.7 MN para el arranque izquierdo y de 186.3 MN a 519.5 MN para el derecho (309.3 MN y 333.2 MN de margen respectivamente) en el caso de análisis que considera la interacción N-M.

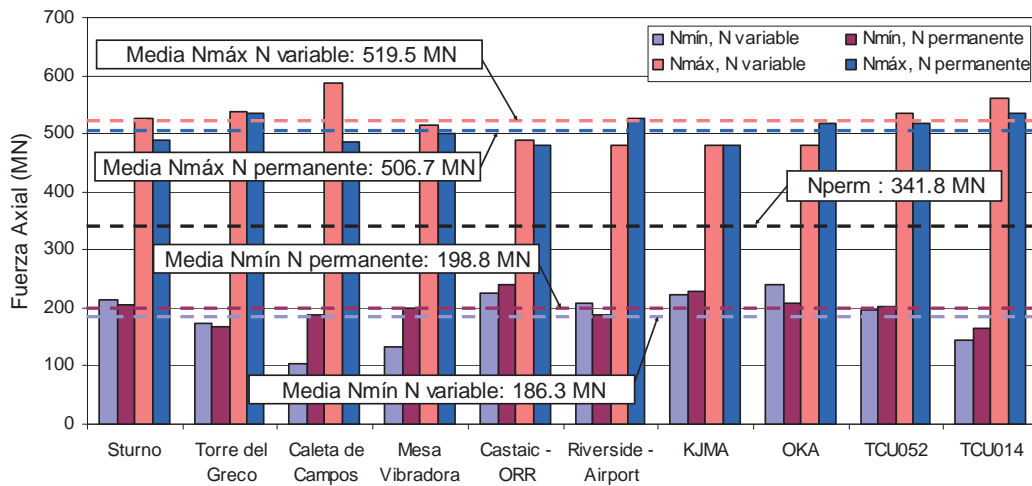


Figura 4.16 Máximos y mínimos de la fuerza axial de compresión en el arranque derecho del arco

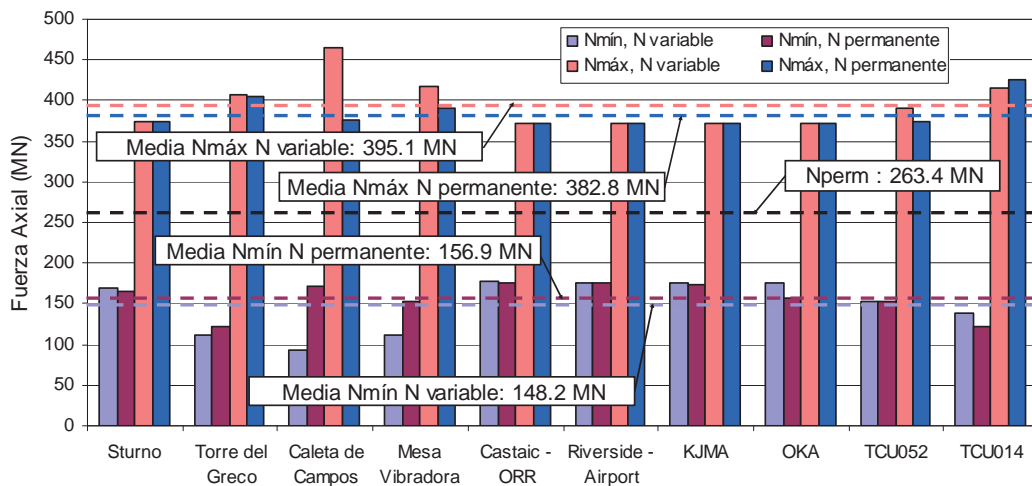


Figura 4.17 Máximos y mínimos de la fuerza axial de compresión en la clave del arco

En la Figura 4.17 se pueden ver de igual forma los valores máximos y mínimos de compresión en la clave del arco; la tendencia sigue siendo la misma. Se deduce pues, que a todo lo largo del arco los esfuerzos de compresión varían con magnitudes de un  $\pm 50\%$  con respecto a la fuerza causada por la carga permanente si se toman en cuenta los valores promedio, y puede llegar a valores de  $-70\%$  y  $+75\%$  en algunos casos como el de la estación de Caleta de Campos del sismo de Michoacán.

Si ahora estudiamos la variación de los momentos flexionantes durante el análisis, podemos extraer los máximos positivos y negativos para cada sismo, los cuales son mostrados en las Figuras 4.18 a 4.20. De la primer figura, correspondiente al arranque derecho, se puede ver que en los registros con las velocidades máximas más grandes (estación Mesa Vibradora y TCU052), el momento último de la sección es superado por mucho independientemente de si se toma en cuenta la interacción de la fuerza axial con el momento flexionante o no. De hecho, si vemos ahora la Figura 4.19 en relación con el arranque derecho, se ve que incluso el registro sísmico de la estación Torre del Greco provoca un momento igualmente superior a los valores últimos. Por último se muestra en la Figura 4.20 lo propio para la clave del arco, y se puede resaltar que con la mayoría de los sismos ni siquiera se dan momentos flexionantes positivos y en todos los casos, los momentos negativos son mayores al último al ignorar la interacción N-M.

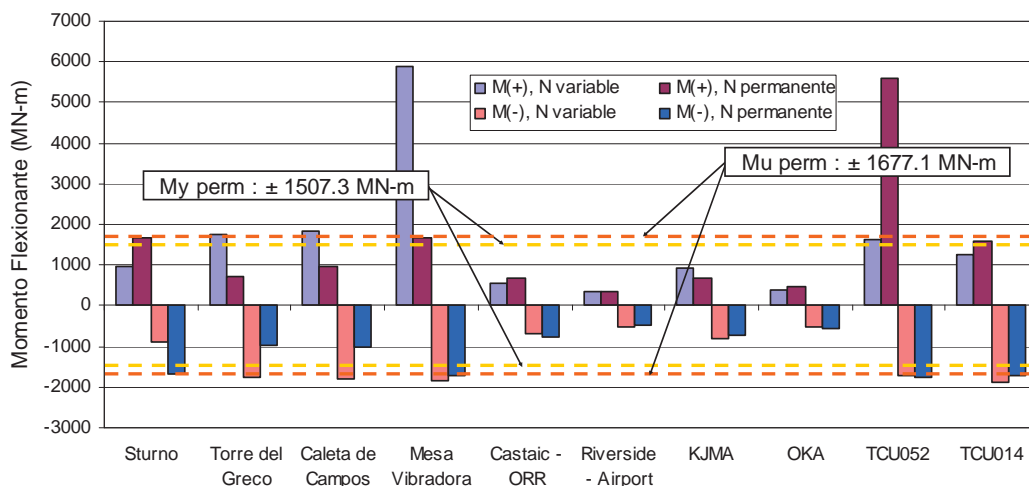


Figura 4.18 Momento flexionante máximo positivo y negativo en el plano ( $I_3$ ) en el arranque izquierdo del arco

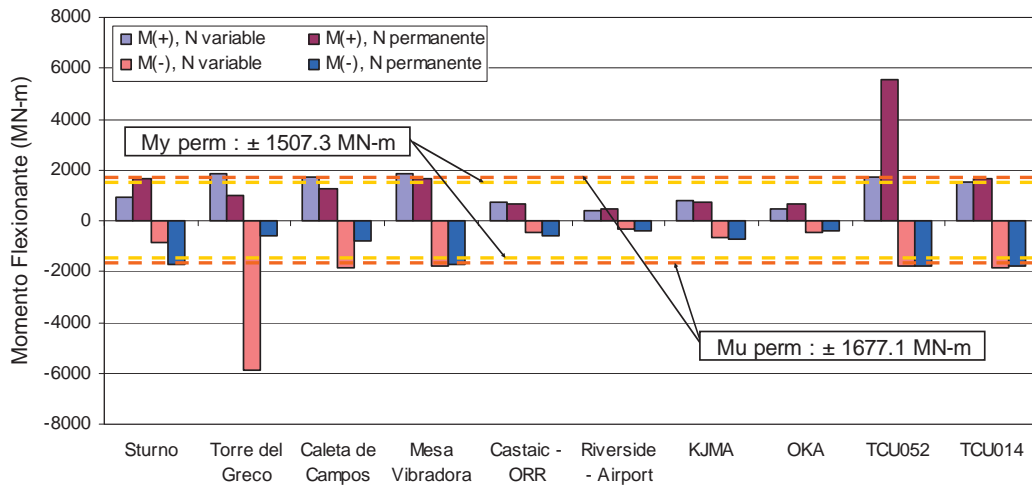


Figura 4.19 Momento flexionante máximo positivo y negativo en el plano ( $I_3$ ) en el arranque derecho del arco

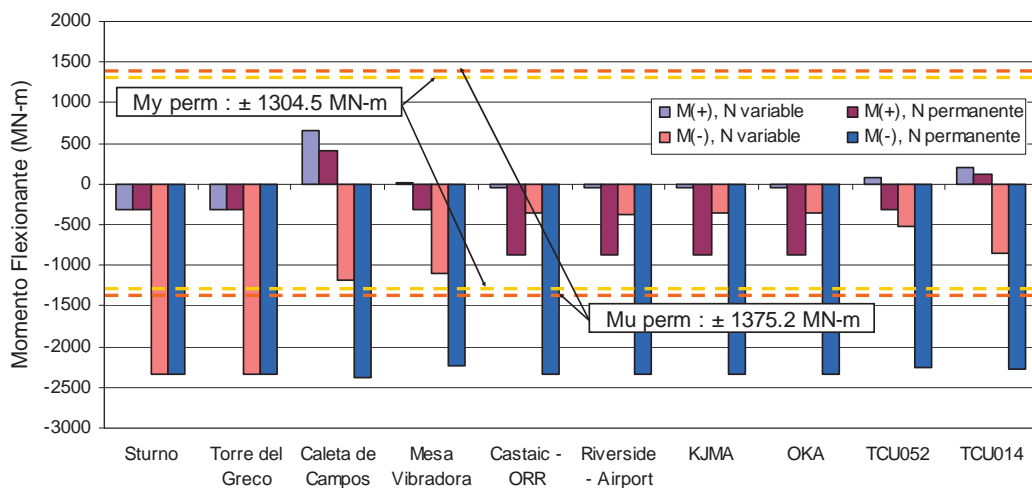


Figura 4.20 Momento flexionante máximo positivo y negativo en el plano ( $I_3$ ) en el la clave del arco

## 4.2 MOVIMIENTOS SÍSMICOS

Ya se ha demostrado a lo largo del Capítulo 3 y la sección anterior del presente la influencia que tiene la velocidad máxima del terreno en estructuras como la estudiada en este trabajo (estructuras con periodos de vibración largos) al aumentar drásticamente la respuesta del modelo. De los diez sismos empleados para los análisis, los que más

influyeron en dichos efectos fueron los de Michoacán y Chi-Chi, sobre todo con los registros de las estaciones Mesa Vibradora y TCU052 respectivamente. Dichos registros quedan caracterizados por tener las velocidades máximas (VMT) más grandes del conjunto de sismos, con lo que se hace hincapié en la importancia de tomar en cuenta la VMT como medida de peligrosidad para predecir la respuesta de sistemas estructurales con periodo largo.

Aun así, los códigos de diseño siguen tomando la aceleración máxima del terreno (AMT) para describir la intensidad del movimiento, razón por la cual en este estudio se optó por escalar los acelerogramas linealmente a una AMT de 0.5 g. Lo anterior, según Kurama y Farrow (2003), puede generar dispersiones importantes en la estimación de la respuesta no lineal de estructuras con periodo largo como la aquí estudiada. En consecuencia, Álvarez (2004) comparó la respuesta del prototipo del puente aquí estudiado en términos del desplazamiento escalando los sismos por AMT y por VMT. Debido a que las respuestas obtenidas eran mayores considerando la VMT, concluyó en la importancia de incluir de manera transparente en las normas de diseño sísmico el uso de la VMT como medida de peligrosidad en puentes con periodos largos, ya que este parámetro ha resultado ser un mejor indicador del contenido de frecuencias y del potencial destructor de un sismo para estructuras con periodo largo (Tso *et al.*, 1992; Wesolowsky y Wilson, 2003).

### **4.3 MODELO DE PLASTICIDAD**

De acuerdo con el objetivo de este trabajo de investigación, el modelo de plasticidad utilizado para configurar los elementos estructurales del puente tuvo que ser tal que pudiera tomar en cuenta el efecto de la fluctuación de la fuerza axial ante un movimiento sísmico. De las tres alternativas mencionadas en la sección 2.3.2 propuestas por Nakagawa *et al.* (2000) se optó por recurrir a la segunda. Tanto el elemento principal del puente, el arco, como las pilas se modelaron por medio de once relaciones momento-curvatura correspondientes a las cargas axiales que van desde cero hasta un valor máximo para cada sección.

La precisión en el modelado por medio del método ya mencionado, depende principalmente del número de curvas propuestas para cada sección, pero también del comportamiento del acero y concreto usado para obtener dichas relaciones momento-curvatura. En este trabajo, se utilizaron las curvas esfuerzo-deformación ilustradas en la Figura 2.13, éstas son el modelo de Mander para concreto confinado y el de Park que considera el endurecimiento por deformación para el acero.

Los resultados obtenidos reflejan una influencia muy notable al considerar el efecto de interacción entre la variación de la fuerza axial y el momento flexionante en la rigidez de los elementos estructurales. En la Figura 2.14 se puede apreciar que si la carga de compresión actuante en los distintos elementos del puente aumenta, la rigidez de los mismos también, pero al mismo tiempo reduce su ductilidad, lo cual se convierte en un aspecto fundamental a considerar debido a la naturaleza estructural de los arcos, los cuales quedan con el riesgo latente de una falla frágil y como consecuencia, el colapso de la estructura en su conjunto. Otro detalle importante a notar es, por ejemplo, que si bien la variación de la fuerza axial quedó cubierta en la determinación de las relaciones momento-curvatura, el momento flexionante en ocasiones se ve superado sobremanera; ver el caso de la Figura 2.14.f, en donde si vemos en la relación máxima (correspondiente a 680 MN) el momento máximo es de unos 1880 MN-m y en las Figuras 4.18 y 4.19 se exhiben momentos mucho mayores para algunos sismos. En otras palabras se puede decir que este tipo de estructuras pueden comportarse de manera sumamente frágil o bien tener una resistencia por flexión limitada para los momentos actuantes en determinado momento, lo cual queda demostrado con la modelación de los elementos estructurales y los resultados obtenidos. En el caso del puente aquí estudiado, es prácticamente imposible alcanzar resistencias por flexión mayores, a menos que las dimensiones de los elementos aumentaran en su sección transversal; queda demostrada la escasa ductilidad con la que pueden comportarse este tipo de estructuras al tomar en cuenta la fluctuación de la fuerza axial al interactuar con el momento flexionante por medio de modelo de plasticidad empleado para configurar los elementos estructurales (pilas y arco) del puente.

# Capítulo 5

## CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES

---

### 5.1 COMENTARIOS

El estudio de los puentes en arco ha resurgido en los últimos años debido a que nuevamente son competitivos para salvar grandes claros, esto gracias al avance tecnológico en los procedimientos constructivos y los materiales de construcción que se emplean en la actualidad. Pese a que no hay indicio de daños importantes en puentes de este tipo después de la ocurrencia de temblores fuertes, el puente puede ser vulnerable ante la acción de posibles réplicas, no obstante que los puentes son obras civiles fundamentales para los medios de transporte y más aun después de un desastre natural, como es el caso de los sismos.

La naturaleza de los arcos tiene como primicia que las flexiones sean nulas o pequeñas trabajando eficientemente ante compresiones altas, lo anterior se logra haciendo que la directriz del arco coincida con el antifunicular de las cargas gravitatorias. Ante la ocurrencia de un temblor, el comportamiento de dicha estructura resulta muy cambiante y por ende, muy complejo en su desempeño. Por lo anterior, es deseable que se estudien este tipo de estructuras por medio de análisis dinámicos no lineales, considerando las tres componentes de un sismo y los efectos del mismo en la respuesta de la estructura. En esta investigación se recurrió al empleo de relaciones momento-curvatura para modelar las pilas y el arco del puente en el paquete de elementos finitos ADINA; así, la influencia que tiene la variación de la fuerza axial al interactuar con el momento

flexiónate en la rigidez de la estructura en su conjunto, fue lo que motivó el desarrollo del presente trabajo de tesis.

## **5.2 RECAPITULACIÓN**

El objetivo de esta investigación fue analizar no linealmente un puente en arco de concreto reforzado sometido a varios movimientos sísmicos fuertes tomando en cuenta el efecto de la fluctuación de la fuerza axial al interactuar con el momento flexionante ya que lo anterior influye significativamente en el modelo de plasticidad y por ende, en el comportamiento de toda la estructura. Con la búsqueda de una aportación significativa al respecto del comportamiento de este tipo de estructuras, el estudio siguió las siguientes etapas:

1. Primeramente se realizó una investigación bibliográfica al respecto del tema, para fundar un antecedente sólido, así como una exploración de los alcances del paquete de análisis elegido para los propósitos planteados (ADINA).
2. Se conjuntaron diez registros sísmicos fuertes en terreno firme, con las tres componentes cada uno, los cuales conforman una colección representativa debido a que tienen diferente duración y contenido de frecuencias.
3. Se revaloró el modelo del puente en arco dimensionado *ex profeso* (Álvarez, 2004), en cuanto a la geometría de conjunto, las dimensiones de sus secciones transversales, y el diseño de los elementos de su subestructura.
4. Se elaboró el modelo analítico del puente en arco, considerando la no linealidad geométrica y del material usando el programa de elementos finitos ADINA.
5. Se estableció mediante varios análisis estáticos y de periodos una calibración adecuada entre un modelo analítico detallado por medio de elementos fibra y uno simplificado por medio de barras tridimensionales.

6. Se revisaron las diferencias principales en el comportamiento del puente al considerar la fluctuación de la fuerza axial, estudiando parámetros representativos de respuesta y las fuerzas internas a lo largo de los análisis dinámicos.
7. Se concluye diferenciando cuáles son las variables más notables que intervienen en el comportamiento del modelo del puente en estudio.

### **5.3 CONCLUSIONES**

A) Con relación a los movimientos sísmicos del terreno, se pudo llegar a las siguientes conclusiones:

1. Se seleccionaron diez sismos con sus tres componentes cada uno, los cuales conforman una colección representativa debido a que tienen diferente duración y contenido de frecuencias. Éstos, fueron registrados en terreno duro o roca, debido a que es donde se suelen construir los puentes en arco con tablero superior. El número de sismos resulta ser suficiente para realizar un estudio del comportamiento dinámico en estructuras como la de este trabajo.
2. Se optó por escalar los registros sísmicos usando la aceleración máxima del terreno (AMT) como medida de la intensidad del movimiento, pese a que se ha demostrado que las estructuras con periodos largos son más susceptibles a las velocidades. En este estudio quedó de manifiesto lo anterior ya que los sismos con velocidades máximas del terreno (VMT) mayores fueron los que provocaron desplazamientos y aceleraciones más grandes, así como elevadas demandas de ductilidad y una variación en los elementos mecánicos más notoria.
3. Debido a que la estructura aquí estudiada es solamente un prototipo, no se consideró ningún emplazamiento en particular. Ya en un caso real, se debe tomar en cuenta la ubicación de la estructura y seleccionar los registros de

acuerdo con las características de sitio; en caso de que no se tengan antecedentes adecuados, se sugiere la simulación de sismos o la generación de acelerogramas sintéticos congruentes con el espectro de diseño del lugar.

B) En cuanto al modelo analítico empleado, se pueden mencionar las siguientes conclusiones:

4. Se elaboró un modelo detallado del puente por medio de elementos finitos tipo fibra en el elemento principal del puente (arco) y elementos barra tridimensionales en el resto (pilas y tablero), ya que la manera más precisa para tomar en cuenta la fluctuación de la fuerza axial y sus efectos es tomando por separado el comportamiento de los materiales (acero y concreto). Empero, el número de análisis dinámicos no lineales y de sismos considerados para este propósito, hacen que las horas máquina resulten imprácticas para los fines planteados en esta investigación.
5. En consecuencia, se desarrolló un modelo analítico a base de elementos barra tridimensionales por medio de la función, proporcionada por ADINA, de configurar la rigidez de la estructura por medio de relaciones momento-curvatura correspondientes a diferentes magnitudes de fuerza axial. Con esto, se pudo reducir el tiempo de análisis significativamente y estudiar de manera suficientemente aproximada la influencia de la variación de la fuerza axial ante la colección de sismos propuestos.
6. Para tener la certeza de que el modelo de barras representara adecuadamente el comportamiento que tendría el puente propuesto, se hizo una calibración con el modelo a base de elementos fibra comparando el comportamiento ante carga permanente en cuanto al peso total y la flecha al centro del claro, de igual forma se compararon las configuraciones modales entre ambos modelos.
7. El modelo de plasticidad empleado en este estudio refleja claramente la tendencia en este tipo de estructuras, en donde las fuerzas de compresión son elevadas, de que su desempeño pueda ser escaso en cuanto a ductilidad se refiere

y dejar marcada una posibilidad importante de que se de una falla frágil, además de que se evidenció que el arco es muy susceptible a una falla por flexión.

8. Con lo expuesto en los puntos anteriores, se concluye que el modelo analítico empleado en esta investigación consigue tomar en cuenta la no linealidad del material de una manera adecuada; por otro lado, la no linealidad geométrica también quedó cubierta en el análisis ya que ADINA presenta la opción de seleccionar en las suposiciones de análisis la modalidad de desplazamientos/rotaciones largos y con ello los cálculos realizados toman en cuenta el efecto P-Delta.

C) Por último se puede concluir en relación a la respuesta del modelo lo siguiente:

9. Un puente con las características expuestas en este trabajo resulta muy vulnerable ante la velocidad de los sismos, más que a la aceleración, debido al periodo tan largo que tiene. Los resultados mostraron una respuesta más significativa con los sismos que tienen la velocidad máxima del terreno mayor.
10. El efecto de la fluctuación de la fuerza axial al interactuar con el momento flexionante reflejó que la respuesta del puente aumenta en la mayoría de los parámetros estudiados. Esto nos indica la importancia que tiene el estudio de dicho efecto, ya que ante un sismo, la ductilidad de la estructura se pone en riesgo y como consecuencia la integridad de la misma.
11. Los parámetros estudiados para los fines de este trabajo fueron los desplazamientos y aceleraciones en tres direcciones a lo largo del arco, la fluctuación de la fuerza axial en los arranques y la clave del mismo, así como la interacción de ésta con el momento flexionante, también se revisó el movimiento del tablero en dirección longitudinal con respecto a la clave del arco, y por último, se revisaron de manera aleatoria las demandas de ductilidad en algunas pilas. En general, todos los parámetros escogidos para revisar el comportamiento del puente se vieron afectados de manera significativa por la VMT y la variación

de la fuerza axial al aumentar la respuesta del puente, se concluye en lo esencial que resulta incluir dichos factores en el análisis de estructuras como la de esta investigación.

#### **5.4 INVESTIGACIONES FUTURAS**

El estudio del efecto de la fluctuación de la fuerza axial en este trabajo aporta datos relevantes en relación a la respuesta de puentes de este tipo y en consecuencia lo esencial que resulta ahondar en el tema. Es necesario estudiar más a fondo el comportamiento de las pilas, ya que este estudio hizo énfasis en la respuesta del arco como elemento principal del puente, pero quedó claro que también las pilas son propensas a mayores respuestas ante la variación de la fuerza normal en un análisis dinámico.

Se propone investigar más al respecto de nuevos métodos que consideren la velocidad máxima del terreno (VMT) como indicador del potencial destructor en estructuras de baja frecuencia para emplearlos de manera transparente en los códigos de diseño sísmico de puentes como medida de la peligrosidad.

Es deseable profundizar en el efecto de la fluctuación de la fuerza axial modelando los elementos estructurales por medio de elementos finitos tipo fibra, y así ser más precisos en el modelo de plasticidad de la estructura; para esto se recomienda el uso de estaciones de trabajo con capacidades superiores a las de una computadora convencional, o bien particularizar en cuanto al registro sísmico considerado para el análisis de tal forma que los tiempos de investigación sean asequibles para los fines de trabajos como el presente.

Por último, se recomienda considerar la degradación de rigidez y resistencia dada la naturaleza del comportamiento de estructuras como la estudiada en esta investigación, en donde se puede intuir que además de que la interacción de la fuerza axial con el

momento flexionante afecte la rigidez de los elementos estructurales, pueda existir algún decremento significativo en la resistencia de los mismos. En consecuencia, aparenta ser vago el conocimiento que se tiene al respecto del comportamiento y los riesgos ante sismos de puentes en arco, los cuales tienen un panorama alentador en cuanto a su permanencia como obras civiles importantes de nuestro país México.

## BIBLIOGRAFÍA

---

ADINA R & D, Inc. (2005), *Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis version 8.2.2*.

Álvarez J. J. (2004), “Respuesta sísmica de puentes arco empleando amortiguamiento viscoso suplementario”, *Tesis doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona*, Universitat Politècnica de Catalunya, 200 p.

Álvarez J. J., y Aparicio Á. C. (2003), “Comportamiento sísmico de puentes arco. Un panorama del estado del conocimiento”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, México, No. 68, pp. 21-53.

Álvarez J. J., Jara M., Hernández H., y Aparicio Á. C. (2006), “Evaluación de la respuesta de grandes puentes en arco ante movimientos sísmicos fuertes”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, México, No. 75, pp. 23-46.

Ambraseys N., Smit P., Berardi R., Rinaldis D., Cotton F., and Berge-Thierry C. (2000), *Dissemination of european strong – motion data*, CD-ROM collection, European Council, Environment and Climate Research Programme.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (1994), *LRFD Bridge design specifications*, 1<sup>st</sup> Edition, Washington, D. C.

Aparicio, Á. C., i Casas, J. R. (2000), *Ponts. Apunts de ponts*, Departament d'Enginyeria de la Construcció, ETSECCPB, UPC, Barcelona.

Bathe K. J. (1996), *Finite Element Procedures*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1037 p.

Chan S. M., Ruiz S. E., y Montiel M. A. (2005), “Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, México, No. 72, pp. 1-24.

Chopra, A. K. (2001), *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*, 2<sup>nd</sup> Edition, Prentice – Hall, 844 p.

Chowdhury I., and Dasgupta S. P. (2003), “Computation of rayleigh damping coefficients for large systems”, *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 8, Paper 8C.

Comisión Federal de Electricidad (CFE) (1993), *Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo. Acciones*, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México.

Comité Europeo de Normalización (CEN) (1998a), *Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1-1: Reglas generales. Acciones sísmicas y requisitos generales de las estructuras*, ENV 1998-1-1, Edición de la Asociación Española de Normalización y Certificación, 25 p.

Comité Europeo de Normalización (CEN) (1998b), *Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 2: Puentes*, ENV 1998-2, Edición de la Asociación Española de Normalización y Certificación, 90 p.

Computers and Structures, Inc. (CSI) (2003), *Section builder version 8.1.0*, Analysis and Design of Concrete, Steel and Composite Sections.

Corres, H., Martínez, J. L., Pérez, A., y López, J. C. (2001), *Prontuario informático del hormigón estructural 3.0*, Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones.

Dusseau, R. A., and Wen, R. K. (1989), “Seismic responses of deck – type arch bridges”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 18, pp. 701-715.

Gauthier, Y., Marquet, J. P., Mellier, P., and Asmar, R. (1998), “Barelang 5 arch bridge – Indonesia”, *13<sup>th</sup> FIP Congress*, Amsterdam, Netherlands, pp. 327-334.

Google-Earth.es (2007), “Grandes puentes” URL: [<http://www.google-earth.es/index.php?name=Forums&file=viewtopic&p=7172>]

Japan Road Association (JRA) (1996), *Specifications for highway bridges. Part V: seismic design*, Tokio, Japan, 207 p.

Kawashima K., and Mizoguti A. (2000), “Seismic response of reinforced concrete arch bridge”, *12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zeland, Paper No.1824 (CD ROM).

Kurama, Y. C., and Farrow, K. T. (2003), “Ground motion scaling methods for different site conditions and structure characteristics”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, No. 15, pp. 2425-2450.

Lacoste, G., Fontaine, J. F., Kirschner, P., Boutillon, L., and Forestier, D. (1998), “La Roche Bernard arch bridge”, *13<sup>th</sup> FIP Congress*, Amsterdam, Netherlands, pp. 293-308.

McCallen D., Noble Ch., and Hoehler M. (1999), *The seismic response of concrete arch bridges: with focus on the Bixby Creek bridge, Carmel, California*, Livermore, Cal., Lawrence Livermore National Laboratory, 170 p.

- Méndez A. E. (2003), “Influencia de diafragmas rígidos en puentes”, *Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo*, 59 p.
- Ministerio de Fomento (MF) (1998), *IAP, Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*, Dirección General de Carreteras, España, 79 p.
- Ministerio de Fomento (MF) (2000), *EHE, Instrucción de Hormigón Estructural*, Comisión Permanente del Hormigón, España, 476 p.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) (2003), “PEER strong motion database”, URL: [<http://peer.berkeley.edu/smcat/>].
- Priestley M. J. N., Seible F., and Calvi G. M. (1996), *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 686 p.
- Roussis P. C., Constantinou M. C., Erdik M., Durukal E., and Dicleli M. (2003), “Assessment of performance of seismic isolation system of bolu viaduct”, *ASCE Journal of Bridge Engineering*, Vol. 8, No. 4, pp. 182-190.
- Sakai J., y Kawashima K. (2002), “Seismic response of a reinforced concrete arch bridge taking account of variation of axial force”, *12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, London, United Kingdom, Paper No. 252 (CD ROM).
- Satake N., Suda K., Arakawa T., Sasaki A., and Tamura Y. (2003), “Damping evaluation using full-scale data of buildings in japan”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, pp. 470-477.
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (SMIS) (2000), *Base mexicana de datos de sismos fuertes*, Vol. 2 (CD-ROM).
- Tso, W. K., Zhu, T. J., and Heidebrecht, A. C. (1992), “Engineering implication of ground motion A/V ratio”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 11, pp. 133-144.
- Uang C., and Bertero V. V. (1990), “Evaluation of seismic energy in structures”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 19, pp. 77-90.
- Universidade da Coruña (UDC) (2007), “Puentes en Arco”, URL: [[http://caminos.udc.es/grupos/mmcte/docencia/puentes2/03\\_arcos/P2\\_puentes\\_arco.htm](http://caminos.udc.es/grupos/mmcte/docencia/puentes2/03_arcos/P2_puentes_arco.htm)].
- Wesolowsky, M. J., and Wilson, J. C. (2003), “Seismic isolation of cable – stayed bridges for near – field ground motions”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, No. 13, pp. 2107-2126.

# Anexo A

## FIGURAS DESCRIPTIVAS DE LOS SISMOS

---

A continuación se presentan las figuras descriptivas de los registros sísmicos empleados en la presente investigación. Se ilustran las historias temporales de desplazamientos, velocidades y aceleraciones, así como los espectros lineales de desplazamientos, pseudovelocidades y pseudoaceleraciones para un amortiguamiento del 2%. El orden en que se presentan es el siguiente: estaciones *Sturno* y *Torre del Greco* del sismo de Campano-Lucano, estaciones *Caleta de Campos* y *Mesa Vibradora* del sismo de Michoacán, estaciones *Castaic-Old Ridge Route* y *Riverside-Airport* del sismo de Northridge, estaciones *KJMA* y *OKA* del sismo de Kobe, y estaciones *TCU052* y *TCU014* del sismo de Chi-Chi.

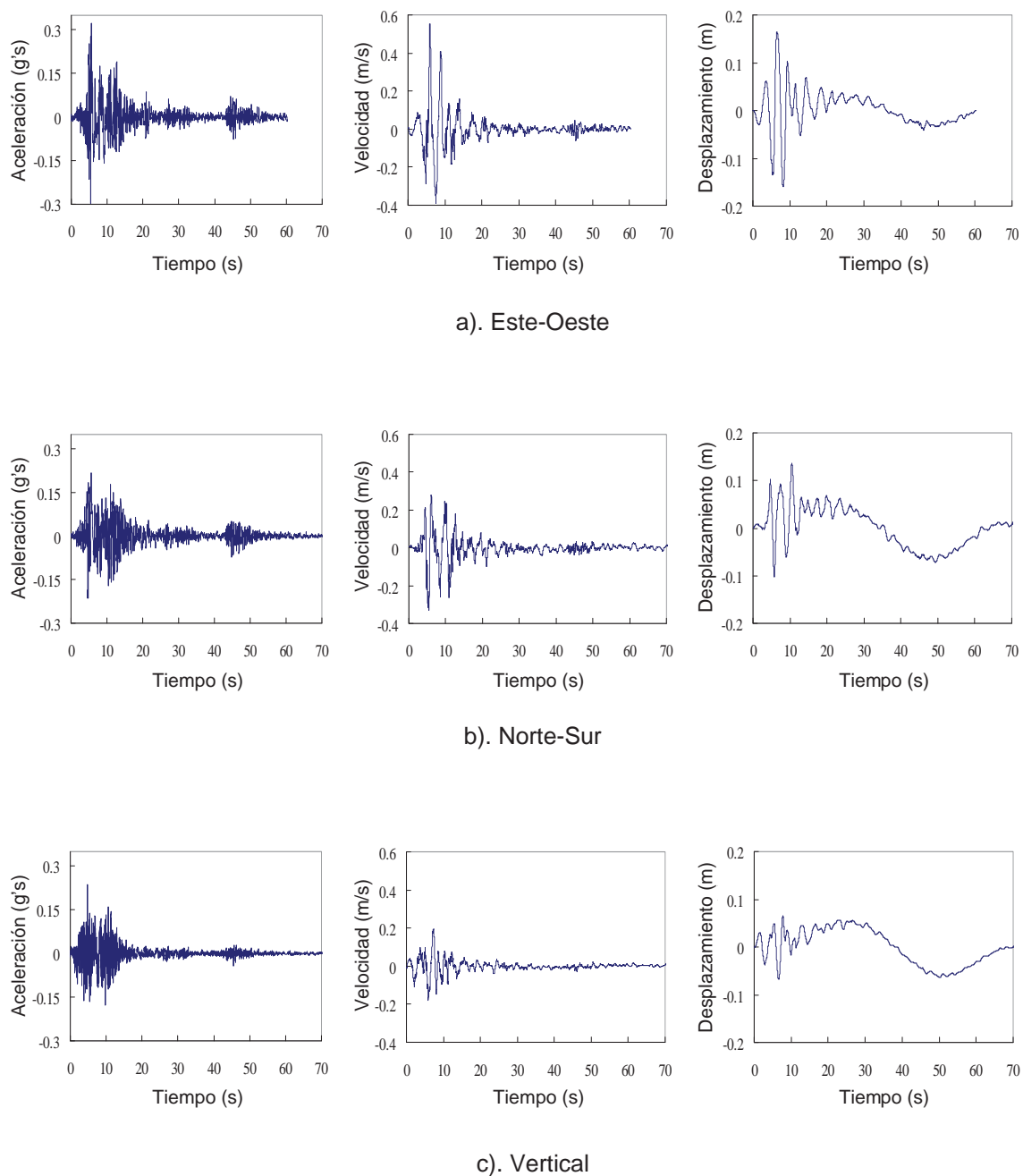
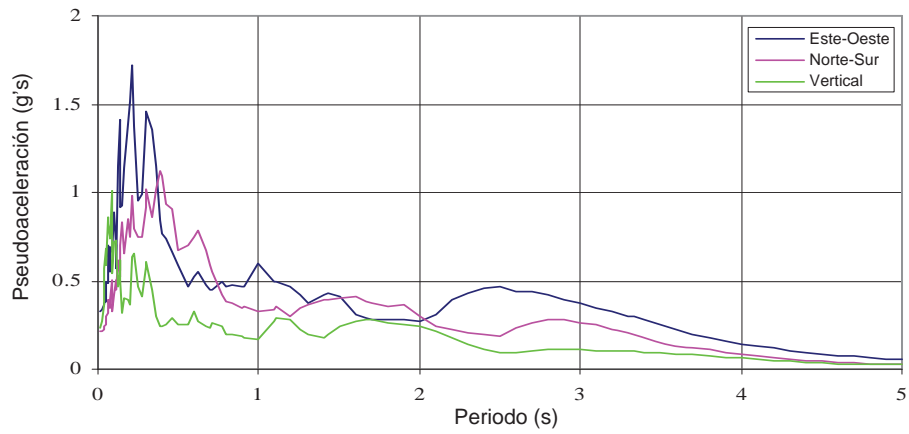
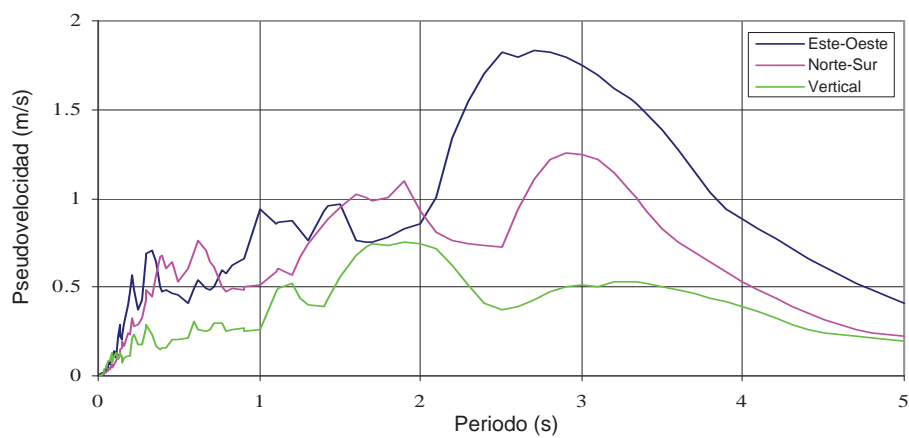


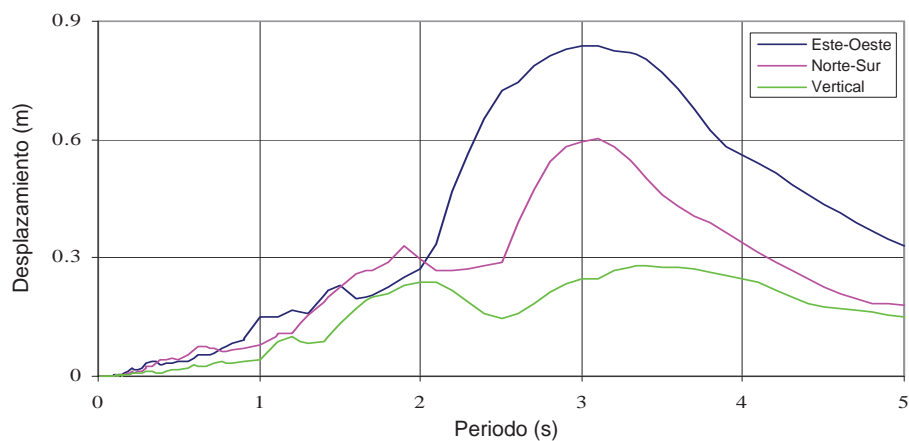
Figura A.1 Historias temporales, sismo de Campano-Lucano, estación Sturno



a). Pseudoaceleración

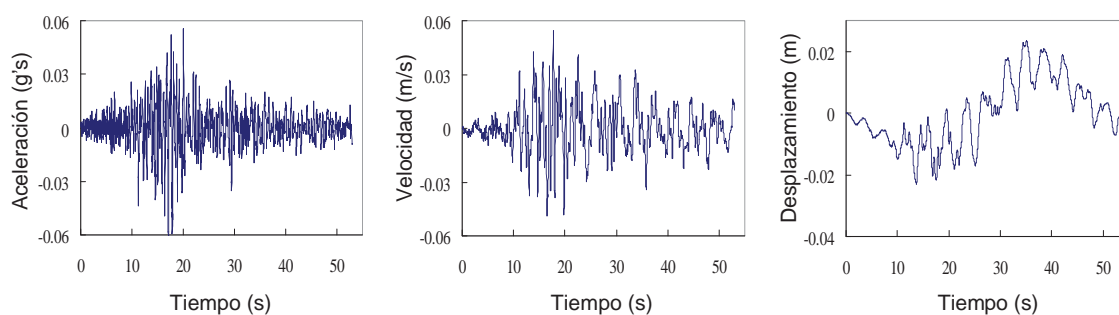


b). Pseudovelocidad

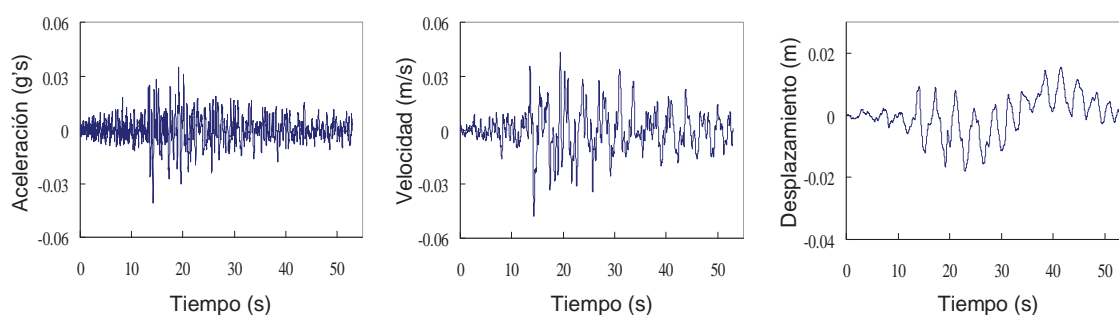


c). Desplazamiento

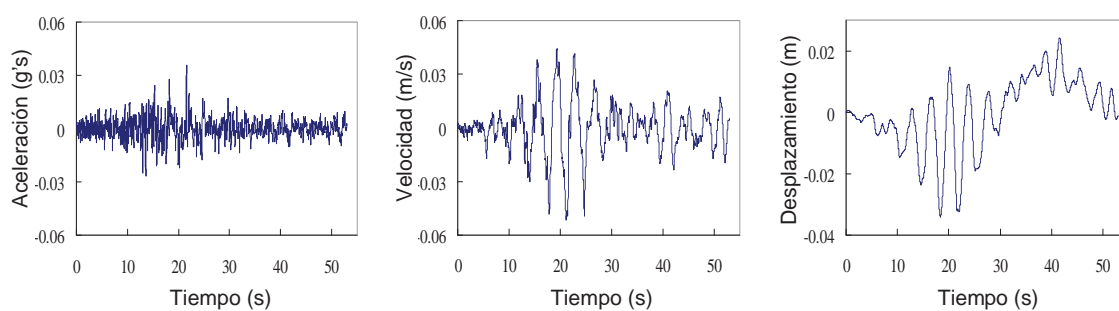
Figura A.2 Espectros elásticos de respuesta,  $\xi=2\%$ , sismo de Campano-Lucano, estación Sturno



a). Norte-Sur

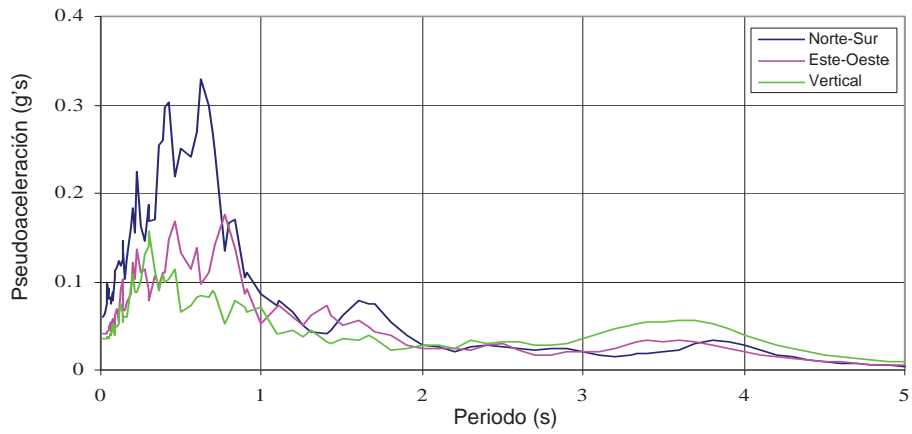


b). Este-Oeste

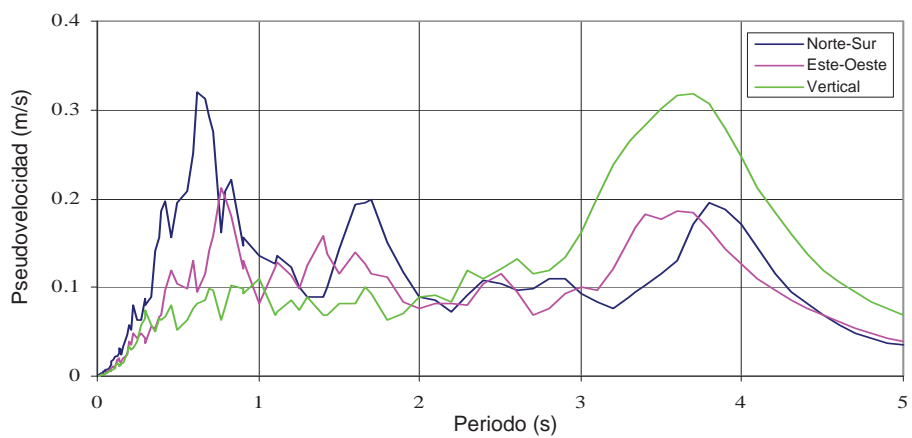


c). Vertical

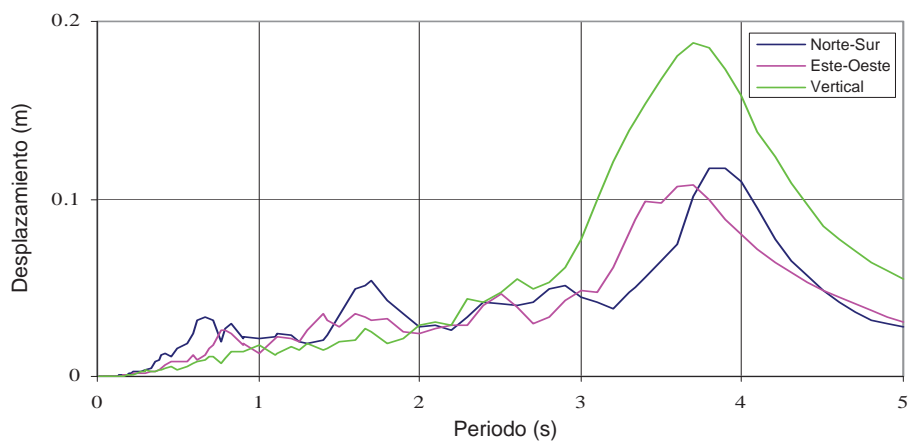
Figura A.3 Historias temporales, sismo de Campano-Lucano, estación Torre del Greco



a). Pseudoaceleración

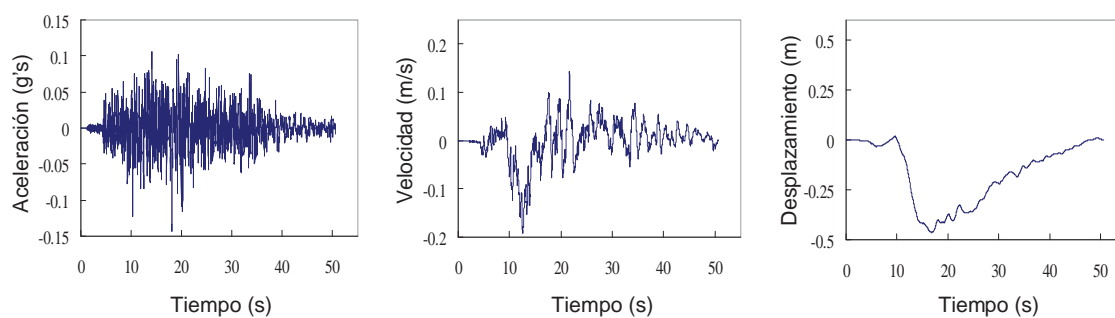


b). Pseudovelocidad

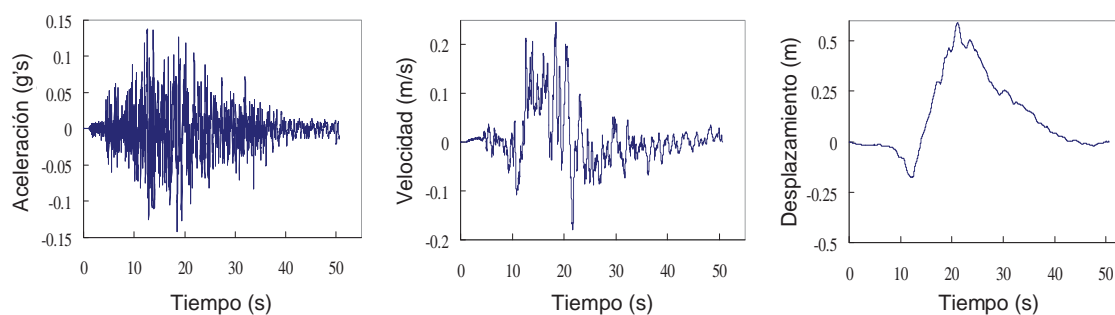


c). Desplazamiento

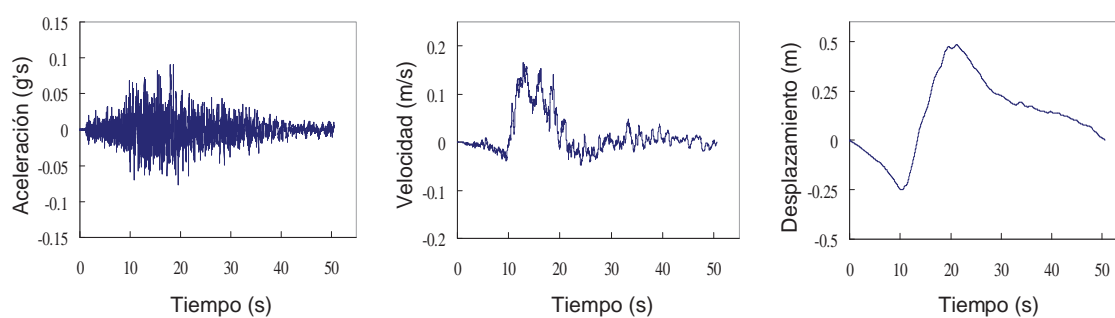
Figura A.4 Espectros elásticos de respuesta,  $\xi=2\%$ , sismo de Campano-Lucano, estación Torre del Greco



a). S90E

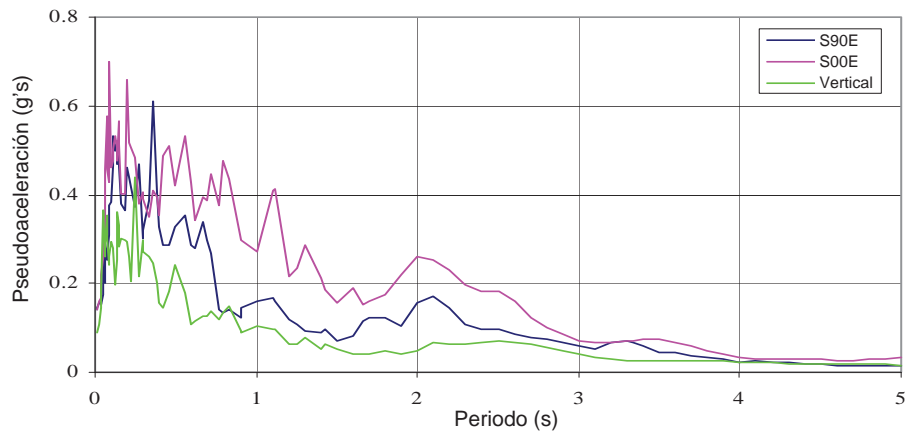


b). S00E

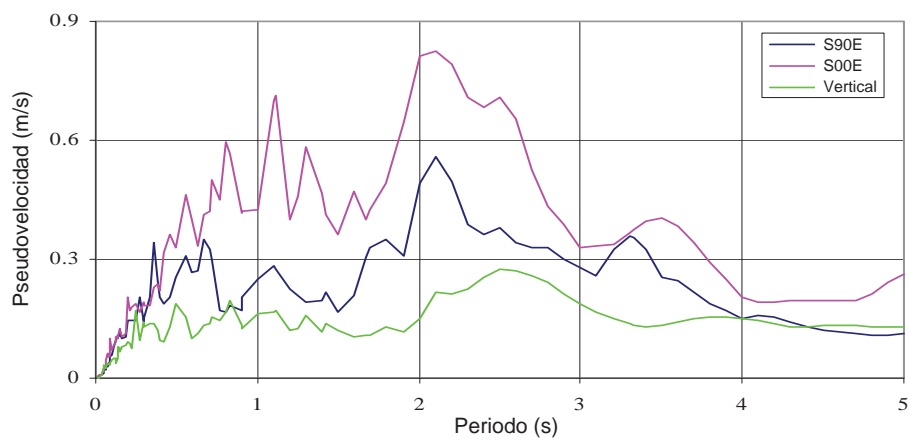


c). Vertical

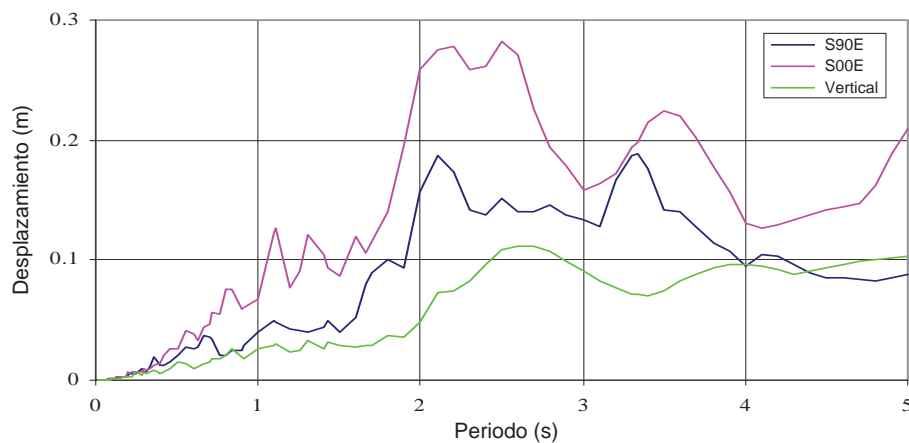
Figura A.5 Historias temporales, sismo de Michoacán, estación Caleta de Campos



a). Pseudoaceleración

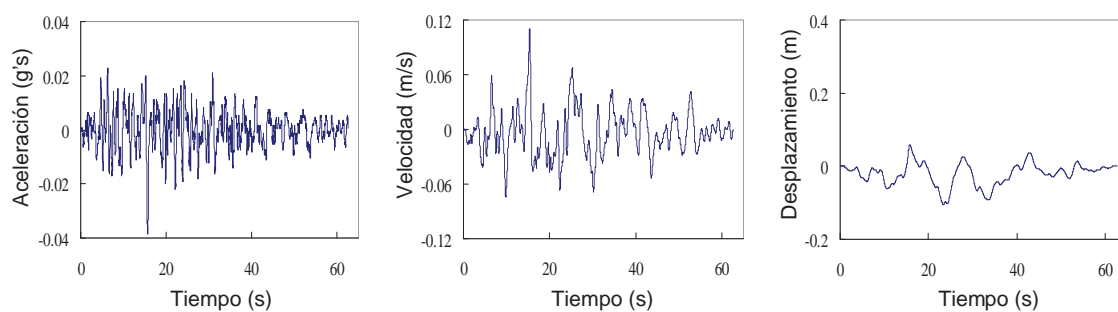


b). Pseudovelocidad

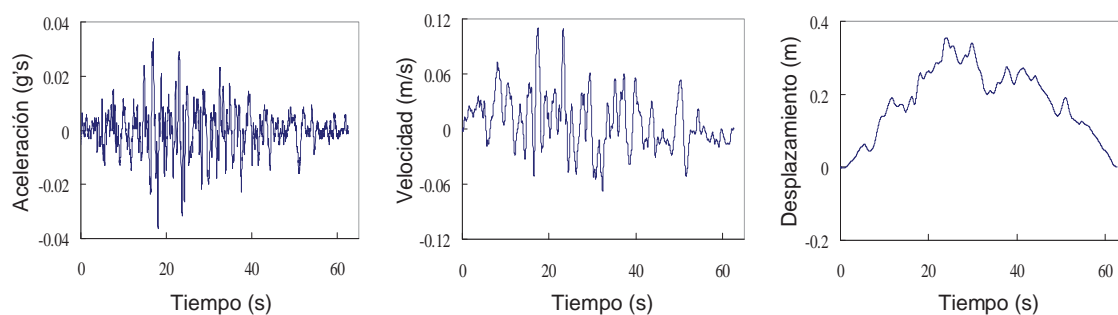


c). Desplazamiento

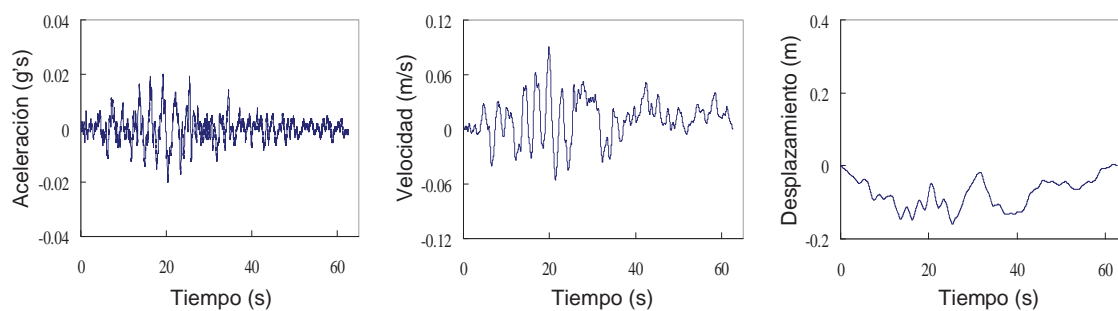
Figura A.6 Espectros elásticos de respuesta,  $\xi=2\%$ , sismo de Michoacán, estación Caleta de Campos



a). S90W

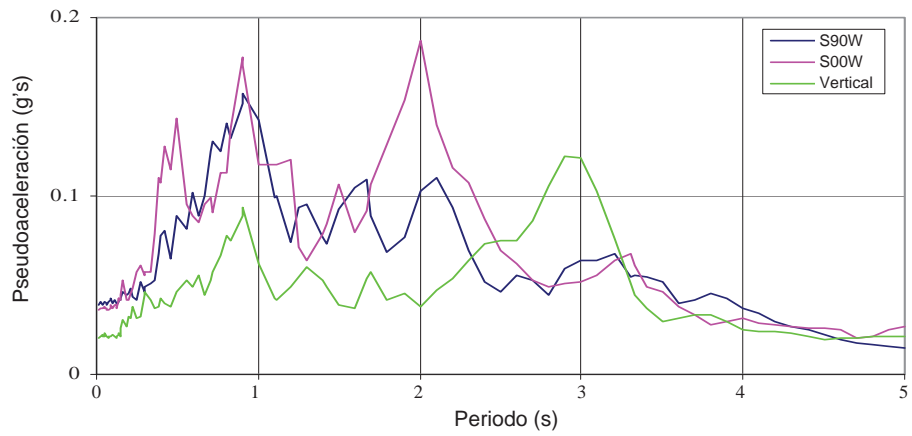


b). S00W

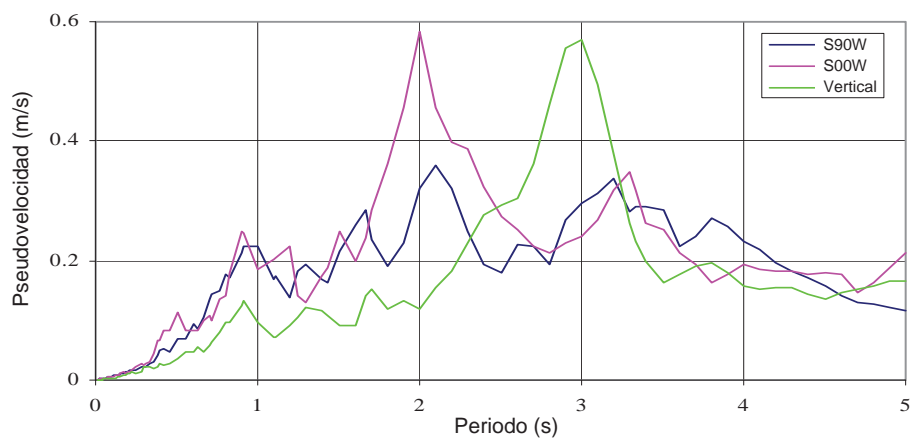


c). Vertical

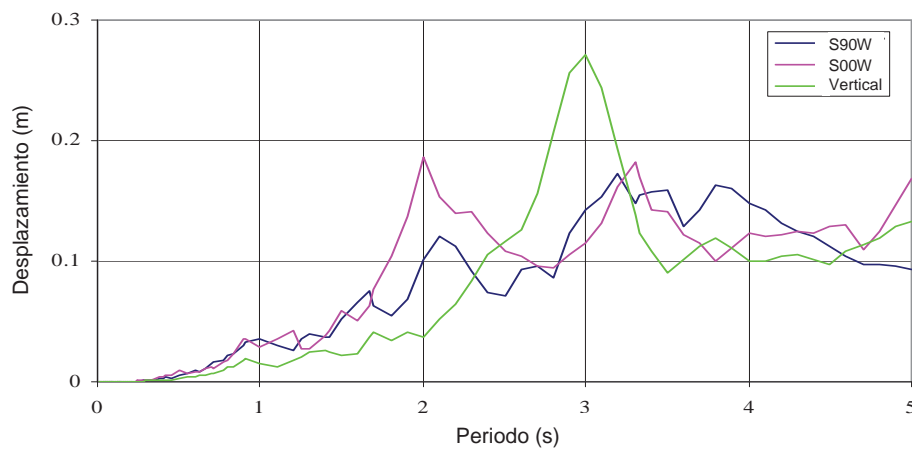
Figura A.7 Historias temporales, sismo de Michoacán, estación Mesa Vibradora



a). Pseudoaceleración

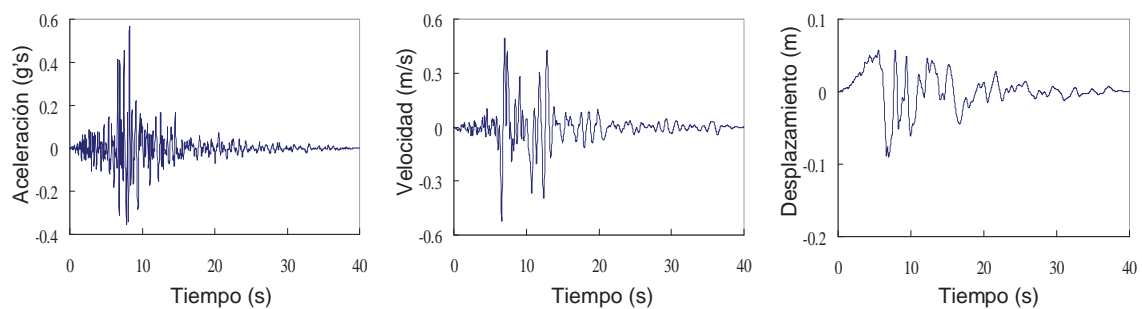


b). Pseudovelocidad

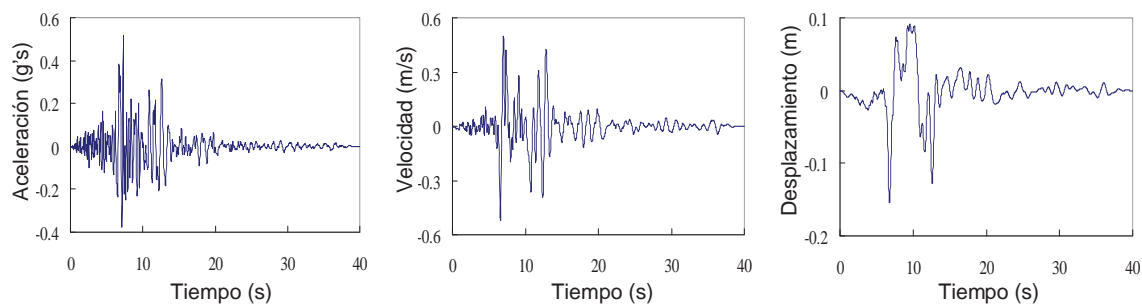


c). Desplazamiento

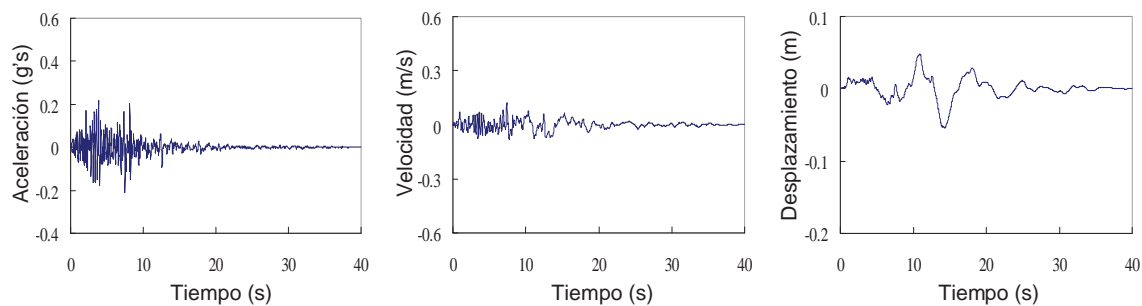
Figura A.8 Espectros elásticos de respuesta,  $\xi=2\%$ , sismo de Michoacán, estación Mesa Vibradora



a). 270

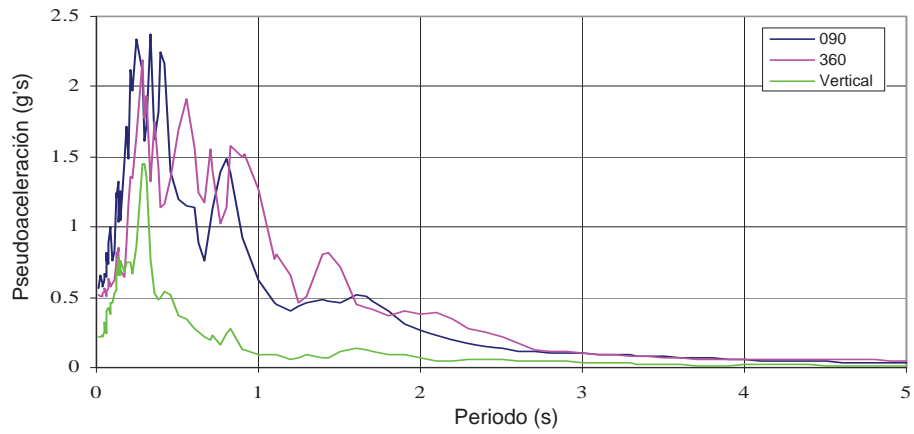


b). 180

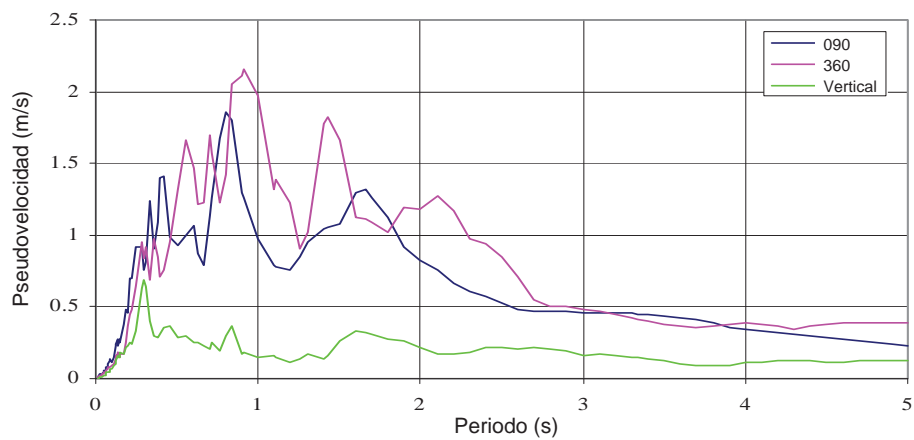


c). Vertical

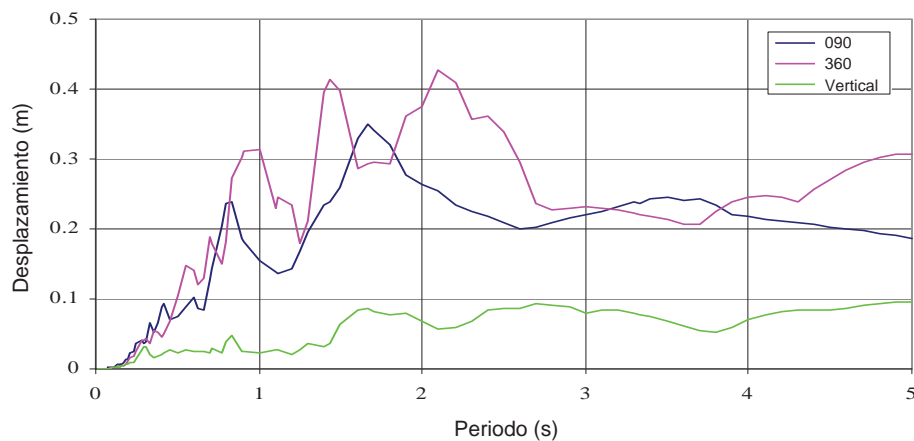
Figura A.9 Historias temporales, sismo de Northridge, estación Castaic-Old Ridge Route



a). Pseudoaceleración

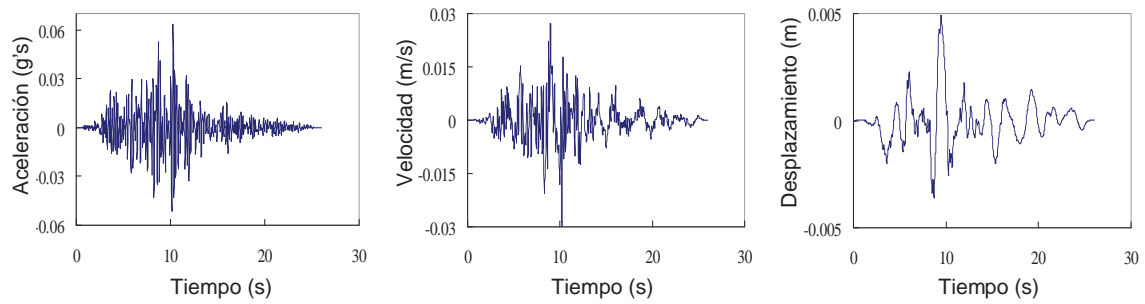


b). Pseudovelocidad

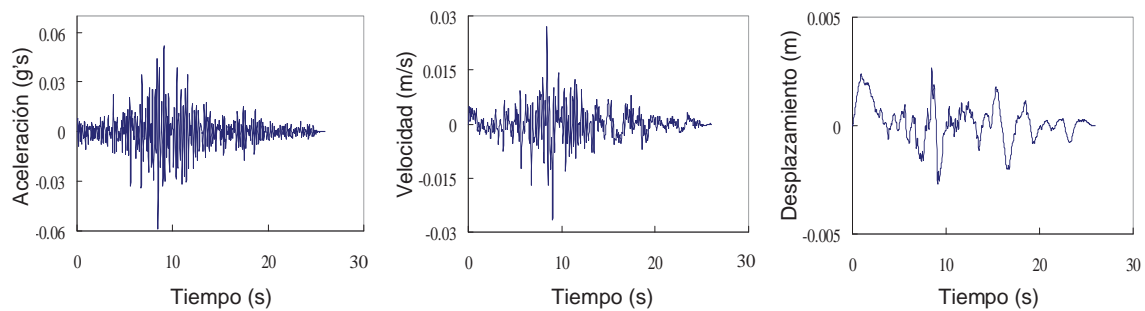


c). Desplazamiento

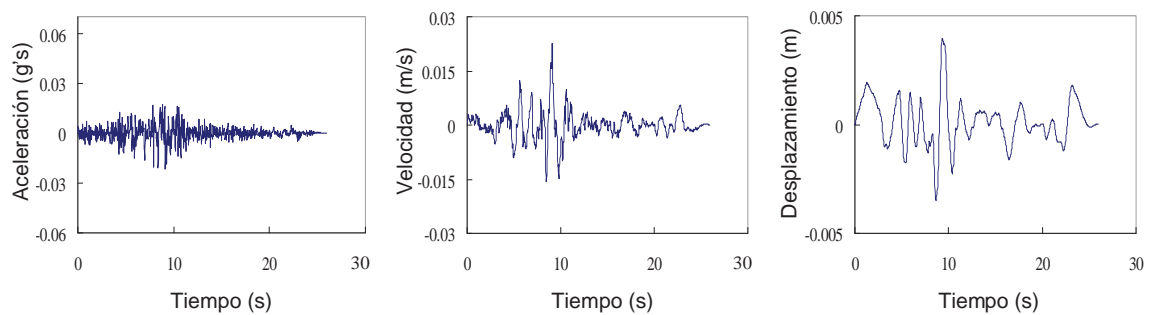
Figura A.10 Espectros elásticos de respuesta,  $\xi=2\%$ , sismo de Northridge, estación Castaic-Old Ridge Route



a). 270

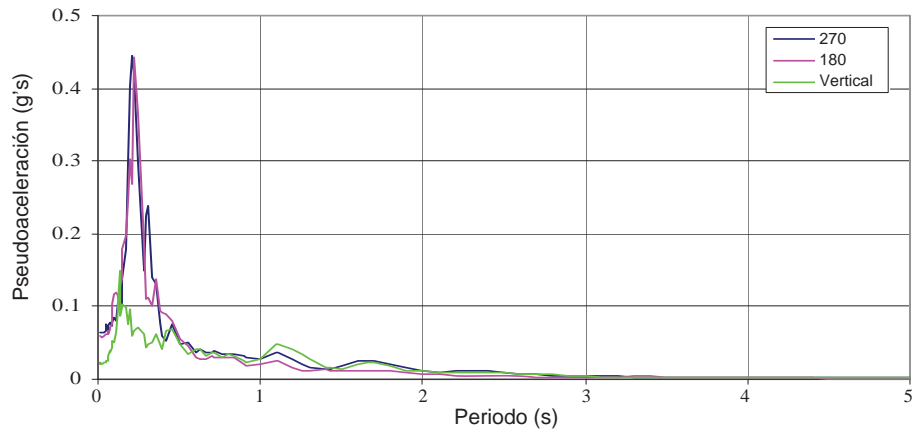


b). 180

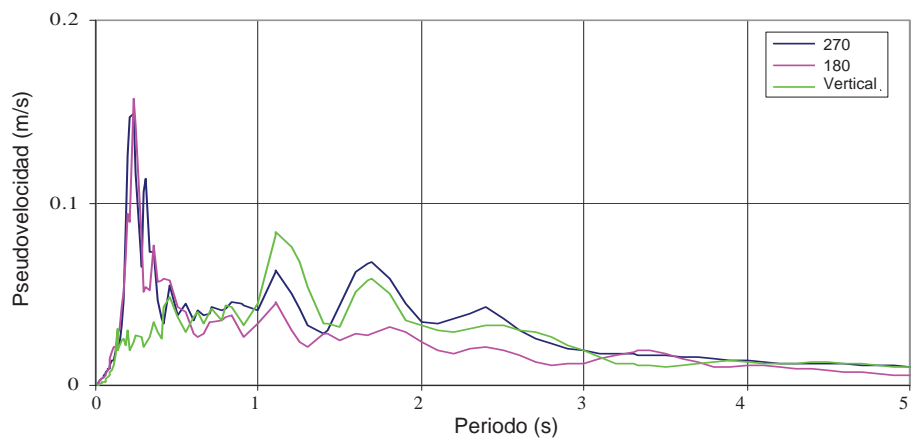


c). Vertical

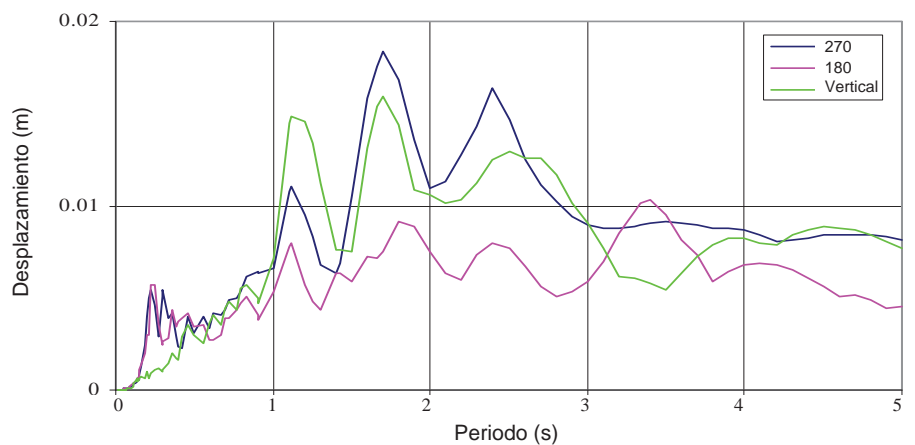
Figura A.11 Historias temporales, sismo de Northridge, estación Riverside-Airport



a). Pseudoaceleración

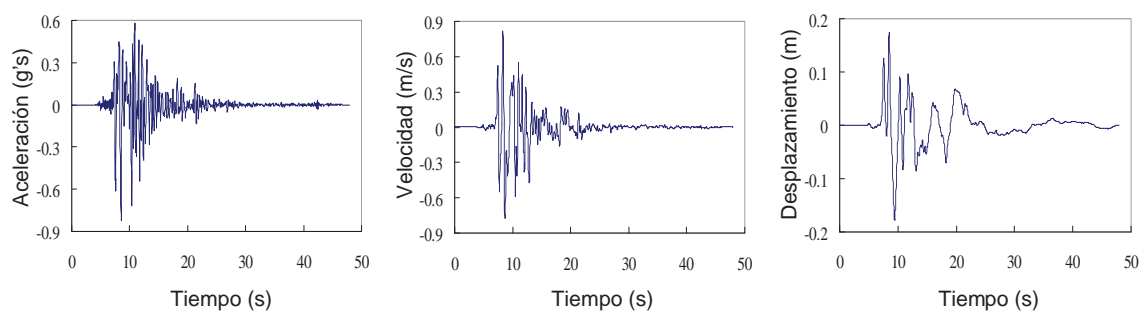


b). Pseudovelocidad

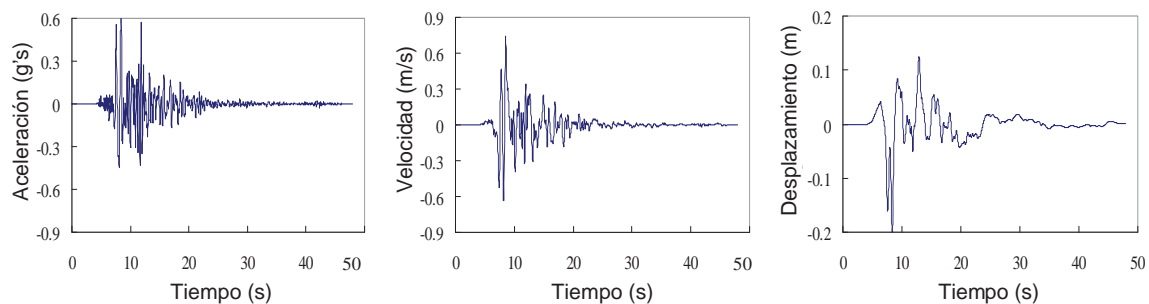


c). Desplazamiento

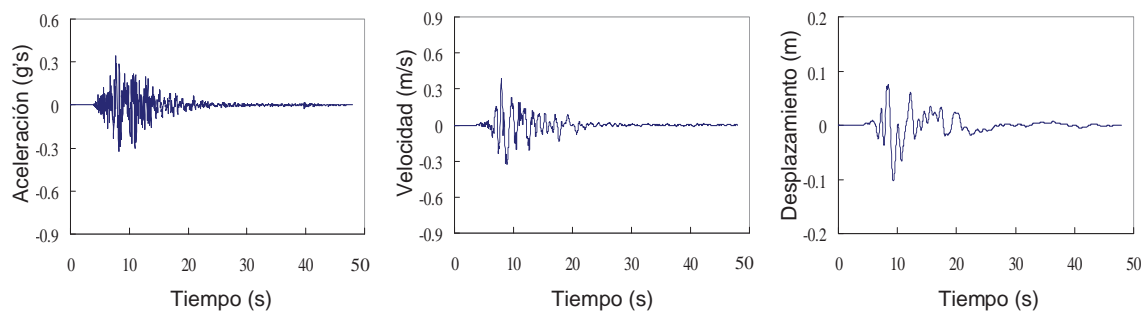
Figura A.12 Espectros elásticos de respuesta,  $\xi=2\%$ , sismo de Northridge, estación Riverside-Airport



a). 000

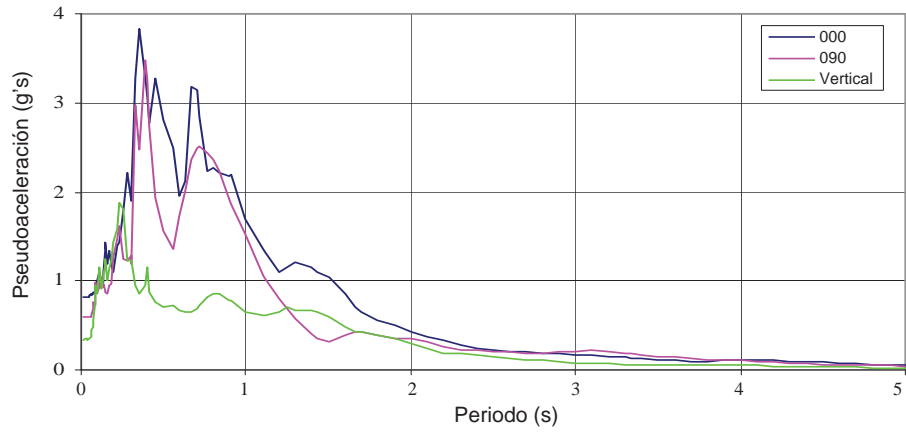


b). 090

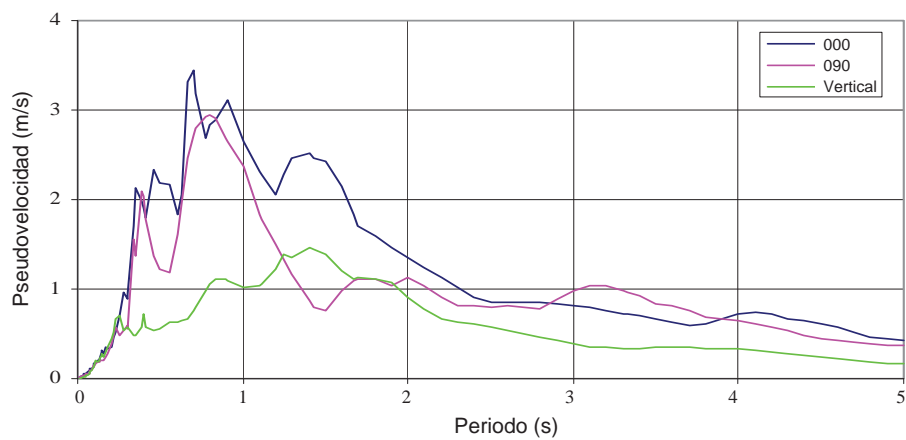


c). Vertical

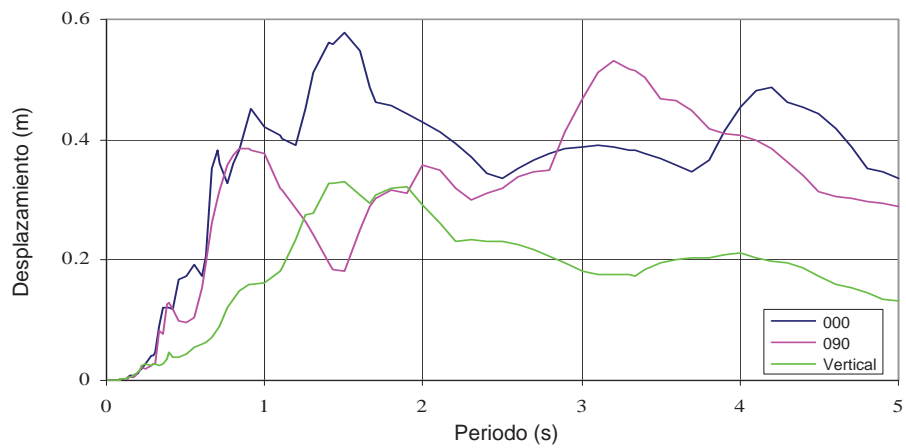
Figura A.13 Historias temporales, sismo de Kobe, estación KJMA



a). Pseudoaceleración

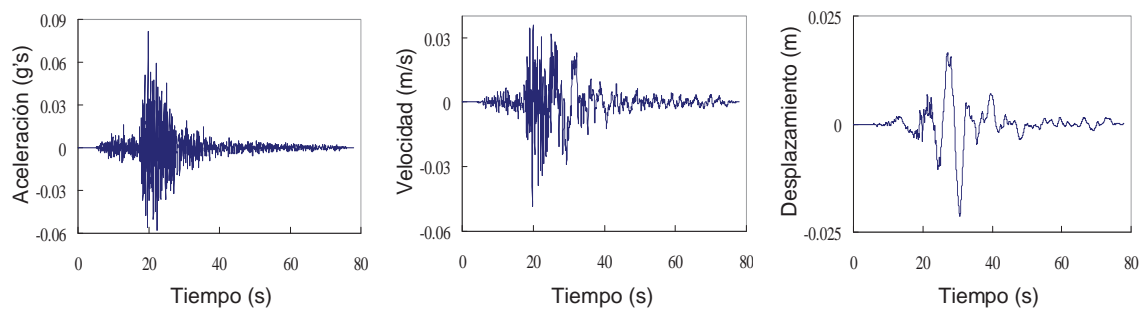


b). Pseudovelocidad

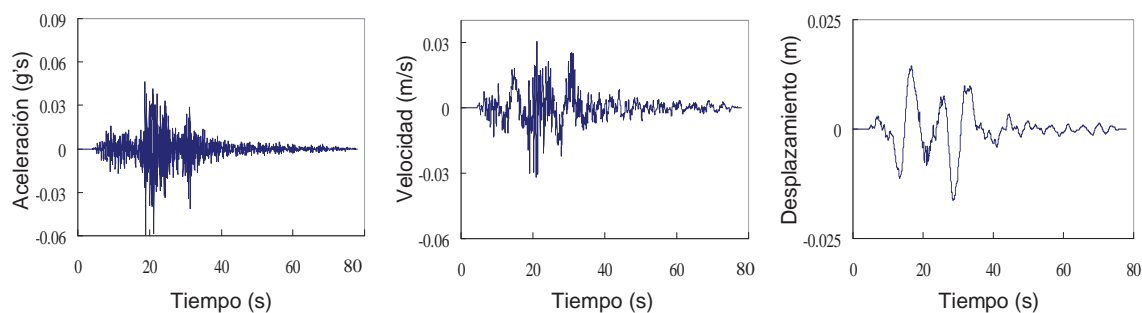


c). Desplazamiento

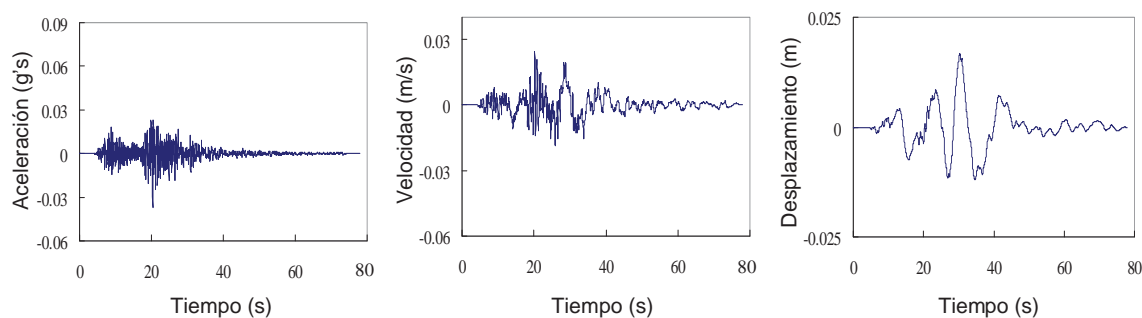
Figura A.14 Espectros elásticos de respuesta,  $\xi=2\%$ , sismo de Kobe, estación KJMA



a). 000

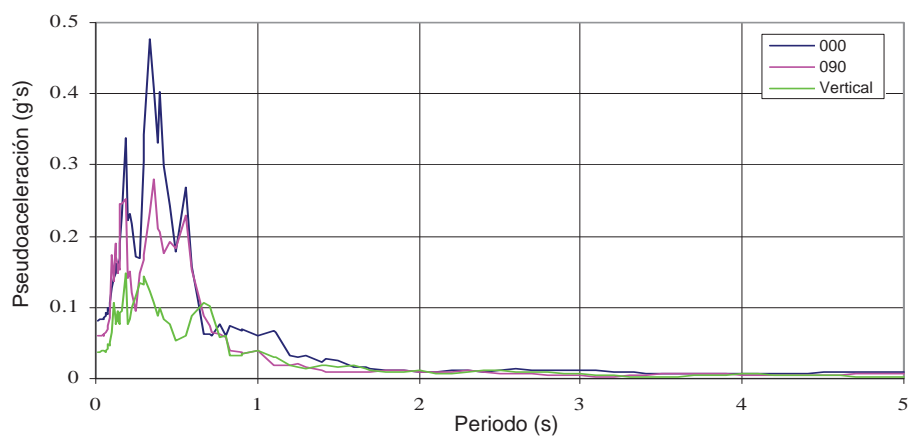


b). 090

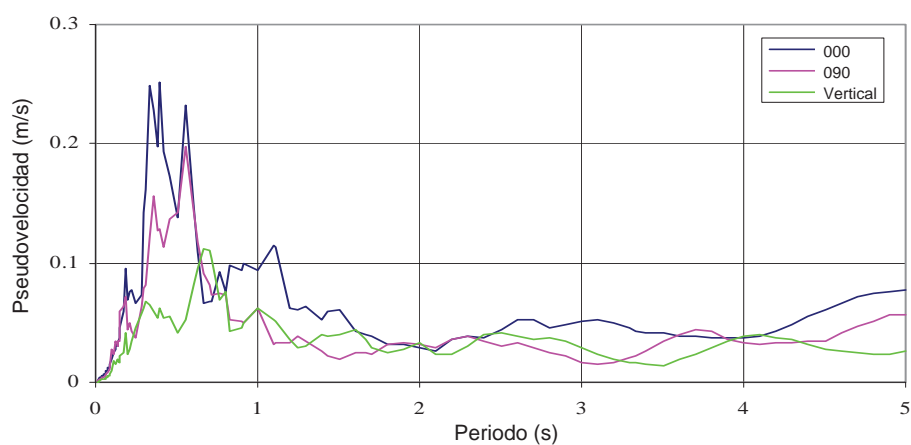


c). Vertical

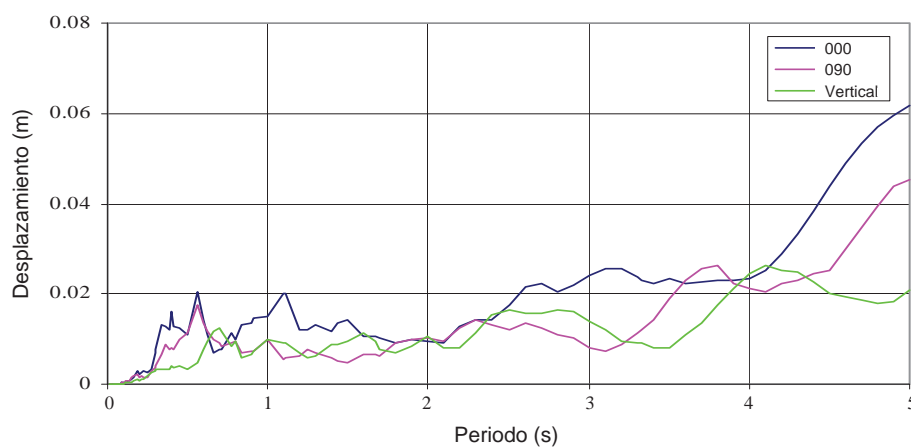
Figura A.15 Historias temporales, sismo de Kobe, estación OKA



a). Pseudoaceleración

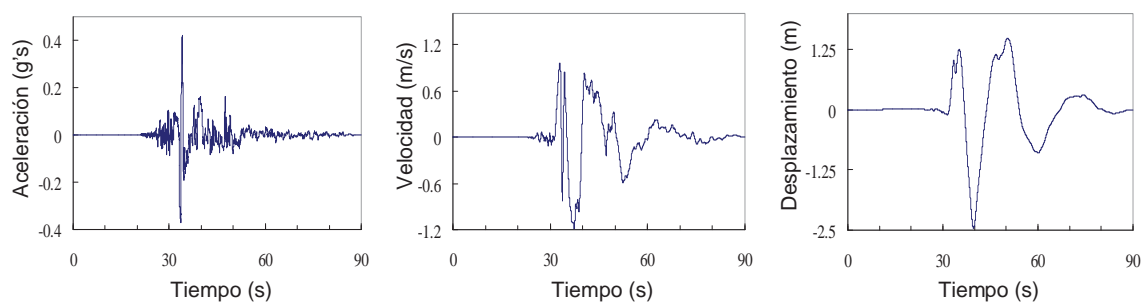


b). Pseudovelocidad

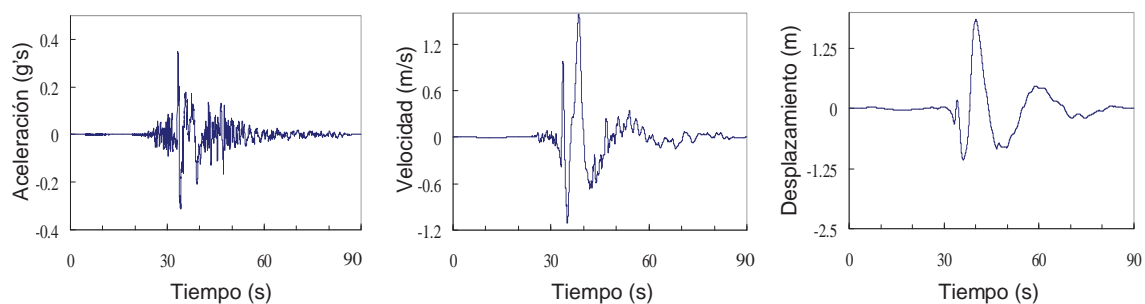


c). Desplazamiento

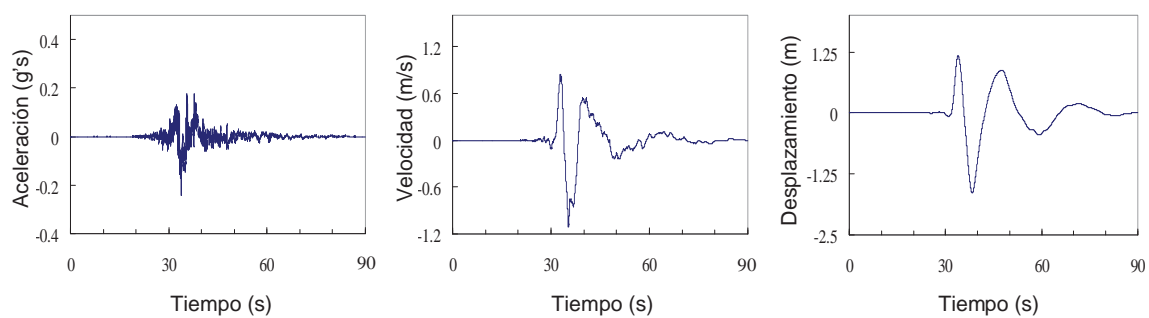
Figura A.16 Espectros elásticos de respuesta,  $\xi=2\%$ , sismo de Kobe, estación OKA



a). Norte

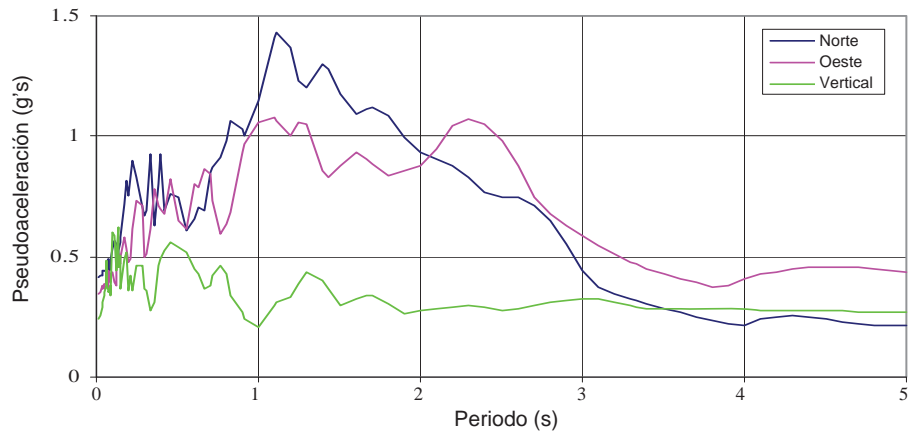


b). Oeste

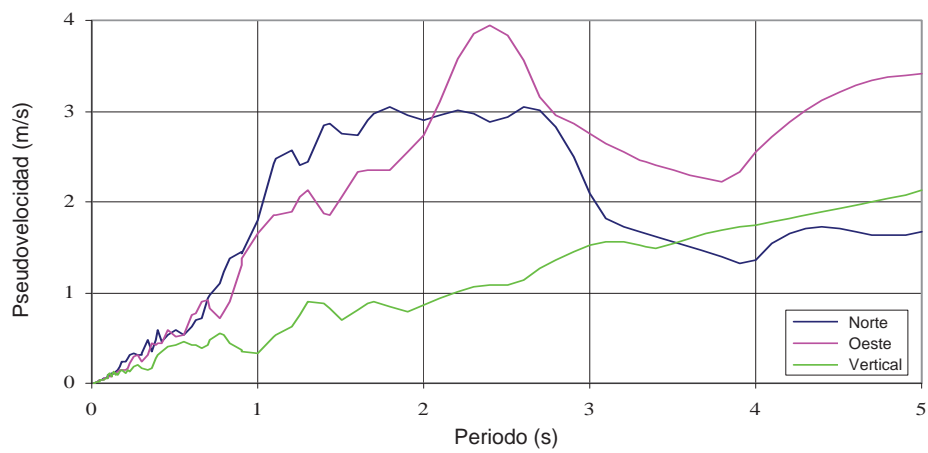


c). Vertical

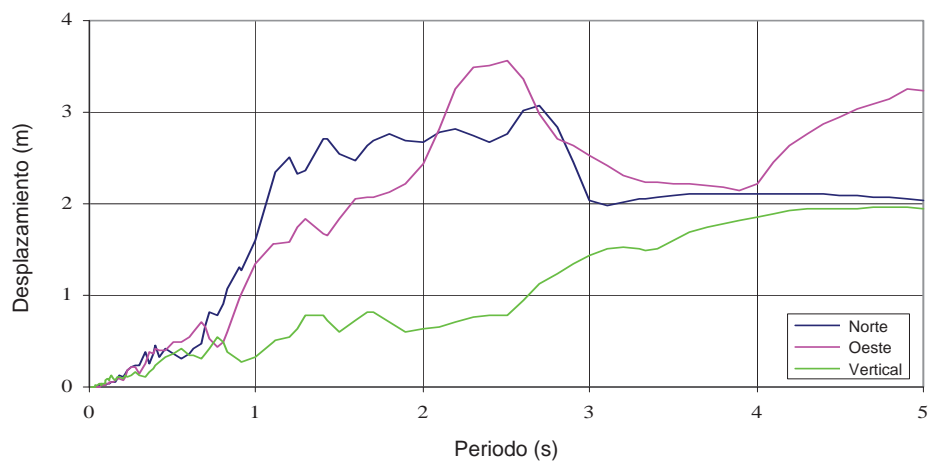
Figura A.17 Historias temporales, sismo de Chi-Chi, estación TCU052



a). Pseudoaceleración

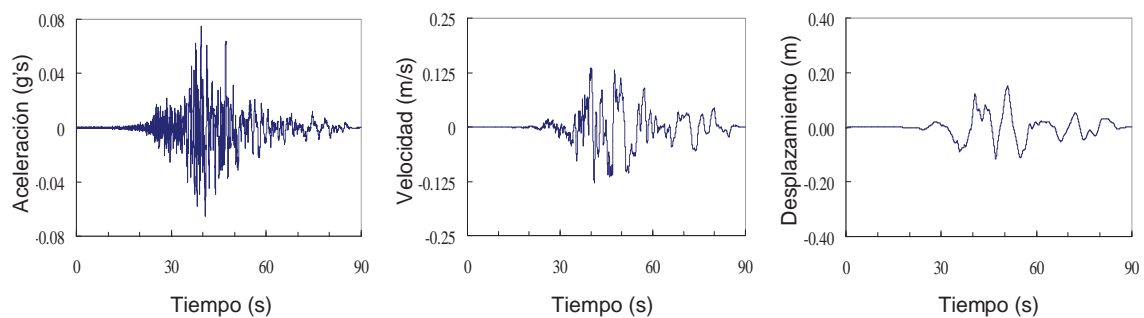


b). Pseudovelocidad

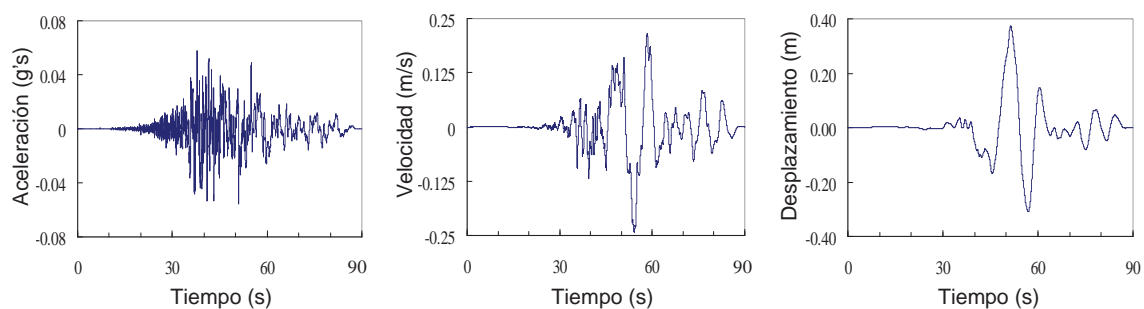


c). Desplazamiento

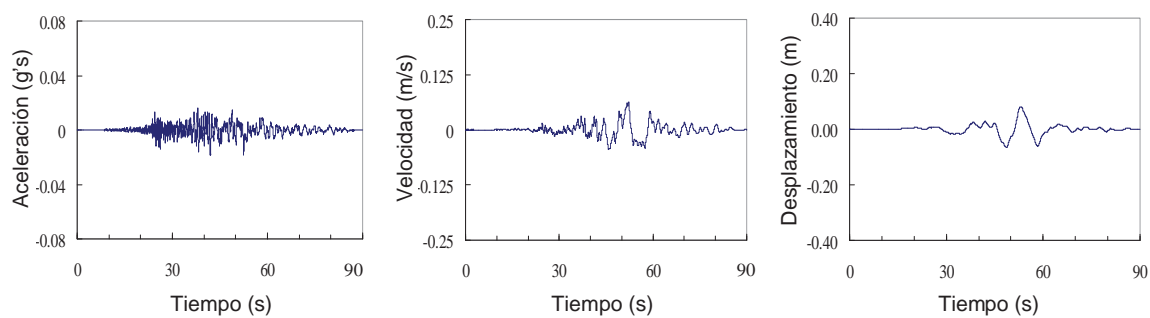
Figura A.18 Espectros elásticos de respuesta,  $\xi=2\%$ , sismo de Chi-Chi, estación TCU052



a). Norte

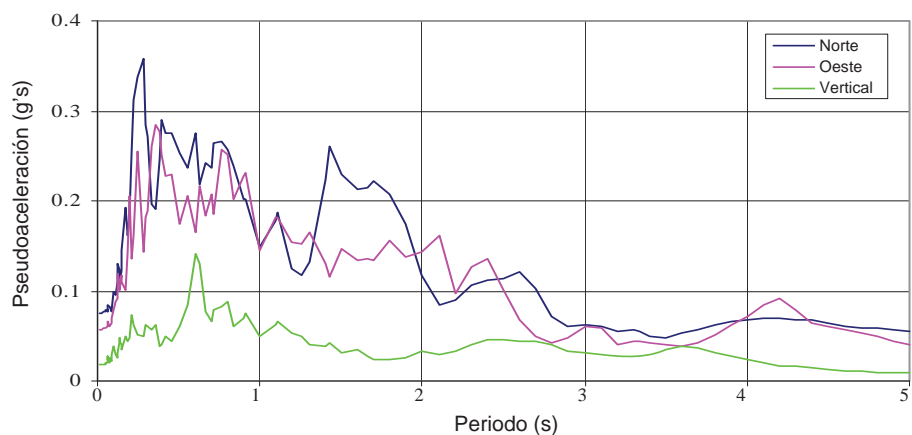


b). Oeste

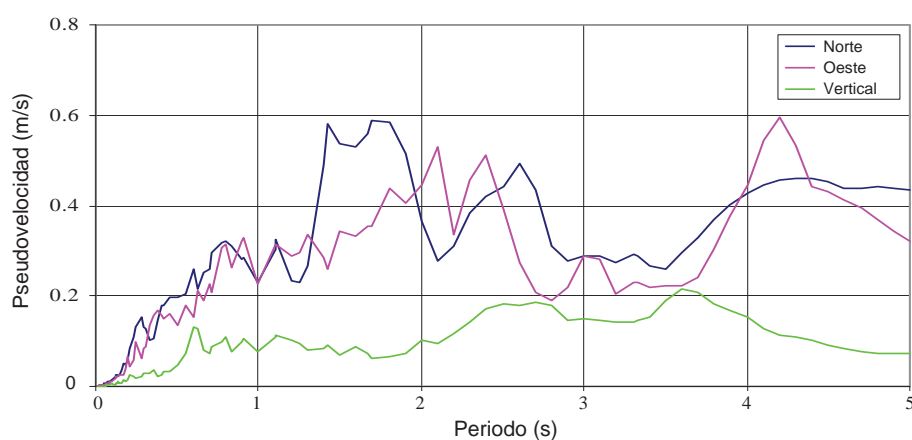


c). Vertical

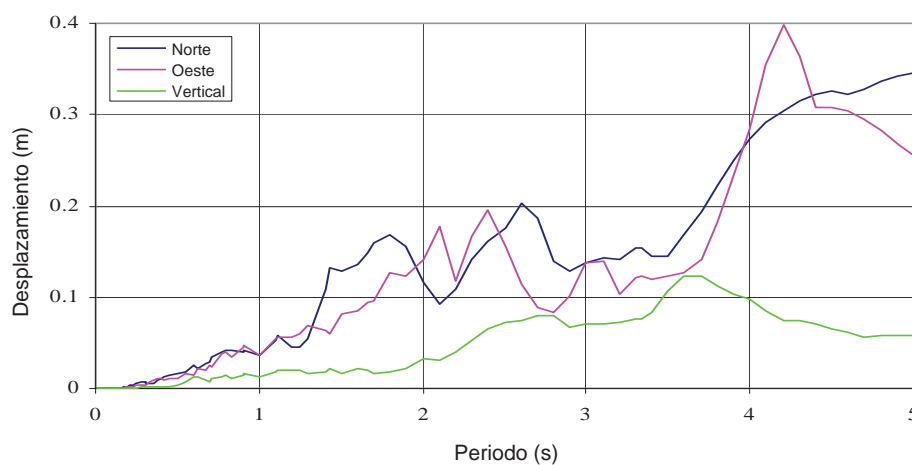
Figura A.19 Historias temporales, sismo de Chi-Chi, estación TCU014



a). Pseudoaceleración



b). Pseudovelocidad



c). Desplazamiento

Figura A.20 Espectros elásticos de respuesta,  $\xi=2\%$ , sismo de Chi-Chi, estación TCU014