

01161
19



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

TESIS:

**“COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN PUENTE
CON LA SUPERESTRUCTURA SOPORTADA
SOBRE AISLADORES SÍSMICOS
DESGLIZANTES MULTIRROTACIONALES”**

PRESENTADA POR:

ING. DAVID MUÑOZ VIZUET

PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

DIRIGIDA POR:

DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ



CIUDAD UNIVERSITARIA, 2003



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ESTADO LIBRE ASOCIADO
DE LA GUAYMALA

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

NOMBRE: David Muñoz Vizcarra

FECHA: 29 de mayo de 2003

FIRMA: [Firma manuscrita]

A Sara

RESUMEN

En este trabajo se describe el análisis sísmico de un puente armadura simplemente apoyado sobre aisladores sísmicos. Debido a su costo, durabilidad, bajo mantenimiento y que han sido ampliamente probados se seleccionó el sistema de aislamiento sísmico deslizante multirrotacional. Se estudia la respuesta de modelos de dos grados de libertad con aisladores convencionales y deslizantes. Se desarrolla un modelo matemático no lineal del puente con éste tipo de aisladores y se estudia su respuesta ante diversos sismos con diferente intensidad, duración y contenido de frecuencias. En los modelos se consideran diferentes configuraciones de aisladores. Se usan las especificaciones AASHTO para definir los parámetros de comportamiento de los aisladores, los cuales también fueron verificados mediante pruebas de laboratorio. Con los análisis no lineales se comprueba la efectividad de los aisladores en términos de fuerzas sísmicas en la base de las pilas y se verifican los desplazamientos en la superestructura y juntas de calzada.

Palabras clave: Control pasivo, Aislamiento sísmico, Respuesta no lineal, Puentes, Protección sísmica

ABSTRACT

This work describes the seismic analysis of a simply supported truss bridge where isolation bearings will be used. Because its cost, durability, low maintenance and extensive shake table testing, a sliding multirotational bearing isolation assembly was selected. The response of basic two degrees of freedom models with isolated and sliding isolated bearings is studied. A nonlinear mathematical model of the bridge, with this type of bearings, was developed in order to compare the effect of seismic isolators on the response of the bridge subjected to earthquakes with different intensity, length and frequency contents. The computer analysis of the bridge considered different options for the location of the isolators. AASHTO specifications were used to define equivalent parameters for linear and nonlinear analysis and to verify these parameters by means of prototype laboratory testing. Effectiveness of the isolators was evaluated in terms of reduction of seismic forces and verification of bridge piers displacements produced during nonlinear dynamic analysis.

Keywords: Passive control, Seismic isolation, Non-linear response, Bridge structures, Seismic protection

ÍNDICE

	Página
Introducción	1
Capítulo 1 Antecedentes	5
1.1 Generalidades	5
1.2 Sistemas de aislamiento sísmico	6
1.3 Sistemas de aislamiento sísmico deslizantes	8
1.4 Sistema de aislamiento sísmico deslizante multirrotacional	11
Capítulo 2 Aspectos teóricos	13
2.1 Modelos matemáticos de los sistemas de aislamiento simples (SUGL)	13
2.2 Modelación de sistemas de aislamiento sísmico como modelos de comportamiento bilineal	18

Capítulo 3	Normatividad	23
3.1	Generalidades	23
3.2	Guía de especificaciones para el diseño de aislamiento sísmico "GEDAS"	26
3.3	Determinación de las características del aislador	33
Capítulo 4	Modelación	37
4.1	Características generales del puente	37
4.2	Modelo matemático	39
4.3	Modelo tridimensional del cilindro	42
4.4	Modelo de comportamiento de los aisladores	44
4.5	Espectro de diseño elástico	47
4.6	Sismos generados artificialmente	48
4.7	Sismos registrados en el lugar	49
Capítulo 5	Resultados	51
5.1	Pruebas de vibración ambiental en los cilindros	52
5.2	Pruebas de vibración forzada en los cilindros	54
5.3	Propiedades dinámicas	59
5.4	Análisis modal espectral	61
5.5	Análisis paso a paso no lineal	62
5.5.1	Respuesta en la base de las pilas	62
5.5.2	Respuesta en los aisladores	68
5.6	Características de las juntas de calzada	71
Conclusiones		75
Referencias		79
Apéndice A	Sismos artificiales	85
Apéndice B	Sismos registrados	91
Apéndice C	Respuestas en los aisladores	101

INTRODUCCIÓN

Los sistemas de aislamiento de base, como se les conocía anteriormente, fueron utilizados desde hace siglos. Según la bibliografía, los chinos y griegos utilizaban capas de arena entre la cimentación y la superestructura de sus construcciones con el objetivo de disminuir los daños provocados por los temblores. En la era moderna, a principios del siglo XX, el precursor del desarrollo de esta técnica fue el Doctor Calantarients, actualmente son muchas las estructuras construidas con sistemas de aislamiento sísmico, tales como tanques de almacenamiento de líquidos, edificios, plantas nucleares y puentes, entre otras. Países con gran desarrollo tecnológico como los Estados Unidos, Japón e Italia utilizan los sistemas de aislamiento sísmico desde hace varias décadas.

El avance de este tipo de sistemas se debe al desarrollo paralelo de varias disciplinas entre las que se encuentran la ingeniería sísmica, de materiales y de computación. En la ingeniería sísmica se han estudiado las causas y características de los sismos. Actualmente se cuenta con un gran acervo de registros sísmicos a nivel mundial y se han desarrollado métodos para simular temblores que puedan afectar a zonas específicas; además, con otras disciplinas como la ingeniería estructural se han desarrollado métodos para diseñar estructuras que puedan resistir los sismos. En

ciertos lugares se cuenta ya con mapas de riesgo sísmico, los cuales muestran la probabilidad en años de que ocurra un sismo de cierta magnitud.

En la ingeniería de materiales se ha desarrollado una gran variedad de elastómeros, así como combinaciones de metales con diversas propiedades, tales como el acero y compuestos sintéticos como el teflón. Las propiedades de los materiales antes mencionados se han utilizado en el desarrollo de los aisladores sísmicos. Finalmente, gracias al acelerado avance de la ingeniería en computación, y a computadoras cada vez más rápidas para procesar y con mayor capacidad de manipular y almacenar datos, se han desarrollado programas amigables con el usuario para el análisis de estructuras. La combinación de estas tres disciplinas ha resultado en el estudio y desarrollo de diferentes sistemas de aislamiento sísmico, siendo los más populares, comercialmente, los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento, los elastoméricos con núcleo de plomo y los péndulos de fricción.

Centros de investigación en ingeniería, universidades y empresas privadas alrededor del mundo estudian y/o desarrollan sistemas de aislamiento, con nuevos materiales que reúnen las características de comportamiento y durabilidad necesarias para estos sistemas. En México, investigadores de centros como el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el Centro Nacional de Prevención de Desastres, la Universidad Autónoma Metropolitana y la Universidad de San Nicolás Hidalgo en Michoacán han, estudiado teórica y experimentalmente los sistemas de aislamiento sísmico en edificios. Desafortunadamente, en el país, son contadas las estructuras (sobre todo puentes) que utilizan estos sistemas.

El objetivo general del presente trabajo es evaluar la respuesta de un puente con la superestructura sobre aisladores sísmicos deslizantes multirrotacionales tanto en la etapa de diseño como de construcción, mediante el estudio del comportamiento en campo y en laboratorio de algunos de sus diferentes componentes; la respuesta dinámica se evalúa con un modelo matemático considerando el comportamiento no lineal de los aisladores.

La estructura en estudio se ubica sobre la carretera que comunicará a la Cd. de Morelia con el puerto de Lázaro Cárdenas, ambos en el estado de Michoacán. El puente se localiza aproximadamente a 70 Km de la costa del Pacífico, en una zona con gran actividad sísmica, aspecto que junto con las características de la cimentación motivaron el uso de un sistema de aislamiento sísmico. El puente de 510 m de longitud está compuesto de cinco claros iguales salvados con armaduras de paso inferior. Cada armadura se apoya sobre cuatro aisladores, cada uno con una capacidad de carga vertical de 400t. Las pilas, de sección rectangular hueca sobre cilindros de cimentación,

conforman la subestructura del puente; la cual está parcialmente inmersa en el vaso de la presa Infiernillo.

En el primer capítulo del trabajo se revisa la historia moderna y el estado del arte de los sistemas de aislamiento sísmico de puentes; se presentan algunos ejemplos de sistemas de aislamiento sísmico, destacando algunas de sus características y aplicaciones en estructuras.

El concepto de transmisibilidad para un sistema masa resorte de un grado de libertad y el del factor de amplificación dinámica para un sistema con aislamiento deslizante en su base se explican en el segundo capítulo, además de la descripción del modelo bilineal utilizado para simplificar el comportamiento de los sistemas de aislamiento sísmico y de parámetros como la rigidez efectiva y amortiguamiento equivalente.

El tercer capítulo versa sobre la normatividad existente para el diseño de estructuras sobre sistemas de aislamiento sísmico, se presenta un repaso de códigos japoneses, neozelandeses y estadounidenses, explicando con mayor detalle lo estipulado en la guía de especificaciones para el diseño de aislamiento sísmico en puentes de la AASHTO.

En el capítulo cuatro se describe a detalle el puente, se presentan resultados de pruebas de laboratorio de los aisladores, se describe la elaboración de los diferentes modelos matemáticos (con elementos barra y con elementos sólidos de 4 a 8 nodos) utilizados en el análisis de la respuesta dinámica del puente y de las características de comportamiento de los aisladores. Los espectros de diseño de la zona sísmica correspondiente, los sismos generados artificialmente y los registros sísmicos obtenidos cerca de la cortina de la presa, algunos de los cuales fueron utilizados en la evaluación de la respuesta modelo, también se presentan en este capítulo.

Los resultados del trabajo se presentan en el capítulo cinco, en el cual también se describen las pruebas de vibración ambiental y forzada realizadas en cada uno de los cilindros de cimentación. Se muestran los valores experimentales de periodos de vibrar y de los factores de participación modal obtenidos en el modelo del puente. Se comparan los resultados de un modelo, con y sin aisladores, obtenidos del análisis modal espectral, en términos de fuerzas cortantes y momentos flexionantes en la base de cada una de las pilas. Se presentan además los elementos mecánicos en la base de las pilas bajo la acción de cada uno de los sismos, así como la respuesta de los aisladores en términos de su comportamiento histerético y de relaciones de desplazamientos, los cuales se utilizan para medir el nivel de desacoplamiento que experimenta el aislador en las diferentes pilas. Finalmente, para evaluar las deformaciones necesarias que deberán permitir cada una de las juntas de calzada del

puente, se presentan resultados de desplazamientos relativos entre armaduras adyacentes.

Se incluyen además tres apéndices en los que se presentan: en el primero, sismos generados artificialmente; en el segundo, los registros de sismos obtenidos cerca de la presa; y en el tercero, las respuestas de algunos de los aisladores en términos de comportamiento histerético, cortantes y desplazamientos horizontales.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1 GENERALIDADES

Desde la antigüedad el hombre ha buscado el control de los fenómenos naturales modificando su entorno y haciéndolo más resistente a estos; ejemplo de ello es el desarrollo de la construcción. En esta disciplina primero se pensaba que al hacer las estructuras robustas resistirían más, sin embargo, el hacer muros y columnas de este tipo encarecía el costo de la obra; además, fenómenos como los sismos demostraron que ésta no era la mejor solución.

De acuerdo con Bazán y Meli (1988), los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre provocadas por distintas causas. Los sismos de origen tectónico preocupan principalmente a los ingenieros, ya que estos se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas tectónicas en las que está dividida la corteza terrestre. Las presiones que se generan en la corteza por los flujos de magma desde el interior de la tierra llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y producen caídas de esfuerzos y liberación de enormes cantidades de energía almacenada en la roca. La energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza.

Las ondas vibratorias afectan directamente a las estructuras, induciéndoles solicitaciones a través del suelo y generando esfuerzos en sus elementos, los que deberán ser lo suficientemente resistentes para soportar con un cierto grado de daño la magnitud de éstas fuerzas.

Existe otra alternativa para disminuir o evitar el daño provocado en una estructura. Actualmente son dos los caminos que la ingeniería ha tomado para mejorar el comportamiento de las estructuras durante un sismo. El primero plantea la modificación de las propiedades dinámicas de la estructura mediante el uso de dispositivos especialmente diseñados para disipar la energía inducida por el sismo. A estos sistemas se les conoce como de control pasivo. El segundo camino está asociado con el control de la respuesta sísmica con dispositivos actuadores que aplican fuerzas que contrarrestan la acción sísmica (sistemas de control activo). Sin embargo, la gran demanda de energía necesaria para activar los actuadores durante un sismo severo y la complejidad de los algoritmos de control convierte a estos dispositivos en sistemas complicados y costosos (Cahis I Carola, 2002).

De acuerdo con Jara (1994), los sistemas de control pasivo se clasifican en dispositivos de aislamiento sísmico, de disipación de energía y en osciladores resonantes. Los aisladores sísmicos, desacoplan parcialmente el edificio del movimiento del terreno, disminuyendo la carga sísmica transmitida a la superestructura y consecuentemente su respuesta estructural. Los disipadores de energía no alteran la carga sísmica, la cual depende básicamente del período fundamental y de la masa del edificio; estos dispositivos manifiestan su eficiencia maximizando la energía disipada y disminuyendo la respuesta estructural.

1.2 SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO

La idea de utilizar sistemas de aislamiento sísmico fue planteada por el Dr. Calantarients en 1909 (Kelly, 1985), quien planteaba que al colocar una capa de talco entre una estructura y su cimentación se lograban reducir las aceleraciones en la primera, es decir se desacoplaba el movimiento de la estructura del movimiento del suelo. Sin embargo, este sencillo principio origina que los desplazamientos relativos entre la estructura y la cimentación se incrementan de manera importante. El sistema de Calantarients fue implantado por Frank Lloyd Wright en el diseño del Hotel Imperial en Tokio, terminado en 1921, siendo esta estructura una de las pocas que resistieron el devastador sismo de Tokio en 1923 (Kelly, 1985).

Otra alternativa de aislamiento sísmico no tan exitosa fue planteada por Martel en 1929 (Kelly, 1985), quien propuso el concepto del piso flexible, en el cual la rigidez lateral del primer piso sería menor que la de pisos superiores. Con ello las deformaciones debidas al sismo serían absorbidas por las columnas del primer piso, por lo que estas columnas deberían desarrollar un comportamiento aceptable después de la fluencia para evitar la transmisión del cortante inducido por los pisos superiores. Sin embargo, un estudio realizado por Chopra, et al (1973) demostró que después de la fluencia las columnas no poseen un adecuado comportamiento para resistir la fuerza cortante. Hecho comprobado después de los sismos de Loma Prieta (Earthquake Spectra, 1990) y Northridge (Earthquake Spectra, 1995).

Es a partir de la década de los 70's que se han desarrollado un gran número de sistemas de aislamiento sísmico. Entre los más populares en el mercado se encuentran los elastoméricos (parecidos a los apoyos convencionales en puentes) y los deslizantes.

El funcionamiento de los elastoméricos se basa en placas de acero embebidas en placas de neopreno de altas especificaciones. Esta combinación de materiales provee al sistema menor rigidez y por tanto, permite grandes desplazamientos al aislador. Al introducir una barra de plomo en el centro del dispositivo (Fig. 1.1a), este presenta un mejor comportamiento inelástico (Fig. 1.1b) y por tanto un mayor amortiguamiento (Priestley et. al., 1996 y García, 1998). Combinando estos dispositivos con amortiguadores viscosos se incrementa en buena medida el amortiguamiento en la estructura, alternativa utilizada en algunos puentes en Italia (Mezzi, et. al, 1992) y Chile (Sarrazin, et. al, 2002).

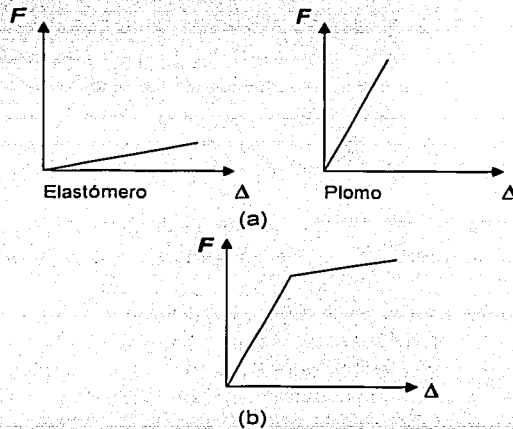


Figura 1.1 Comportamiento de los elementos de un aislador elastomérico.

1.3 SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESLIZANTES

Estos dispositivos representan conceptualmente un método simple de aislamiento sísmico. Antiguamente, los sistemas puramente deslizantes carecían de la capacidad de restituir su posición original (no eran autocentrantes) y durante un sismo se podían producir grandes desplazamientos en forma permanente, hecho que ponía en tela de juicio su correcto comportamiento. Los sistemas de aislamiento deslizante modernos combinan apoyos deslizantes, en los cuales las propiedades de fricción están controladas, más dispositivos que permiten la restauración de la estructura a su posición original. Constatinou, et. al, (1993), Tsopelas y Constatinou, et. al, (1994) y Naeim, et. al., (1999) presentan algunas de las principales aplicaciones de los sistemas deslizantes.

El efecto del aislamiento se logra mediante la limitación de la fuerza sísmica a través de una interfaz aislante que absorbe la energía del sismo. Se caracterizan por su casi nula sensibilidad al contenido de frecuencias de la excitación sísmica, estabilidad y desplazamientos pequeños en el dispositivo aislador. La poca sensibilidad al contenido de frecuencias de la excitación resulta de la tendencia que estos sistemas tienen para reducir la energía del sismo sobre un ancho rango de frecuencias, en otras palabras, en estos sistemas la reducción de las aceleraciones en la superestructura y el aumento del periodo de vibrar es significativo.

Los sistemas de aislamiento deslizante para puentes consisten en apoyos deslizantes multidireccionales y dispositivos de restauración, los que se utilizan en el alineado (centrado) del puente durante el sismo, absorbiendo la energía del mismo y dando rigidez al puente ante cargas de servicio. Resultados de estudios realizados en puentes (Constantinou, et. al, 1991, Pittman, et. al, 1995 y Hitec, 1998) demuestran las ventajas que ofrecen los sistemas de aislamiento deslizantes en este tipo de estructuras. Estas ventajas son:

- reducción significativa de la aceleración de la superestructura durante sismos fuertes,
- reducción significativa de la fuerza sísmica que se trasmite a la subestructura, y
- permiten el uso de pequeñas juntas de expansión (en puentes comunes).

Un gran número de puentes aislados con estos sistemas demuestran la popularidad y potencial de éste método de aislamiento en la actualidad. La razón de esta popularidad consiste en que en los puentes comunes es necesario diseñar un dispositivo que permita el movimiento de la superestructura con respecto a la subestructura para absorber los movimientos provocados por cambios de temperatura, flujo plástico y

contracción del concreto. Además, los sistemas de aislamiento sísmico deslizantes y multidireccionales pueden reemplazar fácilmente a los sistemas convencionales de apoyo en puentes, debido a su característica de proveer rigidez como apoyo bajo la acción de cargas de servicio y que la función del aislador sería demandada sólo durante el efecto de un sismo, como sucede con un sistema de apoyos convencional.

El material más utilizado en los sistemas de aislamiento deslizante es el politetrafluoroetileno (PTFE o teflón) en contacto con placas de acero inoxidable. Las características de fricción del PTFE dependen de la temperatura, velocidad del movimiento en la interfase o área de contacto, grado de uso y pureza de la superficie.

A continuación se mencionan algunos ejemplos de sistemas deslizantes:

Sistema de la compañía *Electricité-de-France*

El sistema combina apoyos de neopreno de altas especificaciones, con plomo y bronce en contacto con el acero inoxidable. La interfaz de deslizamiento es montada en la parte superior de los apoyos de neopreno. El coeficiente de fricción de la superficie de deslizamiento es de 0.2. El cojín de neopreno permite desplazamientos muy pequeños (cerca de 5 cm) aunque los desplazamientos de la estructura superan este valor. Este sistema no incluye un dispositivo de restauración de la posición, por tanto se pueden presentar desplazamientos permanentes.

Sistema Combinado del *Centro de Investigación en Ingeniería Sísmica (EERC)*

Es una combinación del sistema elastomérico y el deslizante. Este sistema presenta una columna interior de acero inoxidable más una columna exterior, con elementos deslizantes, formada por placas de neopreno de bajo amortiguamiento, placas de deslizamiento y placas de teflón. Las placas de neopreno proveen el autocentrado y controlan la torsión de la estructura, mientras que los elementos deslizantes proveen el amortiguamiento.

Existen variaciones de este sistema que han sido aplicadas a diferentes estructuras en los estados de Nevada y California, en los Estados Unidos de América (Constantinou et al, 1991).

Sistema de aislamiento de base Flexo-Fricción

El diseño de este sistema considera el problema de tener un alto coeficiente de fricción, entre el teflón y la placa de acero inoxidable, mediante una interfase elastomérica (fig. 1.2). En este dispositivo la velocidad entre la parte superior y la parte inferior del

aislador está dividida entre el número de placas provocando que la velocidad en cada superficie de contacto disminuya, manteniendo un bajo coeficiente de fricción. Además, la barra central de acero no soporta la carga vertical en su totalidad y provee al dispositivo de la capacidad de regresar a su posición original, es decir provee de una fuerza de restauración. Experimentos con este dispositivo han sido desarrollados en el EERC, en la Universidad de California, en Berkeley (Mokha et al, 1988).

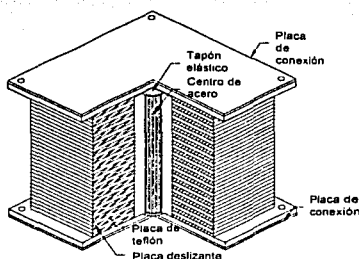


Fig. 1.2. Sistema de aislamiento Resilient-fricción

Sistema del Péndulo de Fricción (FPS)

Este sistema utiliza la acción deslizante entre dos superficies, una de acero inoxidable y la segunda de teflón. La fuerza de restauración en este sistema, es proporcionada por su forma geométrica (superficie esférica). El FPS posee un patín que se mueve a través de una superficie esférica de acero inoxidable (fig. 1.3). El lado de la articulación deslizante está en contacto con una superficie compuesta de un material con bajo coeficiente de fricción (PTFE). El otro lado del patín también es de forma esférica, esto provoca que la masa de la superestructura funcione como fuerza de restauración. La fricción entre las superficies en contacto genera amortiguamiento en el aislador. La rigidez del aislador y el periodo de la estructura es proporcionada por la curvatura de la superficie cóncava y por la presión que ejercen las masas sobre el mismo.

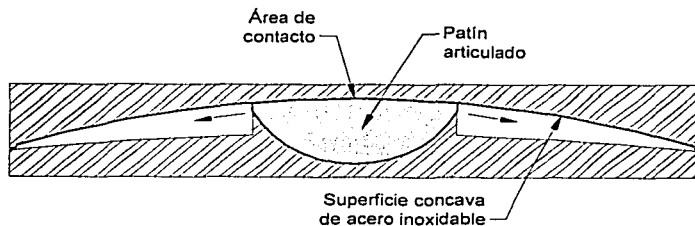
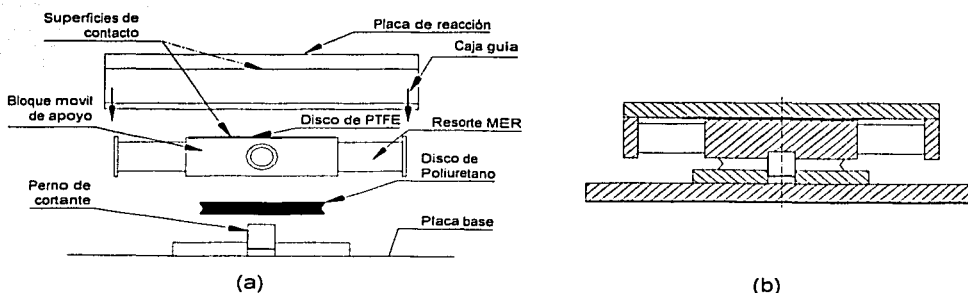


Fig. 1.3. Esquema del Péndulo de Fricción.

1.4 SISTEMA DE AISLAMIENTO SISMICO DESLIZANTE MULTIRROTACIONAL

Otra opción de aislamiento sísmico la representan los sistemas multirrotacionales deslizantes, desarrollados con base en investigaciones realizadas en la mesa vibradora del *Centro Nacional de Investigación en Ingeniería Sísmica (NCEER)* de la Universidad Estatal de Buffalo en Nueva York (Bradford et. al., 1994, Watson et. al, 1995, Pittman et al, 1995, Constantinou, et. al, 1998 y Hitec, 1998). Estos sistemas están formados por un juego de apoyos multirrotacionales deslizantes y un dispositivo de amortiguamiento.

El dispositivo une la superestructura con la subestructura (Figs. 1.4 y 1.5), consta de una superficie de acero inoxidable que puede desplazarse respecto a un disco de politetrafluoretileno (PTFE o teflón). La disipación se logra por fricción ajustando la presión interna aplicada a las superficies en contacto. La energía cinética de la masa de la superestructura del puente se transforma en calor y energía (potencial) por medio de un resorte que regula la energía de la masa de la superestructura (MER). Este dispositivo puede orientarse en cualquier dirección y permite diferentes niveles de disipación de energía sísmica.



1.4 Esquema del sistema deslizante multirrotacional (a) Partes (b) Corte transversal del dispositivo

En la figura 1.4, se muestran las diferentes partes del dispositivo. La placa de reacción une el dispositivo a la superestructura por medio de tornillos, soldadura o anclas; la caja guía provee la superficie de acero inoxidable con acabado liso en el interior (Fig. 1.5) y disminuye la corrosión en la superficie de contacto; el bloque móvil de apoyo transfiere la fuerza proveniente del disco de teflón (ya reducida por fricción) y de los resortes al perno de cortante debajo del disco de poliuretano; el sistema de resortes MER está fabricado de poliuretano y debe soportar miles de ciclos de impactos a altas

velocidades manteniendo su estabilidad; el disco de poliuretano permite al dispositivo absorber las rotaciones que experimenta la superestructura debido a su peso y al tránsito de vehículos y provee al sistema de rigidez vertical; el perno de cortante recibe la fuerza del bloque móvil de apoyo y la trasmite a la placa base, la cual está unida a la subestructura por medio de tornillos, soldaduras o anclas.

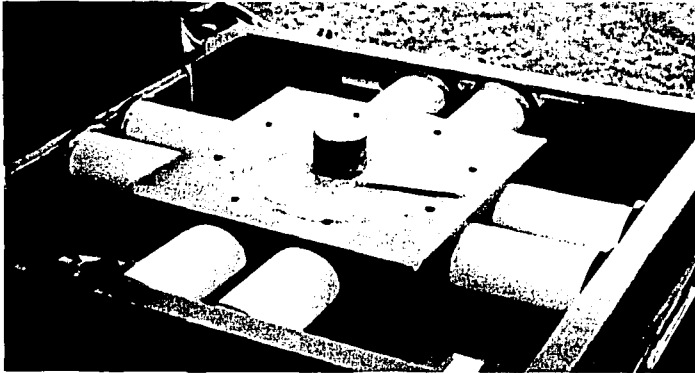


Figura 1.5. Apoyo multirotacional deslizante (invertido) y sin placa base.

FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 2

ASPECTOS TEÓRICOS

En este capítulo se presenta la justificación matemática de los sistemas de aislamiento sísmico. Se estudian dos modelos de sistemas de un grado de libertad (SUGL). Con el primero, utilizando el principio de transmisibilidad, se demostrará que el uso de aisladores sísmicos reduce la respuesta en la base del sistema, y con el segundo, se estudiará el factor de amplificación dinámica aplicado a un sistema deslizante, y se demostrará que existe una reducción de la respuesta similar al de un sistema con amortiguamiento viscoso. Finalmente se describe el modelo de comportamiento bilineal, que es el más utilizado para evaluar el comportamiento de los sistemas de aislamiento sísmico.

2.1 MODELOS MATEMÁTICOS DE LOS SISTEMAS DE AISLAMIENTO SIMPLES (SUGL)

El modelo más simple para representar un sistema estructural con aislamiento sísmico en su base es una masa soportada por un dispositivo (aislador) el cual posee determinada rigidez y amortiguamiento (Fig. 2.1). Las solicitaciones pueden ser una fuerza variable con el tiempo $F(t)$ o una excitación en su base U_g .

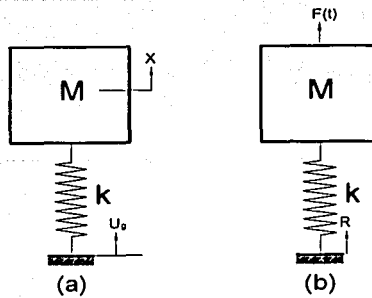


Figura 2.1 Modelos equivalentes de sistemas aislados

De acuerdo con la dinámica estructural, los sistemas masa-resorte de un grado de libertad sujeto a una excitación dinámica en su base se pueden representar con la siguiente ecuación:

$$m \cdot \ddot{x} + c \cdot \dot{x} + k \cdot x = U_g \quad (2.1)$$

donde:

m masa

c amortiguamiento

k rigidez

\ddot{x}, \dot{x}, x son las componentes de aceleración, velocidad y desplazamiento de la masa

U_g excitación en la base, variable con el tiempo

La última ecuación, en términos de desplazamientos relativos, U_g , y velocidades relativas, \dot{U}_g , resulta

$$m\ddot{x} = -c(\dot{x} - \dot{U}_g) - k(x - U_g)$$

en la que se ha considerado que el sistema se modela con un elemento lineal viscoso con un determinado coeficiente de amortiguamiento, c , y rigidez, k . Cuando se dividen ambos miembros de la ecuación anterior entre la masa, m , y definiendo:

$$\omega_n^2 = \frac{k}{m}$$

y

$$2\omega_n\beta = \frac{c}{m}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

donde:

ω_0 frecuencia circular del sistema
 β relación de amortiguamiento crítico del sistema

se tiene

$$\ddot{x} = -2\omega_0\beta(\dot{x} - \dot{u}_g) - \omega_0^2(x - u_g) \quad (2.2)$$

Considerando los valores máximos de desplazamiento de la estructura, x , y del suelo, U_g , como $x = \hat{x}e^{i\omega t}$ y $U_g = \hat{U}_g e^{i\omega t}$ respectivamente, obtenemos:

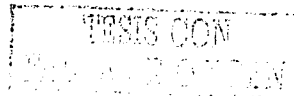
$$\frac{\hat{x}}{\hat{U}_g} = \frac{1 + i2\beta \frac{\omega}{\omega_0}}{\left(1 + \frac{\omega^2}{\omega_0^2}\right) + i2\beta \frac{\omega}{\omega_0}} \quad (2.3)$$

Por otro lado, de acuerdo con Chopra (1995), la trasmisibilidad se define como la protección de una masa ante la vibración, es decir la relación entre el valor más alto del desplazamiento de la masa entre el valor más alto de desplazamiento del suelo, U_g . Aplicada al ejemplo anterior, la trasmisibilidad queda definida como:

$$T = \left[\frac{1 + 4\beta^2\Omega^2}{(1 - \Omega^2)^2 + 4\beta^2\Omega^2} \right]^{1/2} \quad (2.4)$$

donde $\Omega = \omega/\omega_0$. Graficando para diferentes valores de amortiguamiento, β , obtenemos la figura 2.2, donde se observa que para valores de Ω mayores de $\sqrt{2}$, la trasmisibilidad es menor a 1; esto significa que la respuesta en la base es menor a la respuesta en la masa. En el caso de estructuras con sistemas de aislamiento sísmico, la trasmisibilidad es regularmente menor de 0.1 (Kelly, 1993), lo que nos asegura que la respuesta será mucho menor a la excitación.

Por otra parte, para estructuras aisladas con sistemas deslizantes, Den Hartog presentó la solución exacta al problema de un sistema amortiguado con fricción en estado estable (Kelly, 1993). La solución analizada por Den Hartog se muestra en la figura 2.3a, donde la fuerza excitadora varía en la forma, $F_0 e^{i\omega t}$, y es aplicada a una masa soportada por un resorte con rigidez, k , y una componente de fricción, λ , la cual



presenta una fuerza que impide el movimiento, P . Mediante una transformación (Figura 2.3b), se puede presentar el mismo sistema con una excitación en la base.

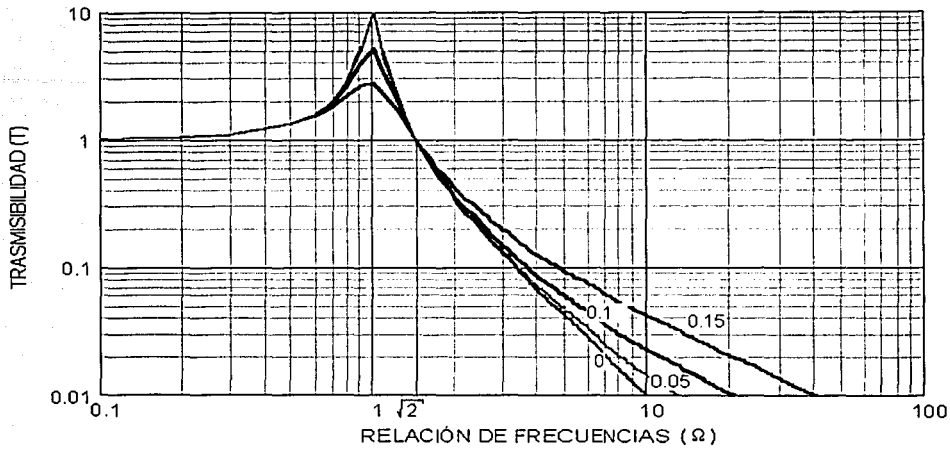


Figura. 2.2. Trasmisibilidad de un sistema con amortiguamiento viscoso.

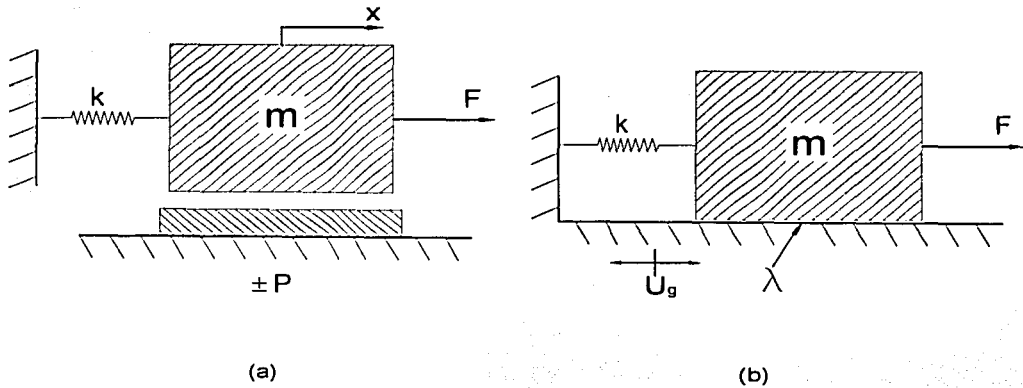


Figura 2.3. Representación de un sistema con aislamiento por fricción (a) Modelo de Den Hartog (b) Modelo equivalente.

En este caso, la ecuación diferencial que gobierna el movimiento de la masa, m , es:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$m \cdot \ddot{x} + k \cdot x \pm P = F \cdot \cos(\omega t + \phi) \quad (2.5)$$

donde el signo (+) es aplicado cuando $x > 0$, y el signo (-) es aplicado cuando $x < 0$; ϕ es el ángulo de fase, el cual representa el retraso en el tiempo entre los picos de la fuerza externa y el pico de los desplazamientos, multiplicados por la frecuencia, ω , de la fuerza excitadora. El origen de la escala de tiempo se toma para el instante en que el movimiento es máximo en la dirección positiva. Durante la primera mitad del ciclo, $0 < \omega t < \pi$, la velocidad es negativa, por tanto el signo de la fuerza se asume como $-P$. Así:

$$m\ddot{x} + kx - P = F \cos(\omega t + \phi) \quad (2.6)$$

o

$$x + \omega_o^2 x = \omega_o^2 x_f + a \omega_o^2 \cos(\omega t + \phi) \quad (2.7)$$

donde:

$$\omega_o^2 = \frac{k}{m}, \quad a = \frac{F}{k}, \quad x_f = \frac{P}{k}$$

La solución general de la ecuación 2.6 resulta:

$$x = C_1 \text{sen} \omega_o t + C_2 \text{cos} \omega_o t + aV \cos(\omega t + \phi) + x_f \quad (2.8)$$

donde:

$$V = \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_o}\right)^2}$$

Kelly (1993), presenta el desarrollo de las soluciones homogénea y particular de la ecuación 2.8. En la figura 2.4 se muestra la solución, en términos de un factor de amplificación para sistemas con diferentes niveles de fricción (relación P/F), contra la relación de frecuencias. El caso P/F igual a cero representa a los sistemas sin amortiguamiento. En los sistemas de aislamiento por fricción el valor de la relación de P/F es menor de $\pi/4$. Observando la figura 2.4 y comparándola con la de un sistema de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso, se demuestra que al utilizar un sistema de aislamiento por fricción, la respuesta del sistema en términos del factor de

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

amplificación dinámica se reduce de la misma forma que la de un sistema con un amortiguamiento viscoso.

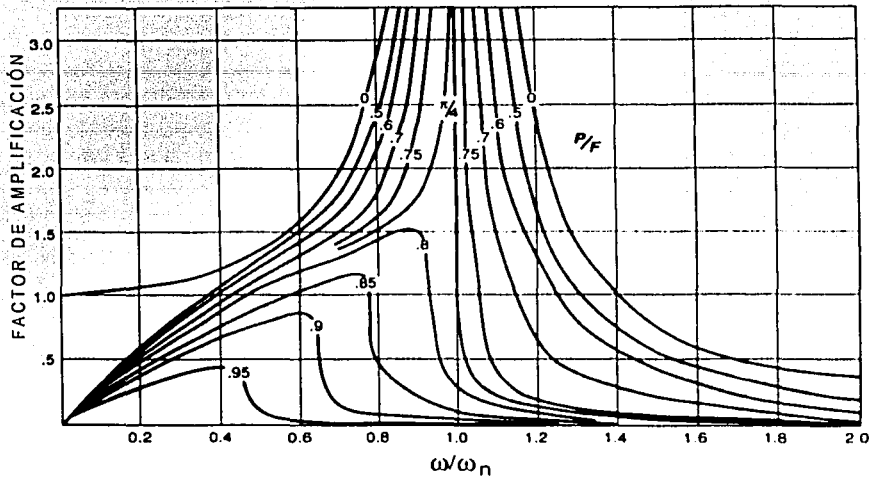


Figura 2.4. Factor de amplificación en un sistema deslizante en la zona de resonancia.

2.2 MODELACIÓN DE SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO COMO MODELOS DE COMPORTAMIENTO BILINEAL

Las especificaciones existentes para el diseño de estructuras con aislamiento sísmico consideran que los aisladores deben ser estudiados con un modelo de comportamiento bilineal (Figura 2.5) basado en tres parámetros K_u , K_d y Q_d . La rigidez elástica, K_u , y la rigidez a la postfluencia, K_d , se estiman a partir de ciclos histéreticos obtenidos en pruebas de laboratorio de los aisladores. La resistencia característica, Q_d , es una fracción de la carga vertical. Para los sistemas friccionantes esta fracción es el producto del factor de fricción del aislador por la carga vertical; para aisladores de neopreno con placas de acero, se determina a partir de ciclos histéreticos obtenidos en pruebas de laboratorio y para sistemas de neopreno con núcleo de plomo, es la resistencia a la fluencia del plomo por el área transversal de su sección.

La rigidez efectiva, K_{eff} , definida como la pendiente secante que une los valores pico del ciclo histéretico, está dada por:

$$k_{eff} = K_d + \frac{Q_d}{\Delta_{max}} \quad (2.9)$$

en la figura 2.5, Δ_y , es el desplazamiento de fluencia, que referido a los parámetros primarios queda definido como:

$$\Delta_y = \frac{Q_d}{K_u - K_d} \quad (2.10)$$

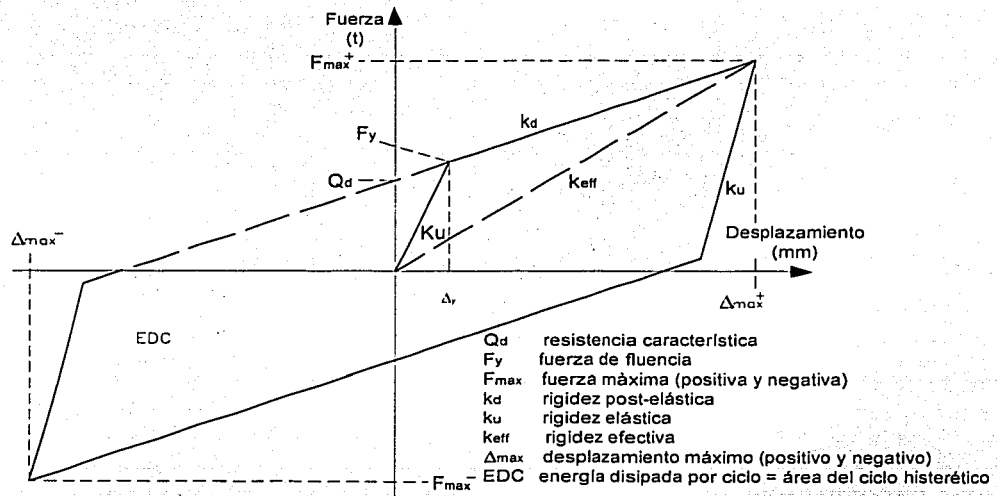


Figura 2.5. Parámetros básicos de un ciclo histéretico de un aislador sísmico

El área de un ciclo histéretico, W_D , se puede obtener a partir de la siguiente ecuación:

$$W_D = 4 \cdot Q_d \cdot (\Delta_{max} - \Delta_y) \quad (2.11)$$

de donde el amortiguamiento efectivo, queda definido como:

$$\beta_{eff} = \frac{4 \cdot Q_d \cdot (\Delta_{max} - \Delta_y)}{2 \cdot k_{eff} \cdot \pi \cdot \Delta_{max}^2} \quad (2.12)$$

Este amortiguamiento también puede ser definido a partir de términos adimensionales, esto es definiendo un desplazamiento adimensional, μ :

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (2.13)$$

y una resistencia característica adimensional, a

$$a = \frac{Q_d}{K_d \cdot \Delta_y} \quad (2.14)$$

entonces:

$$\beta_{eff} = \frac{2 \cdot a}{\pi} \cdot \frac{\mu - 1}{(\mu - a) \cdot \mu} \quad \mu > 1 \quad (2.15)$$

Naeim y Kelly (1999) demuestran que la variable a puede quedar definida en términos de las rigideces K_u y K_d :

$$a = \frac{K_u - K_d}{K_d} \quad (2.16)$$

por lo que el valor máximo del amortiguamiento efectivo, β_{max} , está definido tan solo por la relación K_u/K_d :

$$\beta_{max} = \frac{2 \cdot a}{\pi} \cdot \frac{1}{2 \cdot (1 + a)^{1/2} + (2 + a)} \quad (2.17)$$

Partiendo de esta relación, Naeim y Kelly (1999), presentan la gráfica que se muestra en la figura 2.6, en la cual para tres sistemas de aislamiento, se muestra el amortiguamiento efectivo considerando una resistencia característica, $Q_d = 10$ Kips y una rigidez a la postfluencia $K_d = 2$ Kips/in. En la gráfica se observa que los sistemas deslizantes muestran mayor amortiguamiento efectivo por lo que pueden disipar mas energía que los demás utilizando los mismos parámetros. Esto confirma el uso de dispositivos adicionales de amortiguamiento viscoso en puentes con sistema de aislamiento de neopreno.

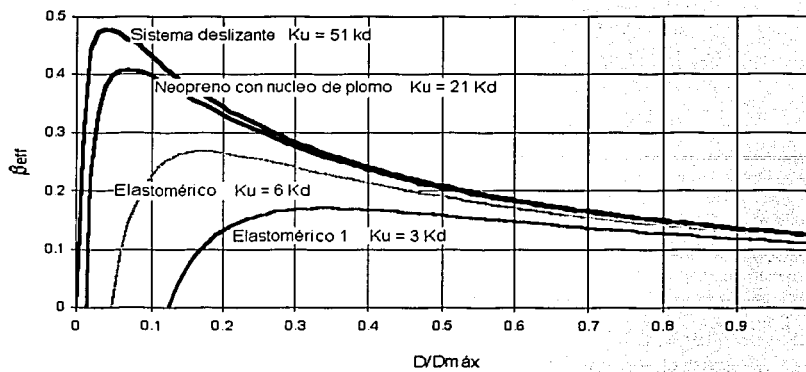


Figura 2.6. Amortiguamiento efectivo para diferentes tipos de aisladores.

CAPÍTULO 3

NORMATIVIDAD

En este capítulo se presenta una revisión de las especificaciones de diferentes países sobre diseño de puentes con sistemas de aislamiento sísmico. Se encontró que la tendencia en el diseño de estos sistemas es el uso de modelos simplificados del sistema subestructura-aislador, junto con el uso de dos parámetros equivalentes en los aisladores: la rigidez efectiva y el amortiguamiento equivalente, presentados en el capítulo anterior. Se describe con mayor detalle la Guía de Especificaciones para el Diseño de Aislamiento Sísmico de la AASHTO (AASHTO, 1991), considerada en el diseño del puente.

Se presentan también algunas recomendaciones sobre aspectos constructivos y pruebas requeridas que deben realizarse a los dispositivos aisladores para evaluar su comportamiento.

3.1 GENERALIDADES

La primera especificación que propuso un método para el diseño de puentes con sistemas de aislamiento sísmico fue la desarrollada por la Sociedad de Ingenieros Estructuristas de California (SEAOC) en 1986. Esta normatividad estuvo vigente hasta 1994 (Hwang et. al, 1994, Hwang, 1996), fecha en que otras instituciones propusieron

otras normas para el diseño de este tipo de estructuras. Entre las más conocidas están la Guía de Especificaciones para el Diseño de Aislamiento Sísmico de la AASHTO (GEDAS) (AASHTO, 1991 y AASHTO 2000) sobre la que se abundará en el siguiente inciso. También existe una recomendación emitida por el Instituto Público Japonés de Trabajos de Investigación (JPWRI), que describe Hwang, en uno de sus trabajos (Hwang et. al, 1994). Por otra parte, el Ministerio de Trabajo y Desarrollo de Nueva Zelanda (NZMWD) propone utilizar la rigidez efectiva, K_{eff} , descrita en el capítulo anterior y el Departamento de transporte de California (CALTRANS) considera dos alternativas para el diseño de puentes con estos dispositivos. Cabe señalar que existen otras instituciones que regulan el diseño de otro tipo de estructuras con sistemas de aislamiento sísmico, como el Código Uniforme de Edificios (UBC), entre otros.

El JPWRI propone dos métodos de análisis, el primero denominado método del coeficiente sísmico y el segundo el método de capacidad del apoyo (PWRI, 1992). En el primero se considera un diseño para un sismo de servicio y en el segundo un sismo de diseño. El JPWRI plantea reducir el espectro sísmico elástico de diseño mediante los coeficientes C_E y C_D , para el caso de diseño elástico o diseño plástico, respectivamente. Esta idea es parecida en concepto al criterio planteado por la GEDAS, la cual se describirá posteriormente, pero con valores diferentes.

El JPWRI especifica varios modelos elásticos equivalentes para diferentes tipos de aisladores sísmicos como son: aisladores de neopreno con núcleo de plomo, apoyos elastoméricos con dispositivos de fluencia o apoyos deslizantes. Hwang, et. al. (1994), muestra que la expresiones presentadas por el JPWRI son similares a las que se plantean en la GEDAS.

Por otro lado, el NZMWD (1983) plantea dos métodos para el diseño y análisis de puentes con aisladores de neopreno con núcleo de plomo. En ambos métodos se determinan la fuerza y los desplazamientos de diseño de los componentes estructurales del puente con sistema de aislamiento sísmico. El primer método utiliza una serie de gráficas (NZMWD, 1983), las cuales fueron generadas a partir de un modelo de un puente en específico sujeto a la componente N-S del sismo de El Centro de 1940 y otro sismo generado artificialmente. Para la construcción de las gráficas se utilizaron las respuestas del modelo obtenidas del programa para análisis inelástico DRAIN-2D. El segundo método consiste en idealizar el puente como un sistema de un grado de libertad (SUGL) y asumir que todos los aisladores del puente son idénticos. La rigidez efectiva del SUGL es determinada por la fuerza máxima lateral dividida por el máximo desplazamiento del tablero. Se obtienen espectros inelásticos para diferentes resistencias características, Q_d , y periodos efectivos, T_{eff} , correspondientes a diferentes aisladores; se recomienda utilizar el sismo del Centro como excitación al modelo. En

ninguno de sus métodos, el NZMWD considera el uso del amortiguamiento efectivo, β_{eff} , descrito en el capítulo anterior.

CALTRANS (Hwang, 1996), en su primer método para analizar puentes regulares en geometría y rigidez propone también simplificar el modelo del puente en un SUGL. La relación de periodo entre periodo efectivo y la relación de amortiguamiento se determinan con las siguientes expresiones:

Para periodo efectivo

$$\frac{T_{\text{eff}}}{T_o} - 1 = \ln[1 + 0.13(\mu - 1)^{1.137}] \quad (3.1)$$

donde:

T_{eff} periodo de la estructura considerando el sistema de aislamiento
 T_o periodo de la estructura considerada como un sistema elástico
 μ ductilidad de desplazamiento por cortante del aislador

Para amortiguamiento efectivo

$$\xi_e = \xi_o + 0.0587(\mu - 1)^{0.371} \quad (3.2)$$

donde:

ξ_{eff} relación de amortiguamiento viscoso de la estructura considerando el sistema de aislamiento
 ξ_o relación de amortiguamiento viscoso de la estructura considerada como un sistema elástico

El método de CALTRANS considera que el aislador tiene un comportamiento bilineal, por lo cual se puede determinar un desplazamiento de fluencia y una fuerza de fluencia del mismo, y así construir un modelo de todo el puente como un SUGL para obtener el desplazamiento del sistema cuando está sujeto a una sollicitación, la cual es obtenida a partir del coeficiente sísmico, C_s , presentado en la siguiente expresión:

$$C_s = \frac{F_y}{W} [1 + \alpha(\mu - 1)] \quad (3.3)$$

donde:

- W peso total soportado por el aislador
- F_y resistencia a la fluencia del aislador
- α cociente de la rigidez plástica entre la rigidez elástica del aislador

En su segundo método, CALTRANS propone las siguientes expresiones para determinar la rigidez efectiva, K_{eff}, y el amortiguamiento equivalente, ξ_e, de cada aislador y así poder construir un modelo del puente considerando los aisladores como elementos elástico-lineales, sujeto a una carga que se calcula con un coeficiente sísmico similar al de la ecuación 3.3.

$$K_{eff} = \frac{K_u}{[1 + \ln[1 + 0.13(\mu - 1)^{1.137}]]^2} \quad (3.4)$$

$$\xi_e = 0.0587(\mu - 1)^{0.371} \quad (3.5)$$

$$C_s = \sum \frac{F_y}{W} [1 + \alpha(\mu - 1)] \quad (3.6)$$

3.2 GUIA DE ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE AISLAMIENTO SÍSMICO "GEDAS"

La primera versión de la GEDAS fue publicada en 1991. En 1995 se formó un comité de profesores, autoridades estatales del transporte de los Estados Unidos y representantes de los fabricantes de sistemas de aislamiento para revisar, evaluar y modificar dicha edición.

La GEDAS establece que los sistemas de aislamiento sísmico tiene tres componentes básicos.

- a) Una carga vertical (asociada a la masa que soporta el aislador) que proveerá al aislador de flexibilidad lateral, para que el periodo de la estructura crezca lo suficiente para reducir la fuerza de respuesta.
- b) Un amortiguador o disipador de energía que asimilará las deflexiones de manera que queden limitadas a un desplazamiento de diseño.
- c) Un medio que proporcionará rigidez ante cargas de servicio, como viento, impacto y fuerzas de frenado.

Constantinou et. al (1998) con base en pruebas de laboratorio realizadas en el Centro de Investigaciones en Ingeniería Sísmica, en Buffalo Nueva York, establece que el uso del factor de reducción por ductilidad y sobrerresistencia, R , debe acotarse a valores de 1.5 a 2.5, debido a que al utilizar valores mayores de 3, la efectividad del sistema de aislamiento se ve reducida y resulta ineficaz, ya que en la subestructura se presentará comportamiento no lineal y se disipará energía reduciendo la efectividad del sistema de aislamiento (figs. 3.1 y 3.2). Esta restricción aparece en la GEDAS a partir de 1997.

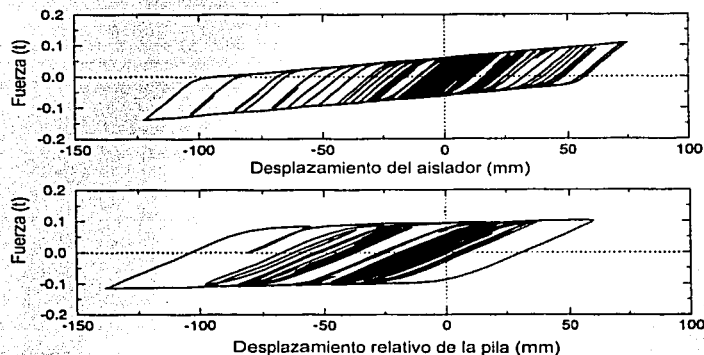


Figura 3.1. Comportamiento histerético de un sistema de un puente con aisladores con ductilidad 2 en la pila. (a) Aislador y (b) pila.

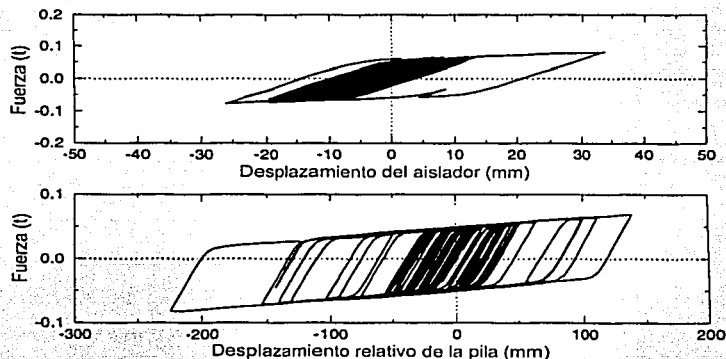


Figura 3.2. Comportamiento histerético de un sistema de un puente con aisladores con ductilidad 4 en la pila. (a) Aislador y (b) pila.

Tal como se mencionó en el capítulo anterior el comportamiento de los sistemas de aislamiento sísmico se representa con un modelo bilineal (Figura 3.3). De acuerdo con

la GEDAS, para un aislador independiente se define un rigidez efectiva y una relación de amortiguamiento equivalente inscritos en el modelo bilineal propuesto, cuyas magnitudes se determinan con las expresiones siguientes:

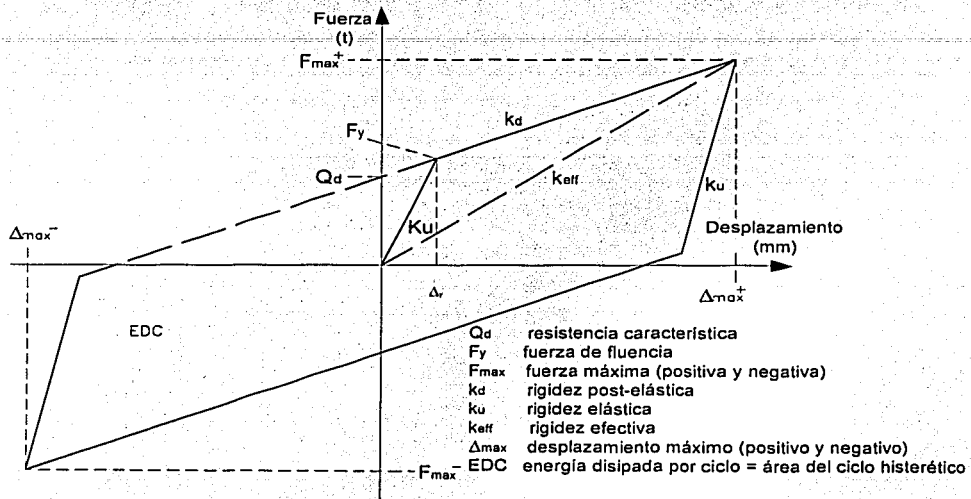


Figura 3.3. Modelo bilineal de un aislador sísmico

- Para la rigidez efectiva K_{eff}

$$k_{eff} = \frac{F_{max}^+ - F_{max}^-}{\Delta_{max}^+ - \Delta_{max}^-} = \frac{1 + \alpha \cdot (\mu - 1)}{\mu} (K_u) \quad (3.7)$$

donde:

F_{max}^+ y F_{max}^- fuerzas máximas positiva y negativa (Figura 3.3), respectivamente
 Δ_{max}^+ y Δ_{max}^- desplazamientos máximos positivo y negativo (Figura 3.3), respectivamente
 α relación entre la rigidez inelástica K_d y la rigidez elástica K_u
 μ ductilidad de desplazamiento a cortante del aislador

- Para el amortiguamiento efectivo

TESIS CON
TALLA DE ORIGEN

$$\xi = \frac{\text{Área del ciclo Histerético del aislador}}{2 \cdot \pi \cdot K_{eff} \cdot \Delta_{max}^2} = \frac{2 \cdot Q_d \cdot (\Delta_{max} - \Delta_y)}{\pi \cdot k_{eff} \cdot \Delta_{max}^2} \quad (3.8)$$

donde:

Q_d resistencia característica
 Δ_y desplazamiento de fluencia del aislador

El amortiguamiento equivalente de todo el sistema de aislamiento en el puente (todos los aisladores), se determina con la siguiente expresión:

$$\xi = \frac{\text{Área total de los ciclos histeréticos de los aisladores}}{2 \cdot \pi \cdot \sum (K_{eff})_i \cdot \Delta_{max}^2} \quad (3.9)$$

$$= \frac{2 \cdot \sum (Q_d)_i \cdot (\Delta_{max} - \Delta_y)}{\pi \cdot \sum (k_{eff})_i \cdot \Delta_{max}^2}$$

donde el subíndice i se utiliza para denotar el i-ésimo aislador del puente

Este amortiguamiento equivalente no se aplica directamente en el análisis, sino que a partir de él de acuerdo a GEDAS se obtiene un coeficiente de amortiguamiento, B, el cual se utiliza para reducir una porción del espectro elástico de diseño con 5% de amortiguamiento. Este coeficiente también se considera en el UBC (Uniform Building Code) para el diseño de edificios con estos dispositivos (Naeim, 1999 y UBC, 1997) y se puede aproximar con la siguiente expresión:

$$\frac{1}{B} = 0.25 \cdot (1 - \ln \beta) \quad (3.10)$$

donde: β fracción de amortiguamiento crítico (ξ según ecs 3.8 y 3.9)

En la figura 3.4 se muestra la comparación del coeficiente B entre GEDAS y el obtenido con la expresión anterior.

Según la GEDAS, los aisladores sísmicos pueden tener una variación de + - 10 % en sus propiedades de rigidez efectiva k_{eff} y energía disipada por ciclo (EDC). Esta variación se permite durante las pruebas de laboratorio especificadas en la misma GEDAS (AASHTO, 2000). Dependiendo del tipo de aislador sísmico utilizado, las variaciones se deben a las propiedades del neopreno utilizado, a las dimensiones de la barra de plomo en los aisladores de neopreno con núcleo de plomo, y a los aditivos en

el neopreno en aisladores de alto amortiguamiento; a la temperatura y contaminación de la superficie de contacto en el sistema del péndulo friccionante (García, 1998); y en el sistema multirrotacional deslizante, a las dimensiones de los resortes del MER (Fig. 1.4) y a la contaminación de la superficie de contacto.

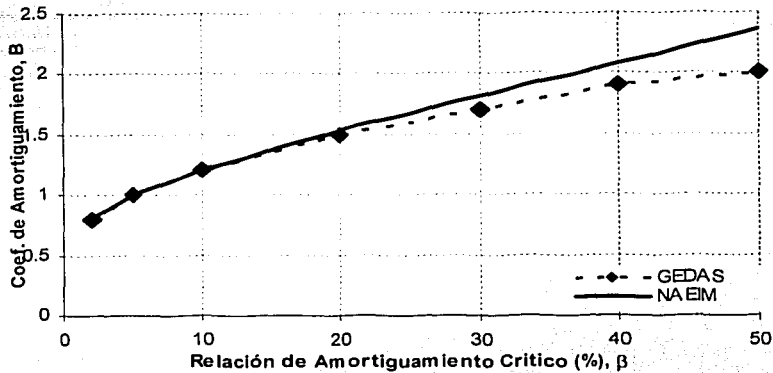


Figura 3.4. Comparación del coeficiente de amortiguamiento según la GEDAS vs Naeim.

La GEDAS, de acuerdo con la especificación AASHTO (Standard Specification, 1996 y 2000) permite cuatro tipos de análisis de puentes con sistemas de aislamiento sísmico: el Método de la Carga Uniforme, Método Unimodal, Método Modal Espectral (Multimodal) y el Método Paso a Paso.

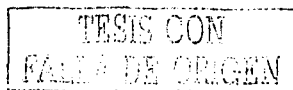
Para el *Método de la Carga Uniforme* la fuerza estática equivalente de diseño, F , está dada por la siguiente expresión:

$$F = C_s \cdot W \quad (3.11)$$

y el coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_s , está dado por la siguiente ecuación, la cual considera la interacción subestructura-aislador.

$$C_s = \frac{k_{eff} \cdot d}{W} \quad (3.12)$$

donde el desplazamiento, d , se muestra en la figura 3.5 y W es el peso de la carga muerta más la carga viva que actúan sobre el aislador.



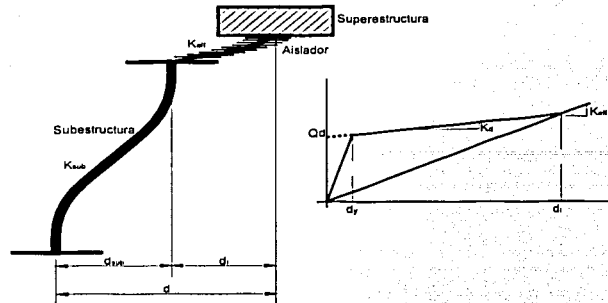


Figura 3.5. Pila y aislador con sus diferentes componentes y modelo bilineal del aislador.

El desplazamiento del tablero puente, d , (en mm), se calcula a partir del periodo efectivo, T_{eff} , del sistema mostrado en la figura 3.5. Este método no es aplicable a suelos Tipo IV, según la Norma AASHTO (Standard Specifications, 1996) o suelos en los que al obtener el espectro de respuesta, las mayores aceleraciones se presentan en periodos grandes y por lo tanto el uso de los aisladores deja de ser efectivo. Las expresiones para d y T_{eff} son las siguientes:

$$d = \frac{250 \cdot A \cdot S_1 \cdot T_{eff}}{B} \quad (3.13)$$

$$T_{eff} = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff} \cdot g}} \quad (3.14)$$

donde:

- A coeficiente de aceleración siempre mayor a 0.1.
- S coeficiente de sitio, no aplicable para suelo Tipo IV según AASHTO.
- T_{eff} periodo efectivo de todo puente con aisladores.

Para determinar el periodo efectivo, T_{eff} , la GEDAS propone la siguiente expresión en la que se considera al sistema subestructura-aislador conectado en serie y simplificando la estructura en un SUGL:

$$K_{eff} = \sum_j \left[\frac{k_{sub} \cdot k_{eff}}{k_{sub} + k_{eff}} \right] = \sum_j K_{effj} \quad (3.15)$$

Para la ecuación 3.13, los valores del coeficiente de amortiguamiento, B, (Fig. 3.4), se presentan en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Valores de coeficiente de amortiguamiento, B.

	Porcentaje de Amortiguamiento crítico						
	≤ 2	5	10	20	30	40	50
B	0.8	1.0	1.2	1.5	1.7	1.9	2.0

El *Método Unimodal* es una extensión del método de la carga uniforme, utilizado para puentes regulares e irregulares que se encuentran ubicados zonas específicas (Román, y Tellez, 2000), y puede ser utilizado para el diseño de puentes con aisladores sísmicos utilizando el coeficiente sísmico, C_S (ecuación 3.12).

De acuerdo con la AASTHO (Standard Specifications, 1996), el Método Modal Espectral puede ser aplicado al diseño de puentes con aislamiento sísmico con las siguientes modificaciones:

- a) Los aisladores sísmicos son modelados considerando la rigidez efectiva determinada con la figura 3.3
- b) Se modifica el espectro de diseño afectándolo por el coeficiente de amortiguamiento B

Además, se recomienda que sólo aquellas ordenadas del espectro de respuesta, de los modos de vibrar en los que influya la presencia de los aisladores, deben ser divididas por el coeficiente de amortiguamiento (figura 3.6); generalmente se recurre a reducir el espectro para los modos mayores al 80% del periodo efectivo, T_{eff} .

En los puentes en los que se concentre un gran porcentaje de los factores de participación modal en los modos de vibrar en los que influya el sistema de aislamiento, se puede apreciar claramente la gran ventaja de utilizar dicho sistema.

La GEDAS recomienda utilizar un *análisis paso a paso no lineal en tres dimensiones* cuando el amortiguamiento equivalente del sistema de aislamiento sea superior a 30 %. Por lo menos se deben considerar tres pares de sismos, cada par debe ser aplicado al modelo simultáneamente. Se puede utilizar el análisis paso a paso no lineal en dos dimensiones sólo cuando el puente sea regular en cuanto a geometría y rigidez.

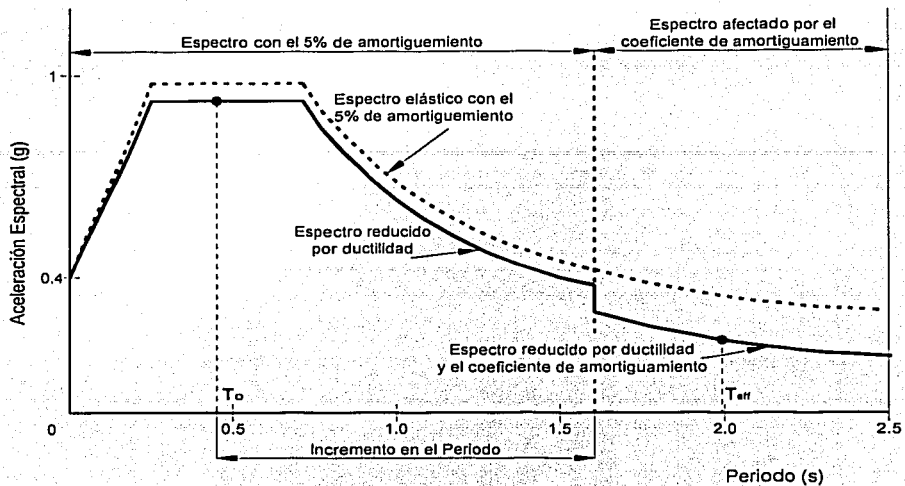


Figura 3.6. Espectro de diseño para un puente aislado

Las características del modelo de cada aislador deben considerar el modelo de comportamiento mostrado en la figura 3.3, el cual se determina a partir de pruebas de laboratorio.

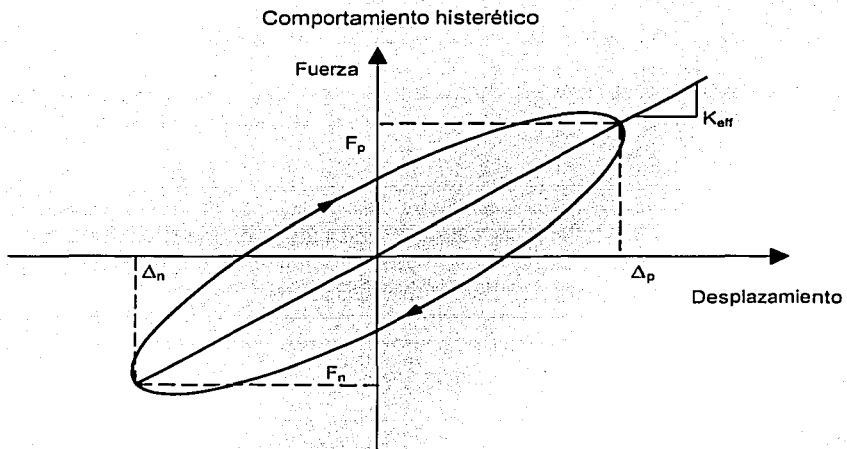
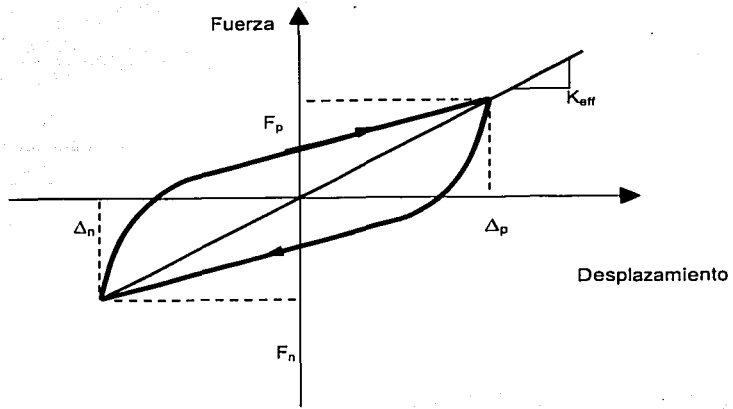
Diversos autores (Priestley, 1996, Williams, 1995, ACI, 1998, Standard Specifications, 1996), presentan recomendaciones sobre la modelación de puentes, haciendo hincapié en la consideración de las conexiones y juntas de calzada, así como en el uso de la técnica del elemento finito como herramienta de análisis.

3.3 DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL AISLADOR

De acuerdo con las especificaciones AASHTO (AASHTO, 2000), las características del sistema de aislamiento están determinadas por:

- (a) la curva fuerza-deflexión en un ciclo completo de carga (Fig. 3.7).
- (b) la rigidez efectiva del aislador, la cual es calculada para cada ciclo como:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Comportamiento viscoelástico

Figura 3.7. Definición de la rigidez efectiva

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$k_{eff} = \frac{F_p - F_n}{\Delta_p - \Delta_n} \quad (3.16)$$

donde:

- Δ_p y Δ_n el máximo desplazamiento positivo y negativo durante la prueba respectivamente
- F_p y F_n la máxima fuerza positiva y negativa, correspondiente a los máximos desplazamientos respectivamente.

(c) la relación del amortiguamiento viscoso equivalente, el cual queda definido como:

$$\beta = \frac{El \text{ \textit{área total EDC}}}{2 \cdot \pi \cdot \sum (k_{eff} \cdot \Delta_i^2)}$$

La Energía Total Disipada se considera como la suma de las áreas de los ciclos histeréticos del aislador en prueba, la que debe ser de carga y descarga llevando al aislador a desplazamientos de 0.1, 0.25, 0.50, 0.75, 1.0 y 1.25 del desplazamiento de diseño del aislador.

Adicionalmente, la GEDAS considera aspectos constructivos de los aisladores más populares, tolerancias geométricas y de servicio en los sistemas de aislamiento, así como requerimientos de instalación y mantenimiento.

CAPÍTULO 4

MODELACIÓN

En este capítulo se describen las características del puente, los componentes de la superestructura, subestructura e infraestructura. Se detalla el proceso de construcción del modelo de barras, se justifican algunas simplificaciones consideradas en el desarrollo del mismo, como la consideración de masas adheridas en los elementos de los cilindros de cimentación, los cuales a su vez fueron modelados por separado con elementos tridimensionales para obtener sus periodos de vibrar, los que también fueron evaluados experimentalmente mediante pruebas de vibración ambiental y forzada, las cuales se describen en el siguiente capítulo.

Se presentan los parámetros que describen el modelo de comportamiento de los aisladores del puente, así como resultados de pruebas en laboratorio realizadas a los mismos. El espectro de diseño del puente y sismos generados artificialmente y registrados se describen en la parte final del capítulo.

4.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL PUENTE

El puente infiernillo II (figura 4.1) se localizará en el estado de Michoacán, servirá para cruzar el vaso de la presa del mismo nombre, sobre la carretera que unirá a la ciudad

de Morelia con el puerto de Lázaro Cárdenas, en el tramo que comprende Nueva Italia – Infiernillo, vía que beneficiara el tráfico de carga entre dicho puerto y el centro del país.

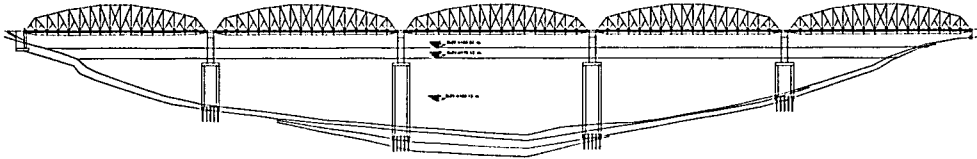
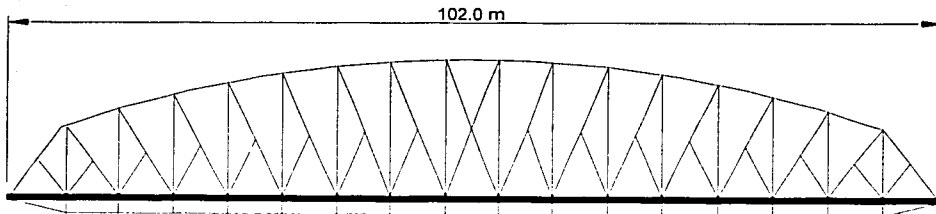
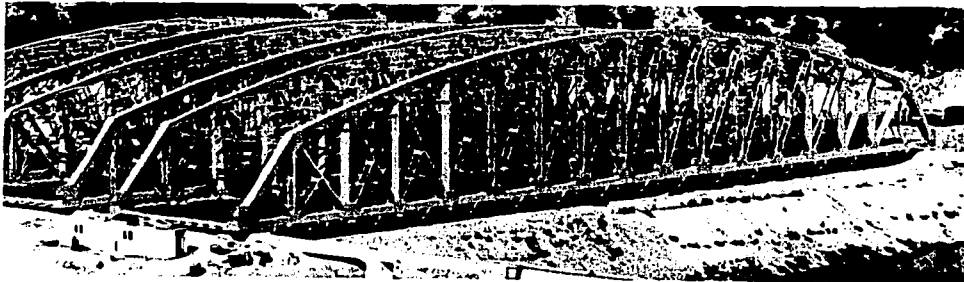


Figura 4.1 Gráfico de la vista general del puente Infiernillo II

El puente tiene una longitud total de 510 m. La superestructura está compuesta por cinco claros simplemente apoyados salvados con armaduras de acero con paso inferior (figura 4.2) de aproximadamente 102 m de longitud y un peso de 1500 t cada una en la etapa de servicio, es decir, se incluyen losa de rodamiento, carpeta asfáltica, parapetos y guarniciones. El puente tendrá un ancho de calzada de 12.0 m y un galibo de 6.5 m en dos carriles de circulación.



(a)

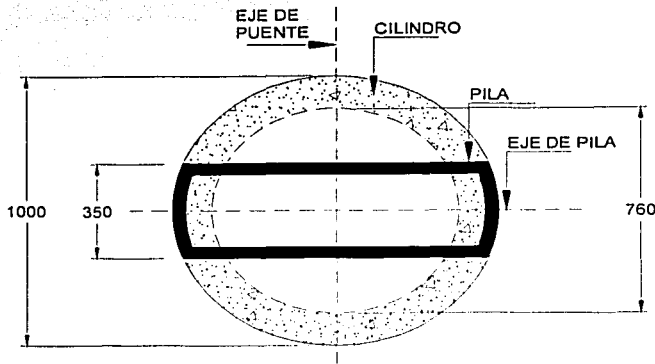


(b)

Figura 4.2 Armadura (a) Geometría lateral (b) Vista de la armadura en embalse

La subestructura (Fig 4.3) estará formada por cuatro pilas, cada una de ellas compuesta por un cilindro de cimentación de concreto reforzado de 8.5 m de diámetro y 1.0 m de espesor en las pilas 2 y 5, y de 10.0 m de diámetro y 1.2 m de espesor en las pilas 3 y 4; sobre cada uno de los cilindros se eleva una columna de concreto denominada pila, de sección cajón de 8.5 m de largo por 3.5 m de ancho y 0.4 m de espesor de 21.50 m de altura incluyendo el cabezal.

El puente tiene un peso total de 24 500 t aproximadamente, distribuidas de acuerdo con la tabla 4.1.



* Cotas en cm

(a)



(b)

Figura 4.3 Subestructura (a) Geometría en planta (b) Pila en su última fase de construcción.

4.2 MODELO MATEMÁTICO

Para analizar el comportamiento de los aisladores en el puente se construyó un modelo de elementos finitos con el programa SAP2000 (Wilson, 2002). La superestructura del puente se modeló mediante la combinación de elementos barra y elementos cascarón (Figura 4.4). Con este modelo se simula el comportamiento de las armaduras, desde el punto de vista de rigidez lateral, vertical y axial, así como el peso y masa de los mismos. Además, cada tramo de superestructura funciona como simplemente apoyado, lo que permite simular la no continuidad en el puente.

Tabla 4.1 Distribución del peso del puente en sus diferentes elementos

ELEMENTO	PESO (t)
SUPERESTRUCTURA	7500
- Armadura	3900
- Losa de concreto	2425
- Asfalto	675
- Guarniciones y otros	500
SUBESTRUCTURA	17000
- Pilas	1350
- Cilindros pilas 2 y 5	3920
- Cilindros pilas 3 y 4	9130
- Cabezales	2600
PESO TOTAL	24500

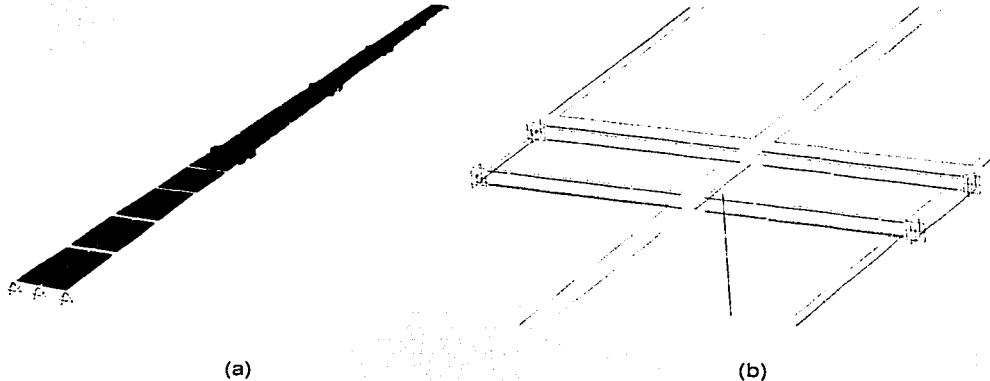


Figura 4.4 Modelación de la superestructura (a) Vista de los 5 tramos (b) Detalle del modelo donde se ubican los aisladores.

La subestructura se modeló utilizando elementos tipo barra de sección circular hueca para simular el cilindro, y de sección cajón para simular la pila (Figura 4.5a). El cabezal de la pila se consideró como una serie de elementos tipo barra se sección rectangular de dimensiones y módulo de elasticidad grandes (para hacerlos muy rígidos), pero carentes de peso y masa, propiedades que fueron inducidas como cargas y masas

concentradas respectivamente, en el punto donde termina la pila, como se observa en la figura 4.5b.

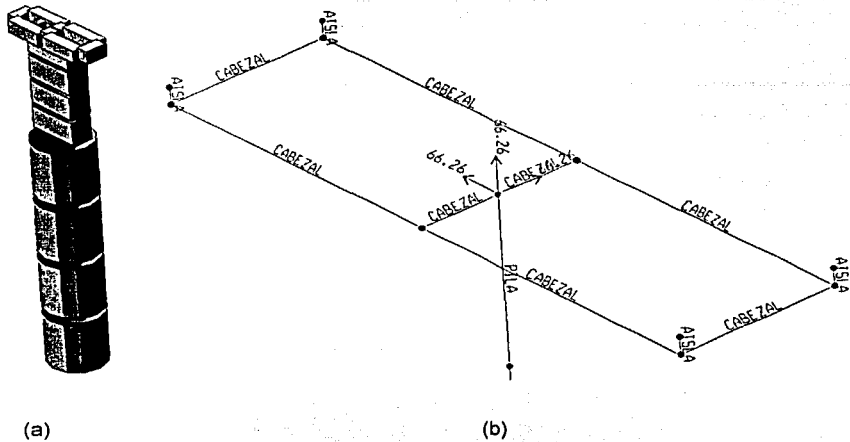


Figura 4.5. Modelación de la subestructura (a) Modelo de una pila (b) Detalle del modelo del cabezal de la pila

De acuerdo al diseño de los cilindros estos tienen tapas en su parte superior e inferior, de 2.0 m y 2.5 m de espesor, respectivamente. Estas tapas no se observan en la figura 4.5a, pero fueron incluidas en el modelo como pesos y masas adicionales. El efecto en el cambio de sección se analizó en modelos que se describirán posteriormente.

Por lo que respecta a los aisladores, estos son modelados con elementos no lineales de comportamiento bilineal similar al descrito en el capítulo 2 y que el programa SAP2000 los incluye de acuerdo a la comparación contra el programa 3D-BASIS-ME hecha por Scheller y Constatinou (1999).

Como se puede observar en la figura 4.1, el puente cruza el embalse de una presa, por lo que una porción de cada una de sus pilas quedan inmersas en el agua, lo cual provoca un aumento en la masa de la estructura. Este efecto fue considerado en el modelo mediante el uso de masas adheridas (m_a), que de acuerdo al EUROCODE (1998), para pilas de sección circular de radio R inmersas en agua con densidad ρ , se puede calcular como:

$$m_a = \rho \cdot \pi \cdot R^2 \quad (4.1)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Las masas adheridas a cada pila del modelo se presentan en la tabla 4.2 y fueron incluidas en el modelo como masas traslacionales en las 3 direcciones (X, Y, Z) en 4 nodos en los que discretizo la parte inundada de las pilas (fig. 4.6).

Tabla 4.2. Masas adheridas

PILA	ALTURA DE LA PILA (m)	ALTURA DEL AGUA (m)	MASA ADHERIDA (t _m)
2	54.13	35.13	203.21
3	74.13	55.13	441.38
4	72.93	59.93	479.81
5	47.33	28.33	163.87

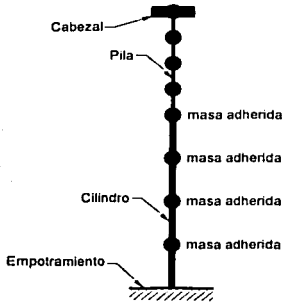


Figura 4.6. Representación gráfica de las masas adheridas a cada pila del modelo.

4.3 MODELO DE CILINDRO TRIDIMENSIONAL

El lecho del embalse está constituido por boleos y arenas con un buen grado de compactación, sin embargo, durante la construcción se presentaron dificultades para desplantar los cilindros. Debido a esta incertidumbre se realizaron pruebas de vibración ambiental y forzada que se comentarán posteriormente. Para verificar los resultados de estas pruebas se elaboraron modelos tridimensionales de cada uno de los cilindros (figs. 4.7 y 4.8), utilizando el programa para análisis por elemento finito Algor® (2002); se determinaron las formas modales y frecuencias de vibrar. A estos modelos se les incluyó el efecto del agua alrededor de ellos, de la forma descrita en el inciso anterior,

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

para comparar su respuesta con mediciones realizadas durante la construcción de los mismos.

El objetivo de los modelos tridimensionales es reflejar lo más fielmente posible las características de los cilindros durante las mediciones. Por este motivo se registró el nivel del agua en el embalse durante la medición de vibraciones en cada uno de los cilindros (Tabla 4.2). En cada uno de los modelos se utilizaron mas de 5000 elementos sólidos con tres distintas propiedades (figura 4.8), ya que en los elementos de la zonas inferior y media se modificó el valor de la masa del material (concreto con $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$) agregando el valor de la densidad del agua alojada cuando no existía el cilindro. Los valores de los periodos obtenidos en los modelos se presentan en la tabla 4.3.

Tabla 4.3. Periodos de vibrar correspondientes al primer modo.

PILA	PERIODO (s)
2	0.31
3	0.51
4	0.55
5	0.22

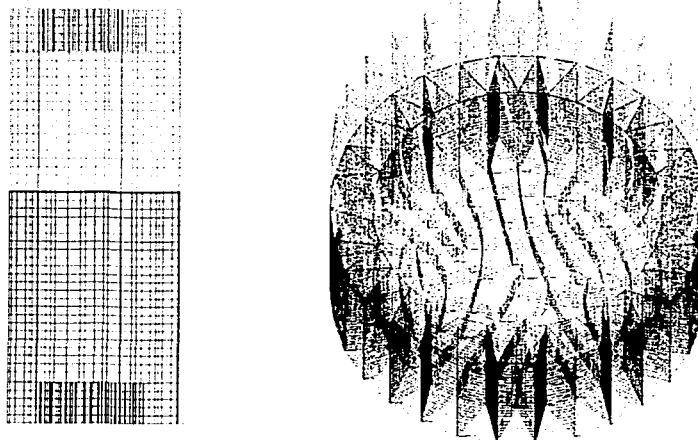


Figura 4.7 Vista frontal y lateral del modelo tridimensional del cilindro de la pila 5.

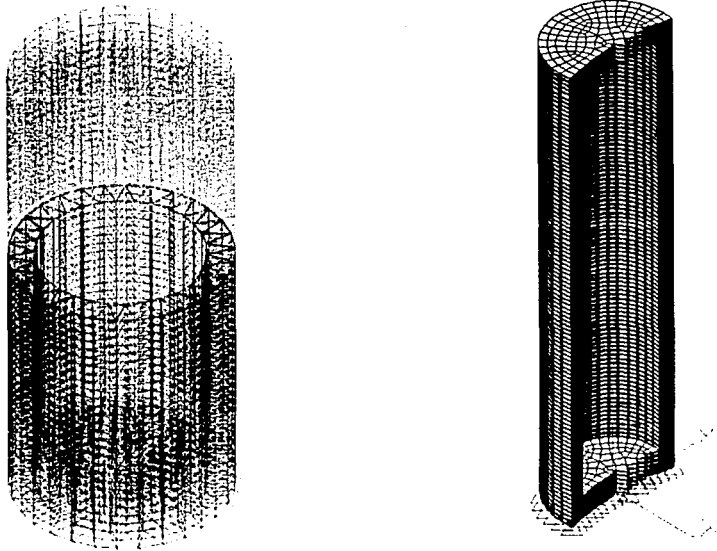


Figura 4.8. Vista general del modelo del cilindro de la pila 2 y un corte del modelo del cilindro de la pila 3.

4.4 MODELO DE COMPORTAMIENTO DE LOS AISLADORES

El sistema de aislamiento multirrotacional deslizante fue el elegido para el puente. Este sistema posee características adecuadas para su uso en puentes, debido a su buen comportamiento ante solicitaciones de servicio, su capacidad de disipar energía durante el sismo y el bajo mantenimiento que necesita. En el puente se decidió colocar sólo aisladores en las pilas, cuatro en cada una, debido a la incertidumbre en la fijación de los cilindros de cimentación; en los estribos se colocaron apoyos convencionales.

El sistema multirrotacional deslizante presenta un comportamiento bilineal, en las dos direcciones ortogonales como se presenta en la figura 4.9.

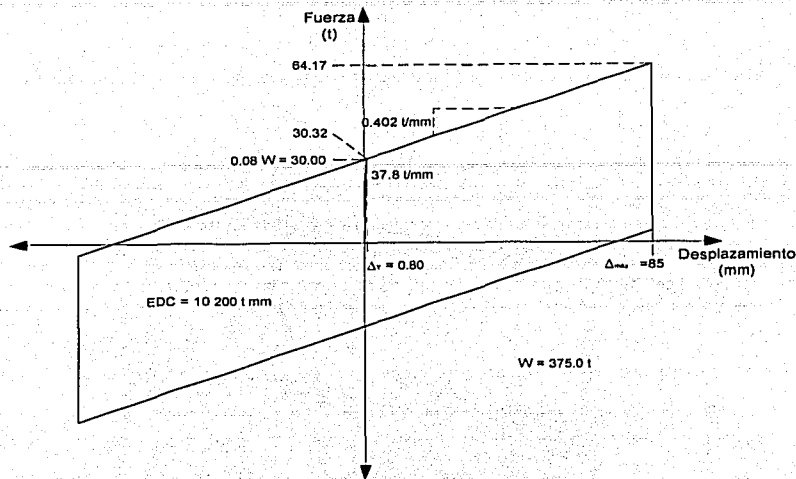


Figura 4.9. Ciclo histerético del aislador utilizado.

De acuerdo con las ecuaciones 3.7 y 3.8, la rigidez efectiva, K_{eff} , y el amortiguamiento equivalente, ξ , resultan:

$$K_{eff} = \frac{64.17 - (-64.17)}{(85) - (-85)} = \frac{128.34}{170} = 0.755 \text{ t/mm} \quad (754.94 \text{ t/m})$$

$$\xi = \frac{2 \cdot 30 \cdot (85 - 0.80)}{\pi \cdot 0.755 \cdot 85^2} = 0.2948$$

Para cumplir con lo especificado en las GEDAS, se realizaron pruebas de laboratorio, las cuales consistieron en someter a los aisladores a varios ciclos con diferentes niveles de desplazamiento. En la figura 4.10 se muestran resultados gráficos de una prueba en la cual uno de los aisladores fue sometido a cinco ciclos de desplazamientos de 85 mm (3.35 plg). Se aprecia la estabilidad de cada uno de los ciclos, así como un comportamiento que corresponde con el presentado en la figura 4.9.

Cuatro de los aisladores fueron sometidos a cinco ciclos completos de carga hasta su desplazamiento de diseño; se evaluó la rigidez efectiva y la energía disipada en cada uno de los ciclos, 20 en total. Los resultados de estas pruebas se muestran en las figuras 4.11 y 4.12. En la primera se aprecia que la rigidez efectiva es superior a la de diseño (línea intermedia) para 50 % de los ciclos medidos y que la desviación estándar

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

(líneas extremas) es de 62.47 t/m. Para el caso de la energía disipada, en el 50 % de los ciclos éste valor fue mayor al de diseño (línea intermedia) y su desviación estándar fue de 1.3 t m.

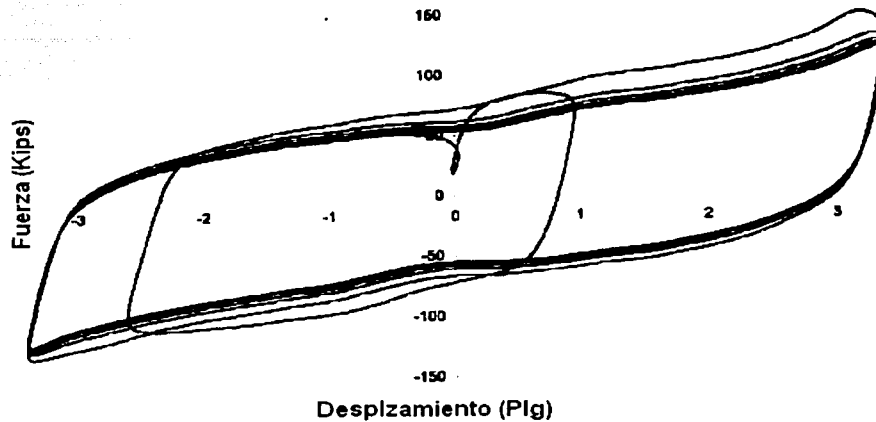


Figura 4.10. Comportamiento histerético observado en un aislador sometido a su desplazamiento de diseño.

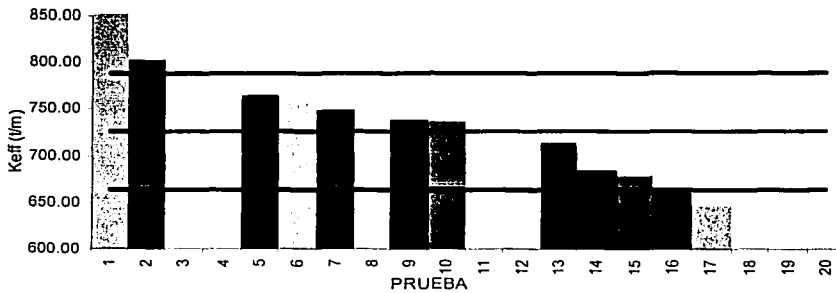


Figura 4.11. Rigideces efectivas obtenidas en 20 ciclos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

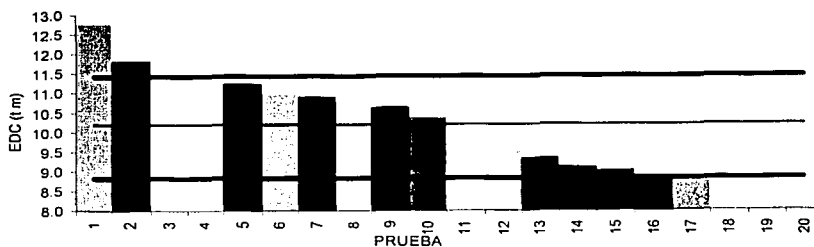


Figura 4.12. Energía disipada registrada en 20 ciclos.

Con base en lo anterior se puede concluir que resulta adecuado modelar a los aisladores como elementos barra con comportamiento bilineal, con los valores mostrados en la figura 4.9.

4.5 ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO

El puente se localiza en una de las zonas de mayor actividad sísmica del país. Los sismos registrados en el lugar son provocados principalmente por la subducción de la Placa de Cocos bajo la Placa de Norteamérica, (Hernández, 2001). En el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1993). Se encontró que la zona sísmica a la que corresponde el sitio es la denominada Zona D. El suelo bajo el puente está constituido por un primer estrato compuesto por arcillas y arenas limosas, subyaciendo a éste un estrato formado por gravas y boleos con cierto grado de compactación. Por lo tanto, de acuerdo dicho manual se considero un suelo Tipo II. El espectro de diseño elástico se muestra en la figura 4.13.

De acuerdo con el inciso 3.3 en el que se recomienda utilizar un factor de reducción, R ó Q , entre 1.5 y 2.5, en el diseño de la subestructura del puente se consideró un valor igual a 2, obteniendo con ello el espectro reducido por ductilidad mostrado en la figura 4.13. Con este valor se asegura un comportamiento casi elástico de los cilindros y las pilas, dejando que los aisladores disipen la mayor parte de la energía que inducirán los sismos. Adicionalmente, la parte del espectro asociada a los periodos en los cuales participan los aisladores, se debe reducir entre el coeficiente de amortiguamiento, B , que corresponda a un amortiguamiento equivalente de 0.29. Dicho coeficiente resultó ser de 2. Finalmente el espectro de diseño considerado para el análisis modal espectral es el mostrado con línea verde en la figura 4.13.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

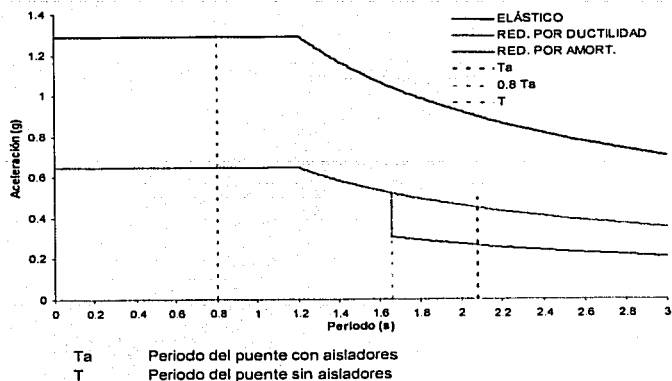


Figura 4.13. Espectro de diseño para zona sísmica D y tipo de suelo II, reducido por ductilidad y por amortiguamiento.

4.6 SISMOS GENERADOS ARTIFICIALMENTE

Por lo que respecta a los análisis dinámicos en el dominio del tiempo, para su realización se requiere de registros sísmicos con características idóneas para el sitio en el que se construirá el puente. De particular importancia es la duración efectiva o la evolución de las propiedades estadísticas (contenido de frecuencias y varianza dependiente del tiempo) del modelo de proceso estocástico con el que se representa el movimiento del terreno. Las propiedades estadísticas son sensibles a la magnitud, distancia de la fuente al sitio y condiciones locales (Rodríguez, et. al, 2002).

En la actualidad se han desarrollado diferentes técnicas para predecir las propiedades de registros de temblores en términos de la magnitud y distancia. En la mayoría de los casos se han utilizado funciones de un solo parámetro (escalares) para estimar la intensidad de los temblores; por ejemplo: aceleración y velocidad máxima del terreno; ordenadas del espectro de respuesta; y ordenadas del espectro de amplitudes de Fourier. Sin embargo, lo que poco se ha estudiado es el problema de definir la duración efectiva del sismo, la evolución de la varianza instantánea y el contenido de frecuencias durante cada evento, en términos de la magnitud y la distancia (Boore y Joyner, 1984).

Puesto que en el sitio en que se construirá el puente no se tienen aparatos de registro sísmico, se recurrió a la simulación de los sismos con base en un modelo de proceso estocástico de las aceleraciones del terreno (Alamilla et al, 2001). Este modelo se

define mediante un conjunto de funciones que describen la evolución de la amplitud y el contenido de frecuencia durante un temblor. La forma de estas funciones y sus parámetros se determinaron con base en la información contenida en 112 registros reales (acelerogramas) obtenidos durante la ocurrencia de 6 temblores en la zona de subducción adyacente a la costa sureste de México. Se utilizaron tres periodos de recurrencia (T_r): 50, 100 y 200 años. Para cada uno de ellos se generaron registros sísmicos (ver Apéndice A) cuyas características principales se presentan en la tabla 4.4.

Tabla 4.4. Características principales de los sismos artificiales.

T_r (años)	IDENTIFICACIÓN	DURACIÓN (s)	ACELERACIÓN MÁXIMA (gal)	ACELERACIÓN MÁXIMA ESPECTRAL (gal)
200	200-1	29.00	436	1577
200	200-2	34.10	367	1095
200	200-3	32.32	497	1526
100	100-1	24.48	206	632
100	100-2	25.12	135	523
100	100-3	20.94	181	585
100	100-4	25.42	235	848
100	100-5	23.96	174	610
100	100-6	33.06	267	775
50	50-1	29.14	72	327
50	50-2	22.42	173	676
50	50-3	24.90	143	406

4.7 SISMOS REGISTRADOS EN EL LUGAR

El punto mas cercano donde se tienen registros de sismos ocurridos es la zona de la cortina de la Presa Infiernillo. Según Hernández, et al. (2001), los sismos registrados en las márgenes de la cortina se caracterizan por una alta densidad de frecuencias que oscila entre periodos de 0.1 s a 2 s (figura 4.14), siendo los eventos del 19 de septiembre de 1985, del 10 de diciembre de 1994, del 11 de enero de 1997 y del 21 de junio de 1999 los más importantes registrados (ver Apéndice B). En la tabla 4.5 se presentan las características principales de 8 sismos registrados en las inmediaciones de la cortina.

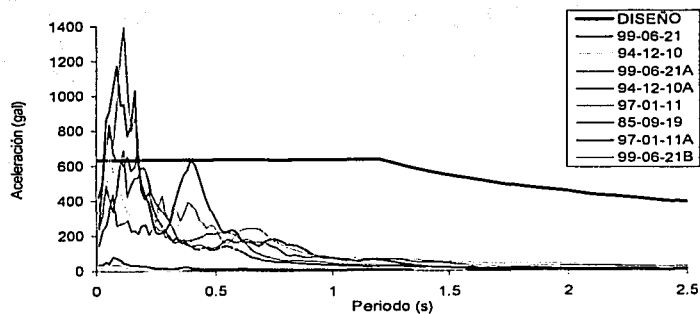


Figura 4.14. Espectro de diseño zona D suelo tipo II y espectros de respuesta ($\xi = 5\%$) de sismos registrados en las inmediaciones de la cortina de la presa infernillo.

Tabla 4.5. Características principales de los sismos registrados.

ID	FECHA	DUR. (s)	ACCE. VERT. (gal)	ACCE. E-W (gal)	ACCE. N-S (gal)	ACCE. ESP. VERT. (gal)	ACCE. ESP. E-W (gal)	ACCE. ESP. N-S (gal)
INMD8509.191	19/09/85	86.73	83.76	99.63	142.63	262.04	41.24	438.53
INMD9412.101	10/12/94	55.79	112.93	221.50	173.22	358.97	694.82	642.11
INMD9906.211	21/06/99	57.24	133.51	140.83	221.04	470.14	444.14	690.92
INMD9412.101	10/12/94	76.71	269.88	376.59	541.20	1057.10	1176.90	38.12
INMI9701.111	11/01/97	93.02	278.97	334.00	450.75	861.90	1400.50	1294.50
INMI9906.111	21/06/99	76.32	224.84	438.81	521.66	22.52	25.79	39.02
INPT9701.111	11/01/97	89.11	190.43	332.62	282.37	50.57	53.79	81.62
INPT9906.211	21/06/99	72.44	205.30	249.76	195.19	737.40	840.24	74.73

TESIS CON
FALSA DE ORIGEN

CAPÍTULO 5

RESULTADOS

En este capítulo se describen los procedimientos de análisis y se presentan los resultados de pruebas de vibración ambiental y forzada efectuados en los cilindros del puente. De las pruebas de vibración ambiental se obtuvieron los periodos de vibrar de cada uno de los cilindros y se comparan con los obtenidos en los modelos tridimensionales, mientras que de las pruebas de vibración forzada se determina el amortiguamiento en cada uno de los cilindros.

En la segunda parte del capítulo se presentan resultados de periodos de vibrar y factores de participación modal del modelo del puente. Del análisis modal espectral, empleando el espectro de diseño descrito en el capítulo anterior, se presentan las respuestas en la base de los cilindros y se resalta la ventaja de utilizar aislamiento sísmico. También se evalúan los cortantes y momentos en la base de los cilindros y el comportamiento de los aisladores, empleando análisis paso a paso no lineales ante cada uno de los registros sísmicos artificiales y registrados, presentados anteriormente. Finalmente se comentan las características que deben cumplir las juntas de expansión en el puente para resistir los desplazamientos a los que estarán sujetas según los sismos utilizados en el análisis.

5.1 PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL EN LOS CILINDROS

El objetivo de estas pruebas fue medir experimentalmente el periodo de vibración de cada uno de los cilindros de cimentación de las pilas del puente. Para ello se procedió a la medición de la vibración provocada por el viento y el oleaje sobre los cilindros. Los registros de las historias de aceleraciones en el dominio del tiempo, se procesaron con técnicas de análisis de señales para generar funciones en el dominio de la frecuencia tales como espectros de potencia y funciones de transferencia (Bendat et al., 1980). Otras dos funciones utilizadas en el proceso, son la de coherencia y la de ángulo de fase. La primera está asociada a la linealidad que existe entre las vibraciones registradas en los diferentes puntos de medición y la segunda nos indica que tan en fase son los movimientos. Un valor de 1.0 en la función de coherencia implica una relación marcadamente lineal entre los movimientos en los dos puntos estudiados, mientras que un valor de 0.0 en la función de ángulo de fase implica que ambos puntos vibran de manera asíncrona. Rodríguez et al. (2002) describen el procedimiento para obtener y procesar los registros tomados.

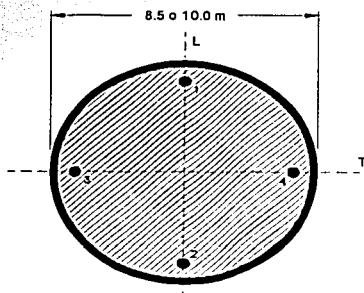


Figura 5.1. Identificación de los puntos de registro en la tapa del cilindro de cada pila.

Para las pruebas se utilizaron dos arreglos de sensores (acelerómetros) cambiando su posición y orientación (figura 5.1). La elección de estos arreglos se hizo de tal forma que se pudieran identificar las frecuencias fundamentales. La figura 5.2 se obtuvo del análisis de las vibraciones laterales en la dirección T, registradas en los puntos 1 y 2 sobre la tapa del cilindro; la figura 5.3 se obtuvo del análisis de las vibraciones laterales en la dirección L, registradas en los puntos 3 y 4 mientras que las figuras 5.4 se obtuvieron del análisis de las vibraciones verticales, registradas en los puntos 1 y 2. Estos esquemas de registro permiten observar diferentes niveles de vibración sobre la tapa del cilindro, mostrar espectralmente si la respuesta dinámica del cilindro es simétrica con respecto a un eje longitudinal e identificar los valores de la frecuencia a los cuales se asocia un alto contenido de energía de vibración o una mayor amplitud

(pico) de la función dibujada. Los valores de los periodos registrados se muestran en la Tabla 5.1, en la que se observa que los valores de las frecuencias en las direcciones L y T no coinciden pero son muy parecidos, con la implicación de que los cilindros de las pilas 3 y 4 son ligeramente más flexibles en la dirección T. Resulta evidente que en la dirección V los cilindros son extremadamente rígidos, ya que las frecuencias son muy altas.

DIRECCIÓN T

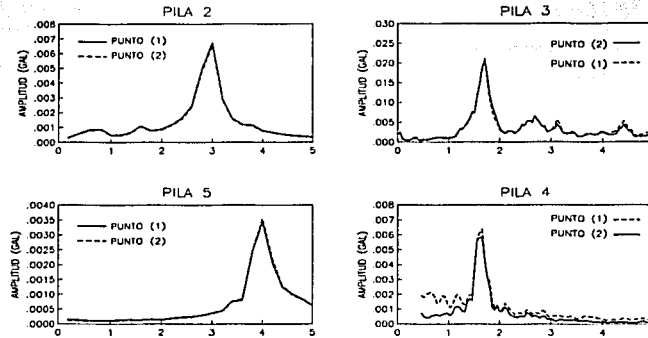


Figura 5.2. Espectros promedio obtenidos de los registros de aceleraciones en los puntos 1 y 2; dirección transversal; cilindros de pilas 2 a 5.

DIRECCIÓN L

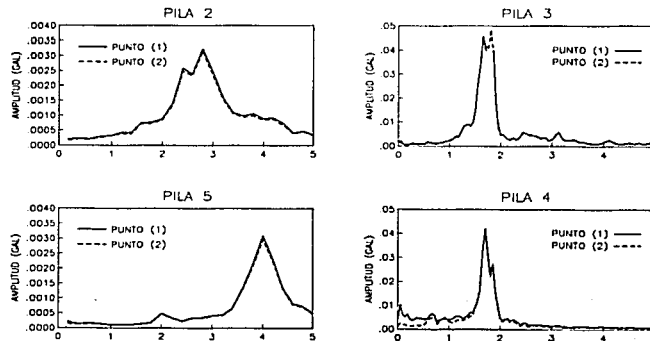
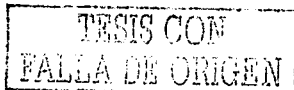


Figura 5.3. Espectros promedio obtenidos de los registros de aceleraciones en los puntos 3 y 4; dirección longitudinal; cilindros de pilas 2 a 5.



DIRECCIÓN V

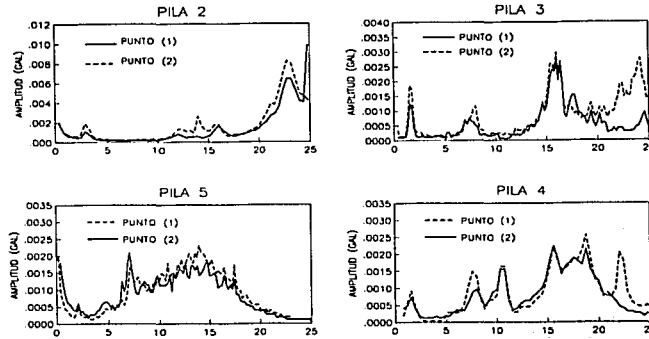


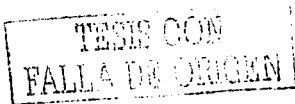
Figura 5.4. Espectros promedio obtenidos de los registros de aceleraciones en los puntos 1 y 2; dirección vertical; cilindros de pilas 2 a 5.

Tabla 5.1. Frecuencias y periodos fundamentales de los cilindros de cimentación de las pilas. Pruebas de vibración ambiental.

APOYO	PRUEBA	DIRECCIÓN L	DIRECCIÓN T	DIRECCIÓN V
PILA 2	Frecuencia (Hz)	2.80	3.00	22.79
	Periodo (s)	0.357	0.333	0.044
PILA 3	Frecuencia (Hz)	1.71	1.68	16.17
	Periodo (s)	0.584	0.595	0.061
PILA 4	Frecuencia (Hz)	1.67	1.62	15.66
	Periodo (s)	0.598	0.617	0.063
PILA 5	Frecuencia (Hz)	4.00	4.00	20-27
	Periodo (s)	0.250	0.250	0.050-0.040

5.2 PRUEBAS DE VIBRACIÓN FORZADA EN LOS CILINDROS

La vibración forzada sobre los cilindros fue inducida mediante el impacto de un remolcador. Los registros de los movimientos inducidos se obtuvieron en los puntos 1 y 2 de la tapa de cada cilindro (figura 5.1) en tres direcciones, longitudinal, transversal y vertical (Rodríguez, et al., 2002).



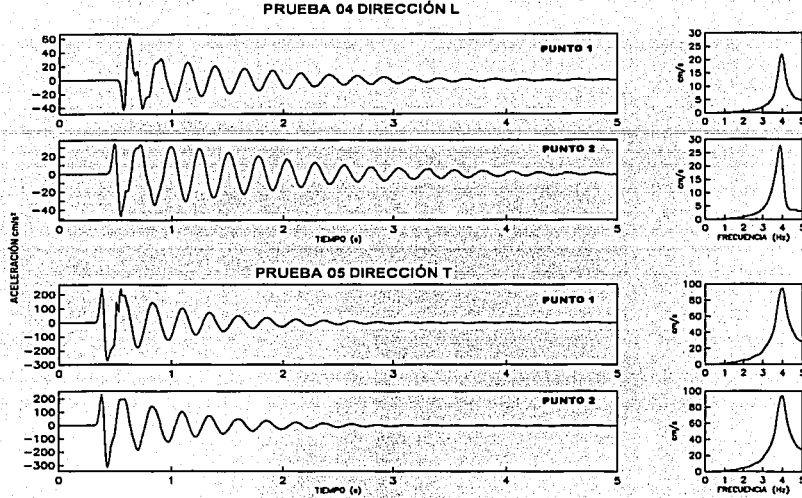


Figura 5.5. Historias de aceleraciones en dirección L y espectros de Fourier. Pruebas de vibración por impacto en cilindro 2.

En las fig 5.5 a 5.6 se muestran algunas de las gráficas obtenidas durante el impacto del remolcador sobre los cilindros 2 y 3, respectivamente. Las gráficas del lado derecho de cada registro representan el espectro de Fourier de las aceleraciones en los cuales también se observan picos como los comentados en relación con las pruebas de vibración ambiental. Con ayuda de los espectros de Fourier también se pueden definir las frecuencias fundamentales, asociadas a los picos de las gráficas de los espectros.

Por lo que respecta al amortiguamiento, en las cuatro gráficas de las dos figuras mencionadas, se observa, particularmente en el primer medio segundo, el impacto del remolcador y después la tendencia del cilindro a recuperar su posición original una vez que pasó el efecto de la carga dinámica o impacto. También se aprecia la similitud de las señales registradas, así como las diferentes zonas de "jorobas" o valores máximos de las oscilaciones producidas. Estos efectos son lo que se utilizan para calcular el amortiguamiento.

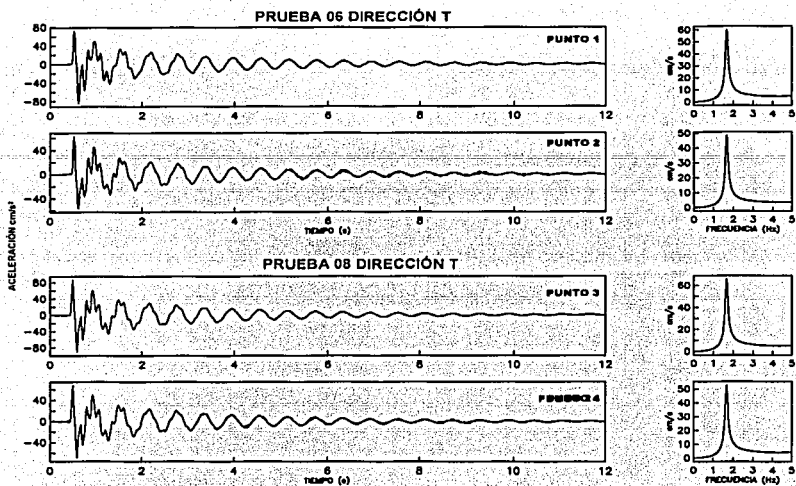


Figura 5.6. Historias de aceleraciones en dirección T y espectros de Fourier. Pruebas de vibración por impacto en cilindro 3.

A partir de las mediciones descritas, las fracciones de amortiguamiento crítico del cilindro se calcularon con el método del decremento logarítmico (Chopra, 1995), en el cual la fracción de amortiguamiento se calcula a partir del decaimiento de las oscilaciones libres (figura 5.7), mediante la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \ln \left(\frac{A_m}{A_{m+1}} \right) \quad 5.1$$

en donde A_m y A_{m+1} representan la semi-amplitud de las oscilaciones m y $m + 1$, respectivamente. Por oscilaciones se entiende una historia de velocidades, desplazamientos o aceleraciones, como es el caso de las que se registraron en las pruebas.

Este método es aplicable al cálculo de fracciones bajas de amortiguamiento, siempre que las amplitudes de las vibraciones no decaigan rápidamente y se haga un adecuado procesamiento de los datos. Se debe tener un cuidado especial al inducir la vibración de manera que no se exciten varios modos simultáneamente.

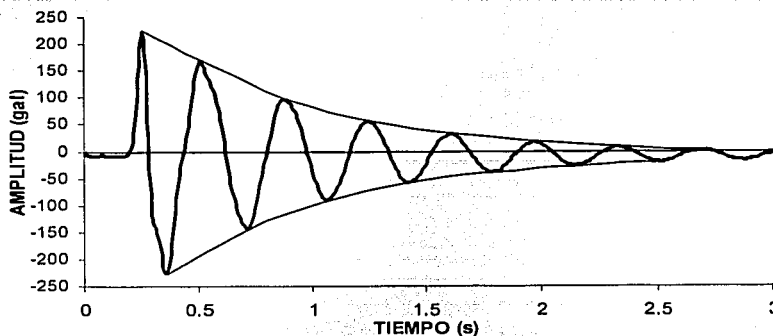


Figura 5.7. Decremento de una señal debida a amortiguamiento viscoso.

En la tabla 5.2 se muestran los amortiguamientos calculados para algunas de las señales generadas durante las pruebas, así como los valores de las frecuencias identificadas. En la primera columna se muestra la señal o registro de aceleraciones; en la segunda columna se presenta el valor de δ calculado con la ecuación 5.1, sin dividir entre 2π , en la tercera columna se muestra el valor de la frecuencia fundamental promedio calculada con la información entre picos o jorobas de las historias, y por último en la última columna se muestra el valor del amortiguamiento, resultado de dividir los valores de la columna 2 entre 2π . Se muestran los resultados calculados con los picos tanto por arriba del eje horizontal (positivos) como por debajo (negativos).

Tabla 5.2 Frecuencias promedio y amortiguamientos calculados de los cilindros de cimentación de las pilas. Pruebas de vibración forzada.

PILA 2			
Señal	Decremento logarítmico	Frecuencia promedio (Hz)	Amortiguamiento
Valores máximos positivos			
PIL05T14A	0.62376	2.85714	0.0993
PIL05T15A	0.66705	2.90698	0.1062
PIL06L14A	0.41807	3.00231	0.0665
PIL06L15A	0.49161	3.125	0.0782
Valores máximos negativos			
PIL05T14A	0.40336	2.7907	0.0642
PIL05T15A	0.39714	2.8169	0.0632
PIL06L14A	0.51115	2.96804	0.0814
PIL06L15A	0.65824	3.07692	0.1048

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 5.2. Frecuencias promedio y amortiguamientos calculados de los cilindros de cimentación de las pilas. Pruebas de vibración forzada (Continuación).

PILA 3			
Señal	Decremento logarítmico	Frecuencia promedio (Hz)	Amortiguamiento
Valores máximos positivos			
PILA3T1	0.27047	1.97	0.0430
Valores máximos negativos			
PILA3T1	0.04640	1.99	0.0464
PILA 4			
Señal	Decremento logarítmico	Frecuencia promedio (Hz)	Amortiguamiento
Valores máximos positivos			
PILA4L1	0.44335	1.695	0.0706
PILA4L2	0.32676	1.765	0.0520
PILA4T1	0.24545	1.604	0.0391
PILA4T2	0.26999	1.600	0.0430
PILA4T3	0.27513	1.590	0.0438
Valores máximos negativos			
PILA4L1	0.36394	1.754	0.0579
PILA4L2	0.27840	1.802	0.0433
PILA4T1	0.27419	1.606	0.0436
PILA4T2	0.26587	1.613	0.0423
PILA4T3	0.47475	1.602	0.0437
PILA 5			
Señal	Decremento logarítmico	Frecuencia promedio (Hz)	Amortiguamiento
Valores máximos positivos			
PILA51L	0.34386	3.90625	0.0547
PILA51T	0.54833	3.90625	0.0873
PILA52L	0.41372	3.9548	0.0658
PILA52T	0.58984	3.3557	0.0939
Valores máximos negativos			
PILA51L	0.15597	3.93013	0.0248
PILA51T	0.29887	3.93701	0.0476
PILA52L	0.18007	3.93258	0.0287
PILA52T	0.33922	3.96825	0.0540

Se aprecia en la tabla 5.2 que en la mayoría de los casos el valor del amortiguamiento es mayor (valores mínimos de 4% y máximos del 10%) que lo que se supone normalmente para las estructuras, del orden del 5%. Este efecto se debe al hecho de que el cilindro, en buena parte de su altura, se encuentra inmerso en el agua de la

presa. Estos valores mayores de amortiguamiento ayudarán a mejorar la respuesta de la estructura ante un sismo.

Los valores identificados de las frecuencias se compararon con los obtenidos del análisis de un modelo de elementos finitos (tabla 4.3) en el cual se tomó en cuenta la masa adherida de agua que vibra en conjunto con el cilindro. En el modelo se supuso una condición de empotramiento perfecto en su base (Figura 5.8). El análisis por computadora de la vibración libre lateral del modelo muestra que el cilindro tiene propiedades de vibración similares a las calculadas experimentalmente; la diferencia es el orden del 12%, por lo que se podría asumir que la fijación en su base es adecuada. Estas diferencias eran de esperarse ya que en realidad la fijación del cilindro se logra mediante las pilas coladas por sus paredes y por el tapón inferior y no por un empotramiento. El hecho de que el valor experimental del periodo sea mayor que el analítico, indica que el cilindro realmente es ligeramente más flexible.

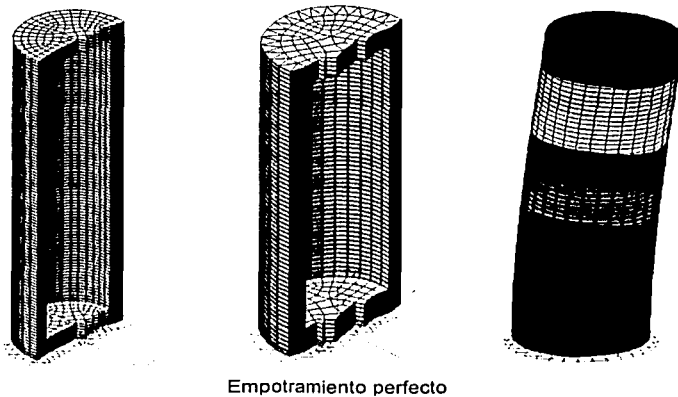


Figura 5.8. Detalle del modelo tridimensional del cilindro y configuración del primer modo de vibrar.

5.3 PROPIEDADES DINÁMICAS

La primera propiedad evaluada en el modelo del puente fue su periodo de vibración, el cual fue aumentado de acuerdo con la refinación del modelo (Figura 5.8), mediante la inclusión de más elementos y modificando algunas de sus características. El modelo 1 representa al puente en condiciones normales, es decir, sin estar inmerso en el embalse de la presa y con apoyos convencionales. En el modelo 2 se consideró el

efecto del agua alrededor de la subestructura y finalmente en el modelo 3 se agregan los aisladores; ésta es la condición en la que estará en servicio el puente. Se observa claramente que el periodo del puente aumentó casi tres veces su magnitud debido a la flexibilidad que proporcionan los aisladores,

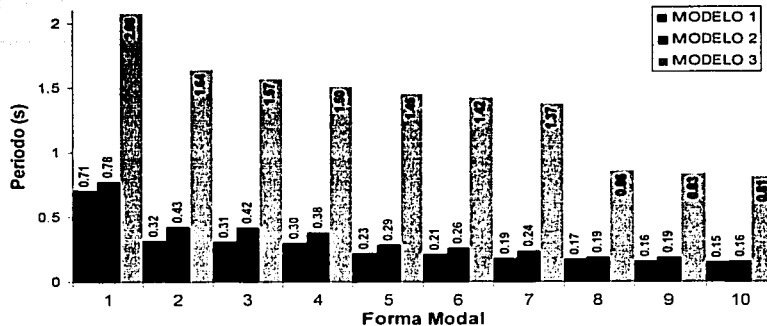


Figura 5.9. Primeros diez periodos de vibrar de los tres modelos del puente.

Para el modelo definitivo del puente se consideraron los primeros 50 modos de vibrar, esto debido a que la suma de los factores de participación modal hasta éste modo (figura 5.10), acumula alrededor del 90 % para las direcciones horizontales (X y Y) y un 85 % para la dirección vertical.

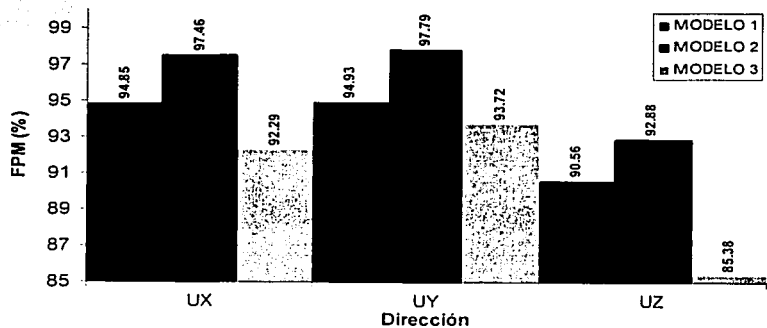


Figura 5.10. Factores de participación modal (en %) en tres direcciones ortogonales de los modelos; se consideraron los 50 primeros modos de vibrar.

En los resultados de los análisis que se presentarán a continuación los modelos evaluados fueron el modelo 2 (sin aisladores) y modelo 3 (modelo con aisladores).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.4 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

En esta etapa del análisis se demuestra la eficiencia del sistema de aislamiento. Los espectros de diseño utilizados fueron los mostrados en la figura 4.13: el reducido por ductilidad para el modelo 2 y el reducido por ductilidad y amortiguamiento para el modelo 3. En ellos se evaluaron dos respuestas: cortante y momento en la base (figura 5.11a) y en el cabezal de las pilas (figura 5.11b).

Se consideró que el espectro actúa 100 % en la dirección longitudinal más 30 % en dirección transversal para el caso del cortante longitudinal y momento transversal, mientras que para el cortante transversal y el momento longitudinal se combinó el 100 % del espectro en dirección transversal más 30 % en dirección longitudinal. El criterio de combinación modal utilizado fue el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas de cada modo.

En la figura 5.11 se puede observar que para el caso del modelo sin aisladores, el cortante que trasmite la superestructura al cabezal representa alrededor del 50 % del cortante en la base de las pilas, con excepción del cortante transversal de la pila 5, en donde influye la condición de apoyo del estribo 6 (apoyo móvil), mientras que para el modelo con aisladores, ésta relación de fuerza cortante transmitida por la superestructura a la base de la pila representa alrededor del 70 %. Obteniendo finalmente una reducción del 40 % en la fuerza cortante en la base por el uso de aisladores (figura 5.10a). Para el caso del momento la reducción es menor y en algunos como el del momento transversal, ésta no existe, pero este caso queda cubierto ya que el momento de diseño es menor al momento longitudinal y por la geometría del cilindro la resistencia es la misma en ambas direcciones.

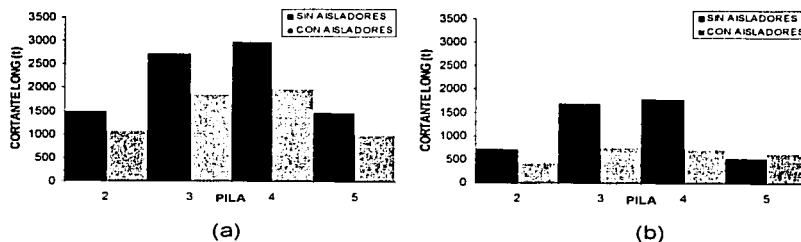


Figura 5.11. Elementos mecánicos en (a) la base de la pila y (b) el cabezal, para modelos 2 y 3. Análisis modal espectral.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

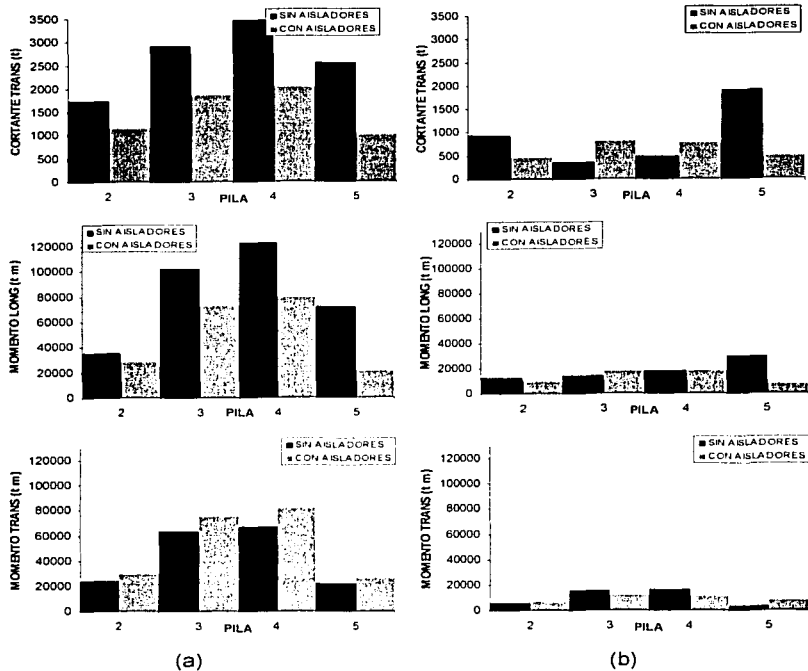


Figura 5.11. Elementos mecánicos en (a) la base de la pila y (b) el cabezal, para modelos 2 y 3. Análisis modal espectral (Continuación).

5.5 ANÁLISIS PASO A PASO NO LINEAL

5.5.1 RESPUESTA EN LA BASE DE LAS PILAS

Para realizar éste análisis se consideró que la subestructura y la superestructura del puente se comportaban linealmente y los aisladores serían los únicos elementos con comportamiento no lineal. Para considerar el aumento del amortiguamiento debido al agua alrededor de los cilindros se decidió tomar un 6 % de amortiguamiento para todos los modos de vibrar, de acuerdo con los resultados obtenidos de las pruebas de vibración forzada. Cuando el puente esté construido en su totalidad el amortiguamiento y los periodos de vibración se podrán medir mediante pruebas de vibración forzada o ambiental.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El modelo se sometió a la acción de los 20 sismos mostrados en los incisos 4.6 y 4.7. Los sismos artificiales se consideraron en dos fases de la evaluación del comportamiento del puente; la primera, a la que corresponden los 9 sismos con periodo de retorno de 200 años, representa una condición de máxima demanda, en la cual el puente y los aisladores estarían sometidos a toda su capacidad de respuesta e inclusive rebasarían la misma; y la segunda fase, a la que corresponden los 3 sismos restantes representan condiciones de servicio (Figura 5.12a). Estos sismos poseen diferentes características espectrales.

Los 8 sismos registrados en las inmediaciones de la cortina de la presa (figura 5.12b) sirvieron como referencia y para comparar resultados con los sismos artificiales. Para el caso de éstos últimos se consideró que el sismo actuaba en su totalidad en una dirección y que en dirección ortogonal actuaba el 30 % del mismo, repitiendo el mismo proceso para las dos direcciones ortogonales.

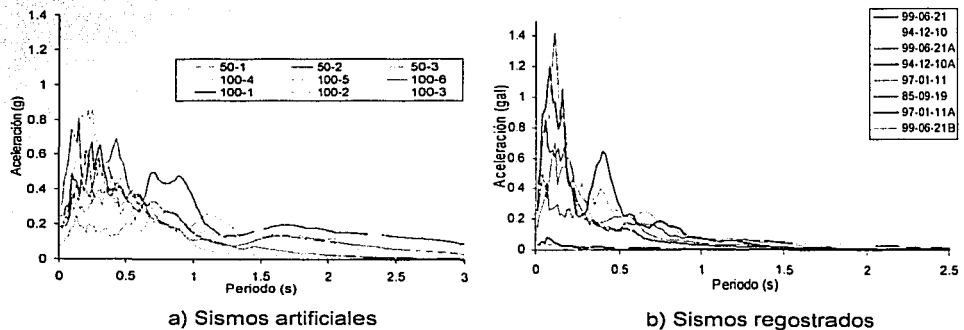


Figura 5.12. Espectros de respuesta ($\xi = 5\%$) para: (a) sismos artificiales con TR de 100 y 50 años y (b) sismos registrados cerca de la cortina de la presa.

En las figuras 5.13 a 5.20 se presentan las respuestas del modelo, sujeto a los 20 sismos, en términos de fuerzas cortantes y momentos flexionantes en la base de las pilas. La respuesta de cortante máxima en dirección X y Y para el sismo más demandante (200-3) resultó casi de la misma magnitud que para el análisis espectral, mientras que para el caso del momento flexionante la respuesta en éste análisis resultó un 10% menor a la obtenida en el análisis modal espectral, esto se debe a la combinación del contenido de frecuencias del sismo con los factores de participación modal.

En la mayor parte de las respuestas las pilas 3 y 4 reciben las mayores solicitaciones, con algunas excepciones para los sismos 100-5, 100-6, 50-1, 50-2 y 50-3, donde la pila 5 es la más demandada, ésta situación es motivada por la configuración modal

asociada al primer modo de vibrar, en la cual la pila 5 se deforma en dirección longitudinal por no existir restricción en esta dirección en el estribo 6. Esta situación se presenta para el sismo 21-06-99a (sismo registrado) en las figuras 5.17 y 5.20. Para el resto de los casos de los sismos registrados las respuestas son similares que en el caso espectral.

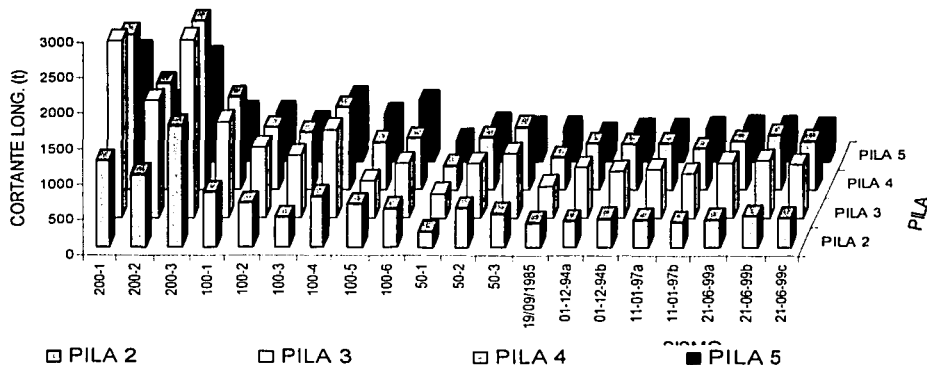


Figura 5.13. Fuerza cortante longitudinal por sismo en dirección longitudinal al eje del puente.

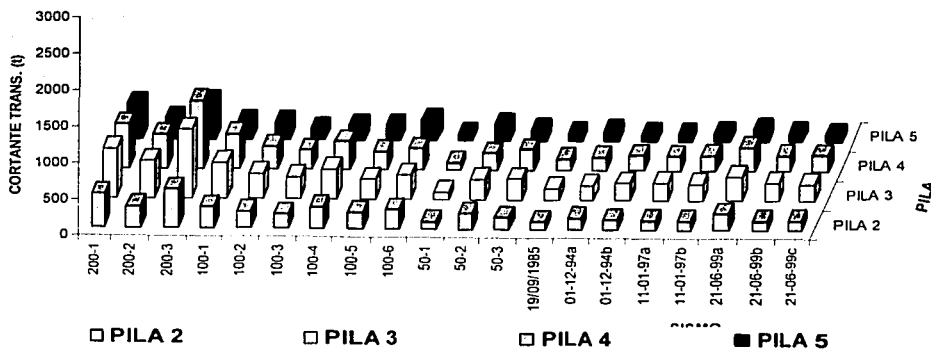


Figura 5.14. Fuerza cortante transversal por sismo en dirección longitudinal al eje del puente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

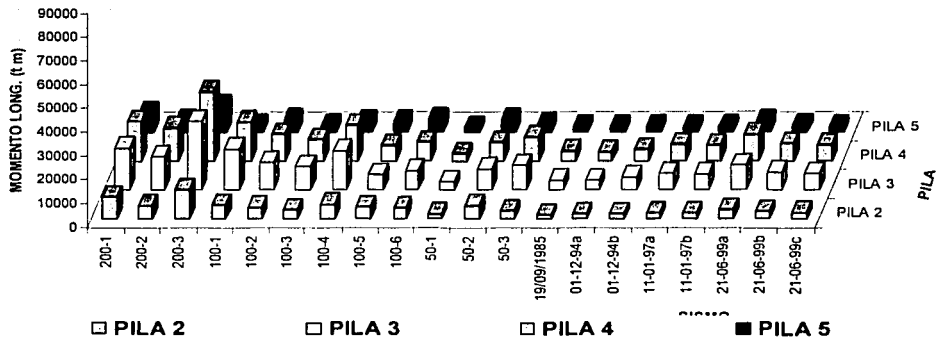


Figura 5.15. Momento flexionante longitudinal por sismo en dirección longitudinal al eje del puente.

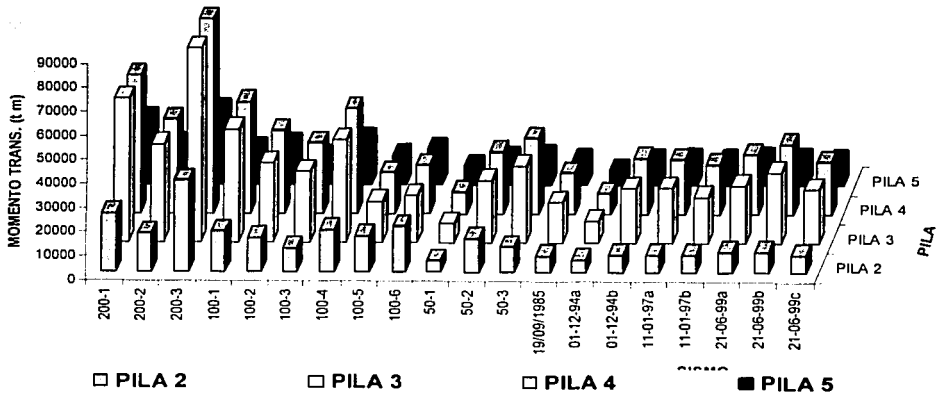


Figura 5.16. Momento flexionante transversal por sismo en dirección longitudinal al eje del puente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

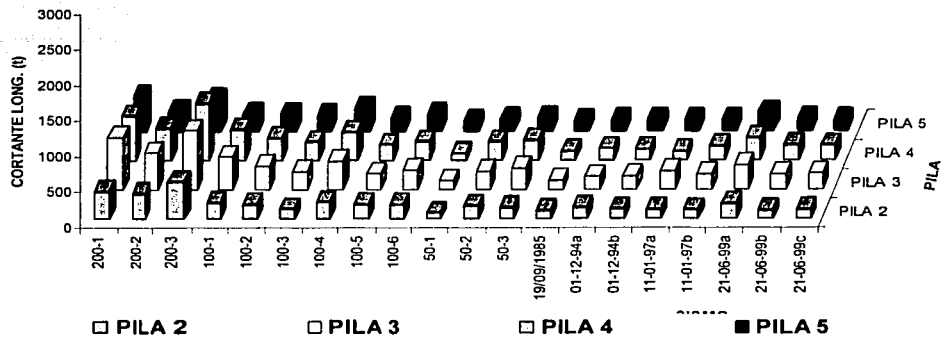


Figura 5.17. Fuerza cortante longitudinal por sismo en dirección transversal al eje del puente.

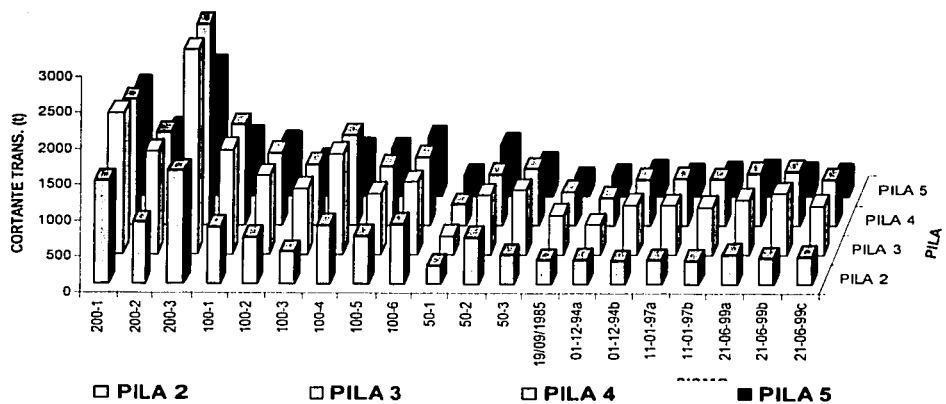


Figura 5.18. Fuerza cortante transversal por sismo en dirección transversal al eje del puente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

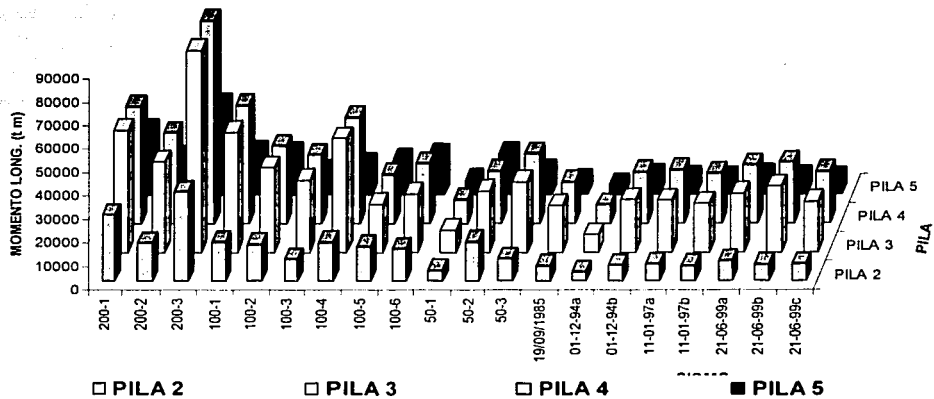


Figura 5.19. Momento flexionante longitudinal por sismo en dirección transversal al eje del puente.

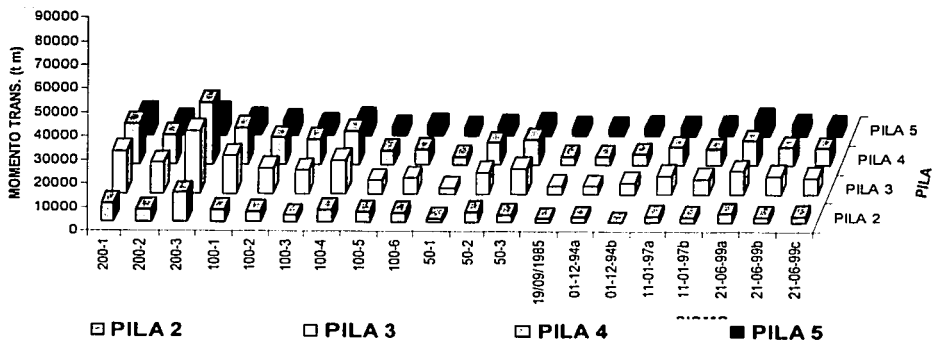


Figura 5.20. Momento flexionante transversal por sismo en dirección transversal al eje del puente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.5.2 RESPUESTA EN LOS AISLADORES

La distribución de los 16 aisladores en las pilas del puente se presenta en la figura 5.21. Debido a que el cabezal posee una gran rigidez, el comportamiento de los aisladores es casi simétrico con respecto a los ejes longitudinal y transversal de cada cabezal, es decir, tomando como ejemplo la pila 2, los aisladores 1 y 4 presentan un comportamiento muy parecido, por lo que a partir de aquí sólo se hará referencia a los aisladores 1, 2, 5, 6, 9, 10, 13 y 14.

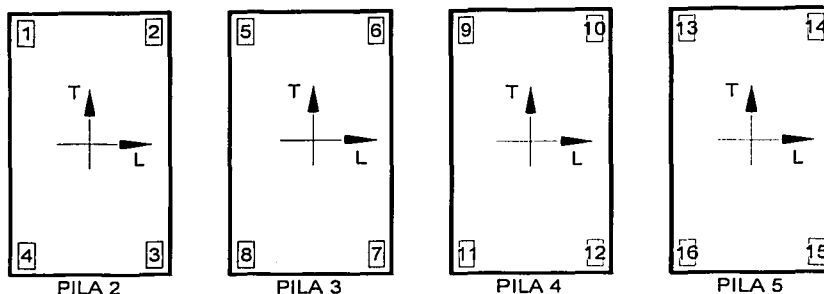


Figura 5.21. Distribución geométrica de los aisladores los cabezales.

En la figura 5.22 se presentan los ciclos histéreticos correspondientes al sismo 100-4. Los ciclos en la columna izquierda representan la respuesta del aislador ante el sismo longitudinal y los de la columna derecha al sismo transversal. La respuesta es lógica: la energía disipada (el área interior de cada ciclo) por los aisladores de las pilas más cortas (pila 2 y 5) es mucho menor que la de los aisladores de las pilas largas (3 y 4), con excepción del aislador 14, en el cual la energía disipada en la dirección longitudinal es mucho mayor que en el otro sentido. Esto es provocado nuevamente por las condiciones de apoyo en los estribos; este aislador es el único que presenta asimetría en la amplitud de los ciclos. Para el caso de los aisladores de las pilas cortas situados en el claro que va a las pilas largas (2 y 13), estos presentan ciclos más amplios que los aisladores situados en las pilas largas (5 y 10).

Los aisladores 6 y 9 son los que desarrollan los ciclos más amplios, su desplazamiento esta cerca de los 85 mm para los que aislador fue diseñado. Por ello, en el caso (poco probable) de que algún sismo demande más de los 85 mm de desplazamiento permitido por el aislador, se han diseñado los topes sísmicos para resistir dicha carga.

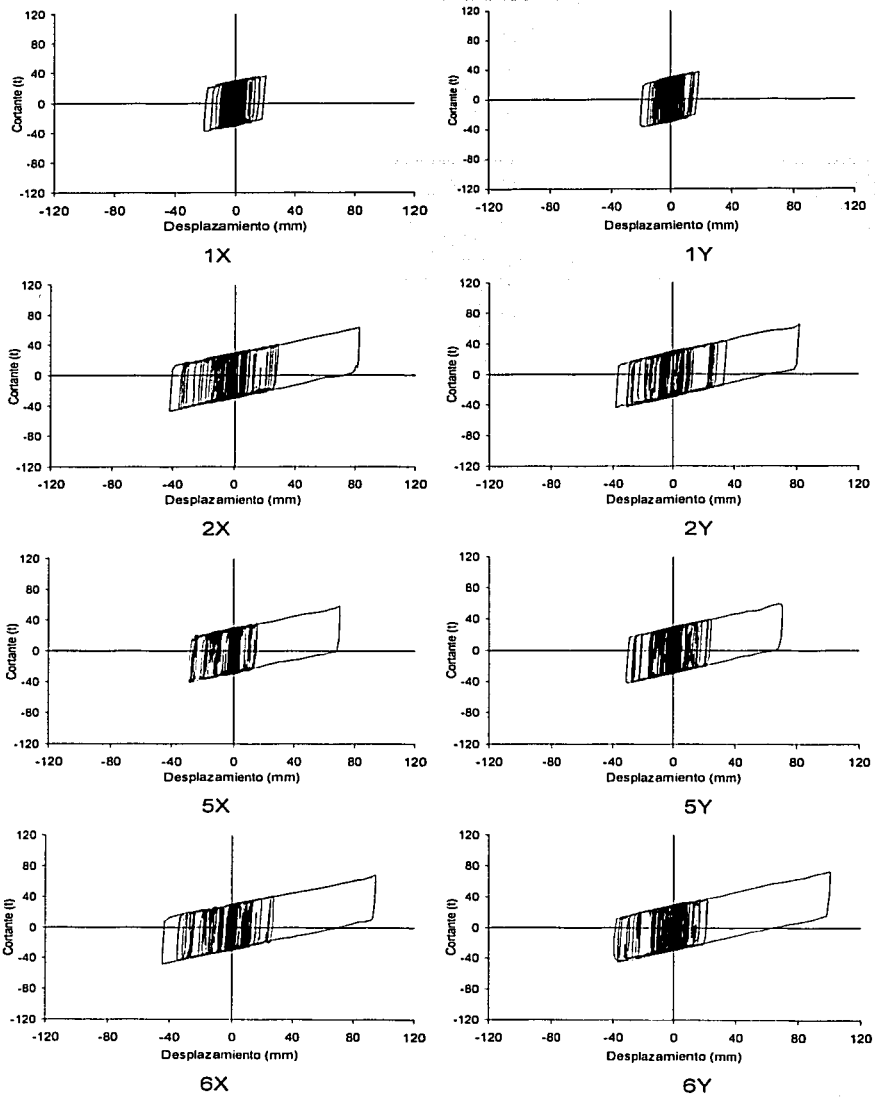
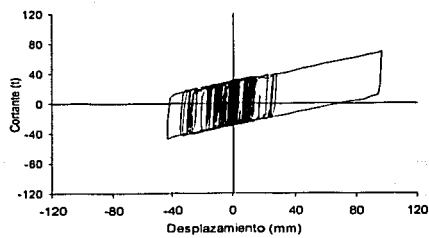
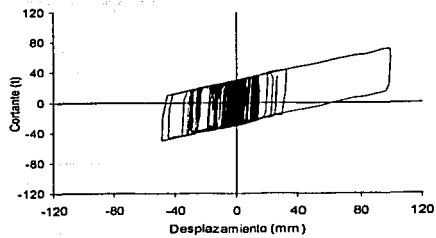


Figura 5.22. Ciclos histéricos de todos los aisladores del puente ante el sismo 100-4.

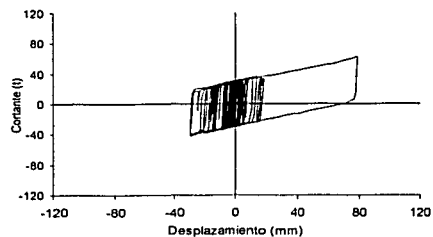
TRABAJO CON
FALLA DE ORIGEN



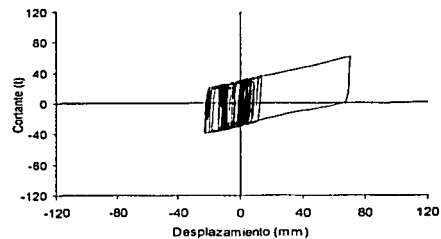
9X



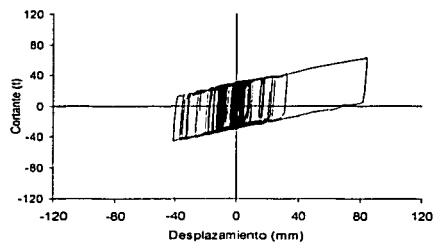
9Y



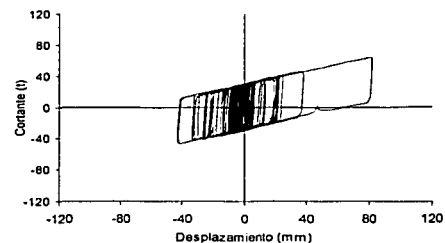
10X



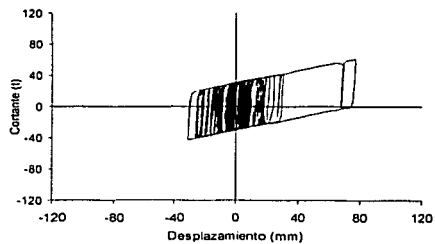
10Y



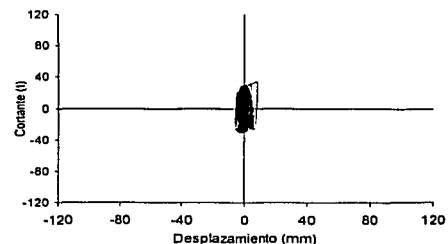
13X



13Y



14X



14Y

Figura 5.22. Ciclos histéricos de todos los aisladores del puente ante el sismo 100-4 (continuación).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Una de las características principales de los sistemas de aislamiento, es el desacoplar la respuesta de la superestructura con respecto a la subestructura. En la figura 5.23 se pretende representar esta característica graficando en el sentido de las abscisas el desplazamiento del nudo inferior del aislador y en las ordenadas el desplazamiento del nudo superior. Cuando los nodos se mueven cada uno en forma independiente (desacoplados), la gráfica tiende a extenderse y presentar gran amplitud (caso del aislador de la pila 4), mientras que cuando el desacoplamiento no es muy grande esta curva se tiende a concentrar en una región más pequeña (caso del aislador de la pila 2).

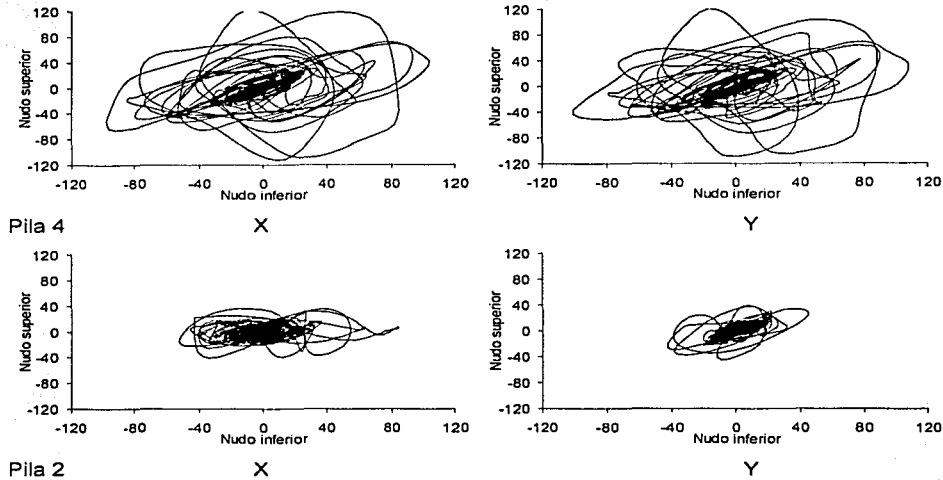


Figura 5.23. Desacoplamiento entre los nodos superior e inferior de dos aisladores.

Otra forma de poder observar el rendimiento de los aisladores es graficando la relación del desplazamiento inferior del aislador respecto al desplazamiento superior (figura 5.24). De esta forma, cuando se tiene un apoyo con gran rigidez lateral, como el caso de los apoyos convencionales (figura 5.24a) los valores de esta relación estarán cercanos a la unidad, mientras que para el caso de un aislador la relación será diferente a la unidad (figura 5.24b). El caso presentado en la figura antes mencionada pertenece a un aislador de la pila 4, en donde se observa que la diferencia entre los desplazamientos entre los nudos en la mayoría de los casos es del orden de 100 veces. El presentar la gráfica en escala semilogarítmica es para poder observar a la misma escala las relaciones menores y mayores a uno.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

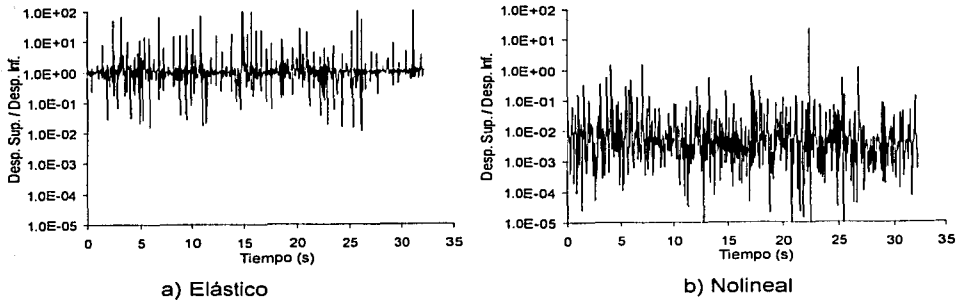


Figura 5.24. Relación de desacoplamiento entre los nodos superior e inferior de un aislador de la pila 4.

5.6 CARACTERÍSTICAS DE LAS JUNTAS DE CALZADA

Un aspecto poco difundido pero muy importante cuando se diseñan puentes con aisladores sísmicos son las juntas de calzada. Generalmente estos dispositivos son utilizados para absorber las deformaciones debidas a temperatura, acortamiento elástico y flujo plástico en el caso de estructuras de concreto (Lee D. J., 2000 y Ramberger, 2000), por lo que generalmente son diseñadas para trabajar solo en el sentido longitudinal del puente, limitando el desplazamiento lateral a movimientos muy pequeños. En el caso de éste estudio, las juntas deberían ser capaces de soportar deformaciones del doble de las que permite el aislador (170 mm) en ambos sentidos. Sin embargo, esto solo puede suceder en el caso de que cada par de nodos de una aislador se muevan a su máxima capacidad en direcciones contrarias, lo cual es poco probable que ocurra.

En el caso de las juntas denominadas sísmicas, estas se componen generalmente por rieles transversales al puente, unidos entre sí por una banda de neopreno para permitir el desplazamiento en el sentido longitudinal, vertical y rotaciones en los tres sentidos, mientras que el desplazamiento transversal está dado por un canal el cual está unido de un lado a la superestructura y a un patín al final de los rieles.

En la figura 5.25 se presentan los valores absolutos de los desplazamientos relativos, tanto longitudinales como transversales entre los nodos adyacentes a las juntas consideradas en el modelo bajo la acción del sismo mas demandante (200-3). Se observa en esta figura lo que el utilizar juntas que soporten movimientos de hasta 120 mm en ambos sentidos garantizarán un comportamiento adecuado de los aisladores.

Cabe señalar que las juntas de calzada poseen características de rigidez y amortiguamiento, por lo que se convierten en otro mecanismo de disipación energía, el cual debe ser estudiado como tal.

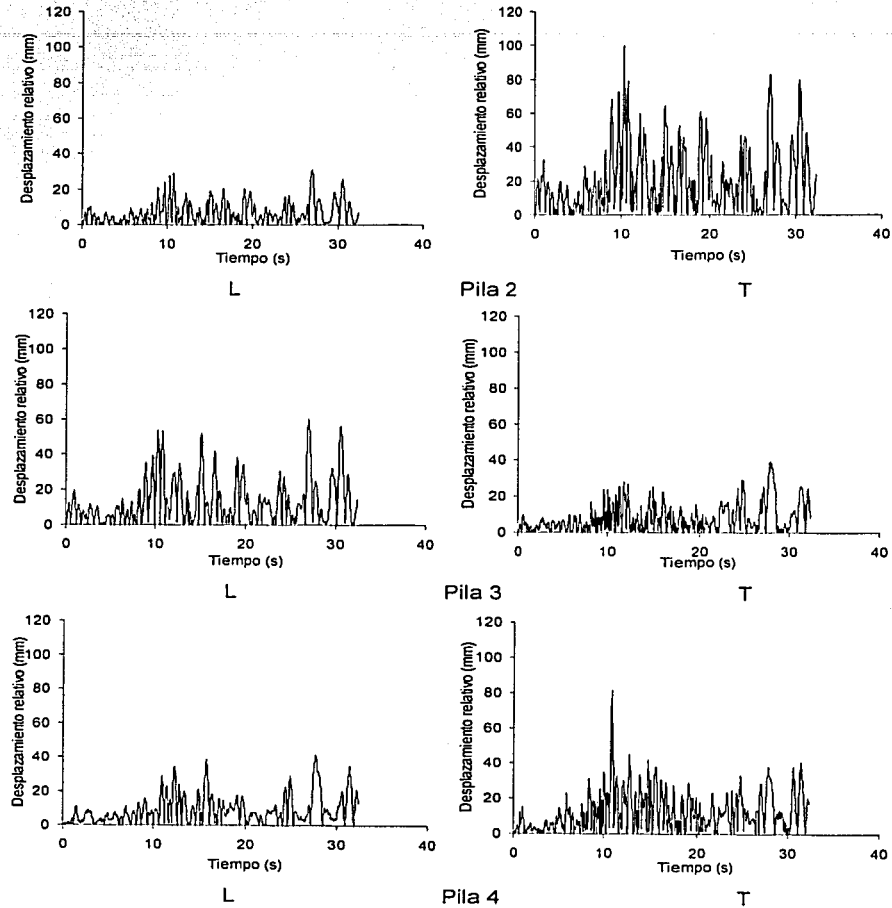


Figura 5.25. Desplazamientos relativos longitudinales y transversales entre nodos adyacentes en las juntas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

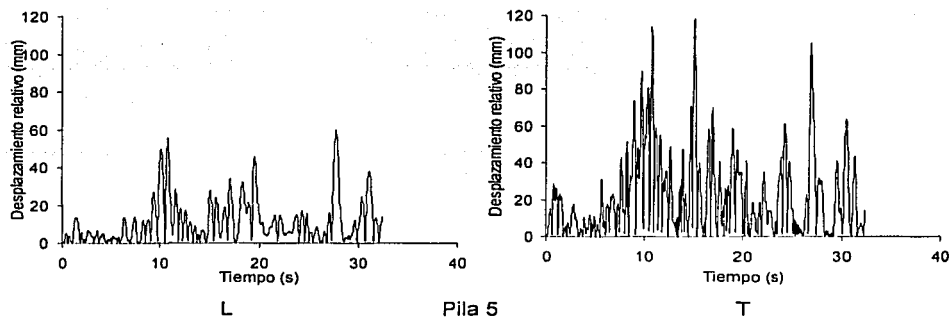


Figura 5.25. Desplazamientos relativos entre nodos adyacentes en las juntas (continuación).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CONCLUSIONES

Se evaluó la respuesta de un puente con la superestructura apoyada sobre aisladores sísmicos deslizantes, en términos de su comportamiento dinámico general y de sus componentes (pilas y aisladores). Se presentaron resultados de pruebas de vibración ambiental y forzada en las pilas de cimentación y la evaluación en laboratorio del comportamiento de los aisladores. Con base en lo anterior se plantean las siguientes conclusiones:

- a) Debido a la facilidad de su montaje y efectivo comportamiento como dispositivos disipadores de energía el uso de los sistemas de aislamiento sísmico se ha convertido en una alternativa viable para sus uso en diversos tipos de estructuras
- b) Debido a que su funcionamiento es similar al de los apoyos convencionales de puentes y además tienen la ventaja de reducir la magnitud de las sollicitaciones que trasmite la superestructura a la subestructura provocadas por los movimientos sísmicos, en general, los sistemas de aislamiento sísmico representan una buena alternativa como dispositivos de apoyo en puentes que se encuentren o construyan en zonas de alta actividad sísmica,

- c) El sistema multirrotacional deslizante ofrece algunas ventajas sobre los demás sistemas de aislamiento, ya que proporcionan un mayor amortiguamiento, lo que representa una mayor capacidad de disipar energía. Además, en su aplicación en puentes, reducen significativamente la aceleración de la superestructura durante sismos fuertes, debido a que permiten mayores desplazamientos. Por otra parte, facilitan al diseñador dirigir las fuerzas sísmicas a los elementos de la subestructura y que ésta sea capaz de resistirla. También le permiten al diseñador dirigir las fuerzas no sísmicas en puentes curvos.
- d) De acuerdo con las pruebas de laboratorio realizadas en este puente y en otros más, el uso de un modelo bilineal es una buena representación del comportamiento de los aisladores, simplificando el proceso de análisis de la estructura aislada mediante el uso de sencillos algoritmos disponibles en programas de análisis de estructuras de uso común en los despachos de cálculo.
- e) La simplificación del modelo de comportamiento no lineal del aislador a un comportamiento elástico-lineal aplicable a puentes regulares facilita el diseño de este tipo de puentes y representa una alternativa para la rehabilitación de puentes antiguos.
- f) Los parámetros de resistencia característica, amortiguamiento equivalente y rigidez efectiva de los aisladores probados demostraron su adecuado comportamiento y pequeña variación cuando fueron sometidos a su desplazamiento de diseño.
- g) Se comprobó que el modelo elástico-lineal utilizado en el análisis modal espectral arroja resultados de elementos mecánicos en la base mayores en proporción a los obtenidos con los análisis no lineales.
- h) En el análisis modal espectral se observó que los aisladores representan una gran alternativa para reducir la fuerza cortante que se transmite de la superestructura a la subestructura, no así el momento, en el cual la reducción resulta de menor proporción.
- i) El modelo del puente permitió observar la susceptibilidad de la respuesta a las condiciones de apoyo del estribo 6. Se observó que el cortante y el momento en la pila 5 asociados a la sollicitación longitudinal en el puente se

vieron incrementados en gran medida en comparación con los obtenidos en la pila 2.

- j) Las pruebas de vibración ambiental permitieron despejar la incertidumbre que se tenía acerca de la efectividad del empotramiento de los cilindros, demostrando la aplicabilidad de los modelos matemáticos.
- k) La magnitud de los elementos mecánicos en la base de los cilindros obtenidos en el análisis modal espectral son similares a los obtenidos en los análisis no-lineales utilizando los sismos simulados para un periodo de retorno de 200 años.
- l) Los análisis realizados con sismos con periodo de retorno de 50 años podrían representar la condición de un sismo de servicio, debido a su similitud en la magnitud de los resultados obtenidos con los registros sísmicos obtenidos cerca de la cortina de la presa, los cuales representan sismos reales de magnitud considerable.
- m) El efecto del agua alrededor de los cilindros de cimentación incrementa el periodo de vibrar de la estructura y su amortiguamiento viscoso. El considerar un 6 % de amortiguamiento viscoso en todos los modos de vibrar de la estructura represento una adecuada aproximación.
- n) El diseño de los elementos no estructurales como las juntas de calzada, topes sísmicos y guarniciones y parapetos (no incluidos en el presente trabajo), deben considerar la magnitud de los desplazamientos a los que puede estar sujeto el puente.
- o) Finalmente, se corroboró que el uso de los sistemas de aislamiento sísmico reduce la magnitud de la fuerza cortante transmitida de la superestructura a la subestructura, con el consecuente aumento en los desplazamientos en la superestructura además de desacoplar la respuesta entre el cabezal y la superestructura.

En este trabajo sólo se consideró la respuesta media de la estructura, por lo que un estudio que considere cierta incertidumbre en los parámetros de los aisladores o de la resistencia de los materiales de los elementos del puente complementaría los resultados obtenidos en el mismo.

El presente trabajo pretende que los beneficios que proporciona el uso de estos sistemas sean aplicados a más puentes, debido a que gran parte del territorio nacional

presenta actividad sísmica considerable y un uso más generalizado abatiría los costos de fabricación.

REFERENCIAS

AASHTO, (1991), "Guide specifications for seismic isolation design", AASHTO, Washington D. C., Estados Unidos.

AASHTO, (2000), "Guide specifications for seismic isolation design (Interim 2000)", AASHTO, Washington D. C., Estados Unidos.

ACI, (1998), "Seismic analysis and design of concrete bridge systems, Reported by ACI Committee 341", American Concrete Institute, Missouri, Estados Unidos.

Alamilla J. Esteva L. García-Pérez J. y Díaz-López, (2001), "Evolutionary properties of stochastic models of earthquake accelerograms: their dependence on magnitude and distance", Journal of Sesimology (5).

Algor, (2002), "Finite element analysis and event simulation", Algor Inc., Pittsburg, PA. E. U.

Bazán E y Meli R., (1998), "Diseño sísmico de edificios", Ed. Limusa, México, D.F.

Bendat, J. S. y Piersol A. G., (1980), "Engineering applications of correlation and spectral analysis", Wiley Intersciences, N. Y., Estados Unidos.

Boore D. M. y Joyner E. B., (1984), "A note on the use of random vibration theory to predict peak amplitudes of transient signals", Bull. Seism. Soc. Am. (74).

Bradford P. y Watson R. J., (1994), "Retrofit a medium span structure using sliding isolation system", Developments in short and medium span bridge engineering, Estados Unidos.

Cahis i Carola X., (2002), "Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño sismorresistente. análisis numérico y validación experimental de su comportamiento", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

Comisión Federal de Electricidad, (1993), "Manual de diseño de obras civiles, capítulo diseño sísmico", Instituto de investigaciones electricas, CFE. México.

Constantinou M. C., Kartoum A., Reinhorn A. M. y Bradford P., (1991), "Experimental and theoretical study of a sliding isolation system for bridges", NCEER, State University of New York at Buffalo, Estados Unidos.

Constantinou M. C., Tsopelas P., Kim Y-S, y Okamoto S., (1993), "NCEER-Taisei corporation research program on sliding seismic isolation systems for bridges: Experimental and analytical study of a friction pendulum system (FPS)", NCEER, State University of New York at Buffalo, Estados Unidos.

Constantinou M. C. y Quarshie J. K., (1998), "Response modification factors for seismically isolated bridges", Technical report MCEER-8-0014, MCEER, State University of New York at Buffalo, Estados Unidos.

Chopra, A. K., Clough, D. P. y Clough, R. W. (1973), "Earthquake Resistance of Buildings with Soft First Story", International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 1, No. 4, Estados Unidos.

Chopra A. K., (1995), "Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering", Ed. Prentice Hall, Estados Unidos.

Earthquake Spectra, (1990), "Loma Prieta Reconnaissance Report", Vol. 1, Ed. EERI, California, Estados Unidos

Earthquake Spectra, (1994), "Northridge Reconnaissance Report", Ed. EERI, California, Estados Unidos

Eurocode, (1998), "Eurocode 8, Design provisions for earthquake resistance of structures", Part 2, Bridges.

García Kong M., (1998), "Comportamiento sísmico de puentes con mecanismos disipadores de energía", Tesis de Maestría, DEPI-UNAM, México, D. F.

Hernández R., Javier C. y Macedo G., (2001), "Presa el infiernillo, México. Características de vibración", 2º Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica, Asociación Española de Ingeniería Sísmica, Madrid. España.

Hitec, (1998), "Technical evaluation report: Evaluation findings for R. J. Watson, Inc. sliding isolation bearings", CERF Report: Hitec 98-08, Estados Unidos.

Hwang J. S., Sheng L. H. y Gates J. H., (1994) "Practical analysis of bridges on isolation bearings with bi-linear hysteresis characteristics", Earthquake spectra, Vol. 10, No. 4, Estados Unidos.

Hwang J. S., (1996), "Evaluation of a equivalent linear analysis methods of bridge isolation", Journal of structural engineering, ASCE Vol. 122, No.8, Estados Unidos.

Jara J.M., (1994), "Estado del arte sobre dispositivos para reducir daños provocados por temblores", SMIS, Revista de Ingeniería Sísmica, México.

Kelly, J. M., (1985), "Aseismic Base isolation: Its History and prospects", Journal Earthquake Spectra, Vol. 6, No. 2, Estados Unidos.

Kelly, J. M., (1993), "Earthquake-resistant design with rubber", Ed. Springer-Verlag, Gran Bretaña.

Lee, D. J., (2000), "Bridge bearings and expansion joints", E & FN spon, Oxford, Inglaterra.

Mezzi M. y Pardini A., (1992), "Seismic isolated bridges structures in Italy", Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Ed. Balkema, Rotterdam, Holanda.

Mokha A., Constantinou M. C. y Reinhorn A. M., (1988), "Teflon bearings in aseismic base isolation: experimental studies and mathematical modeling", NCEER, State University of New York at Buffalo, Estados Unidos.

Naeim F. y Kelly J. M., (1999), "Design of seismic isolated structures, from theory to practice", John Wiley & Sons, Estados Unidos.

NZMWD, (1983), "Design of lead rubber bridge bearings", Civil Division Publications 818/A, Wellington, Nueva Zelanda.

Pittman M., Bradford P. y Augustyniac M., (1995), "Park Hill Prototype testing report", NCEER, State University of New York at Buffalo, Estados Unidos.

Priestley M. J. N., Seible F. y Calvi G. M., (1996), "Seismic design and retrofit of bridges", Ed. John Wiley & Sons Inc., Estados Unidos.

Public Works Research Institute, (1992), "Manual for menshin design of highway bridges", Tsukuba, Japón.

Ramberger G., (2000), "Structural Bearings and expansion joints for bridges", IABSE, Zurich, Suiza.

Román V. y Téllez C., (2000), "Evaluación del diseño sísmico de elementos constrictores de movimiento lateral en puentes carreteros, topes laterales y columnas", Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Rodríguez G., Gómez R., Muñoz D., Murla D., y Escobar J. A., (2002), "Estudio de prueba de vibración ambiental y forzada de los cilindros de cimentación del puente infernillo II", XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puebla, México.

Sarrazín M, Moroni M. O., Romo D., Quintana J. y Soto P., (2002), "Respuesta sísmica de puentes chilenos con apoyos aislantes", VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA, Viña del mar, Chile.

Scheller J. y Constantino M. C., (1999), "Response history analysis of structures with seismic isolation and energy dissipation systems: Verifications examples for program sap2000", Technical report MCEER-99-0002, MCEER, State University of New York at Buffalo, Estados Unidos.

Standard Specifications, (1996), "Standard specification for highway bridges", AASHTO, Washington D. C., Estados Unidos.

Standard Specifications, (2000), "Standard specification for highway bridges", AASHTO, Washington D. C., Estados Unidos.

Tsopelas P. y Constantinou M. C., (1994), "NCEER-Taisei corporation research program on sliding seismic isolation systems for bridges: Experimental and analytical study of a

system consisting of lubricated PTFE sliding bearings and mild steel dampers", NCEER, State University of New York at Buffalo, Estados Unidos.

UBC, (1997), "Earthquake regulations for seismic-isolated structures", Uniform building code, Chapter 23, California, E. U.

Watson R. J. y Bradford P. F., (1995), "Case histories of a sliding isolation system", The concrete future, international conference, Auckland, Nueva Zelanda.

Williams A., (1995), "Seismic design of buildings and bridges, for civil and structural engineers", Engineering Press. Inc., San Jose, California, Estados Unidos.

Wilson E. L., (2000), "SAP2000, Integrated finite element analysis and design of structures", Computers and structures, Inc., Berkeley, California, Estados Unidos.

APÉNDICE A

SISMOS ARTIFICIALES

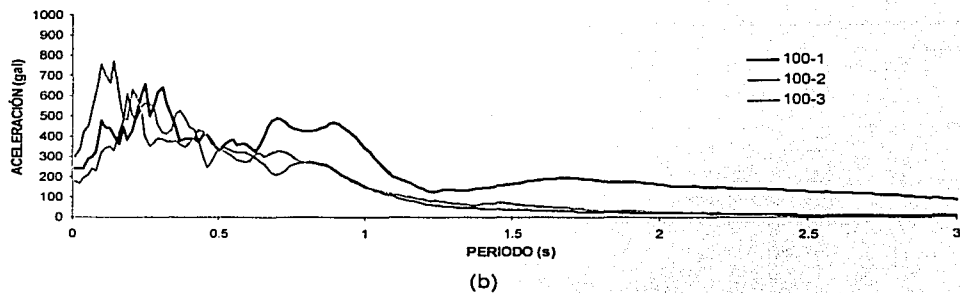
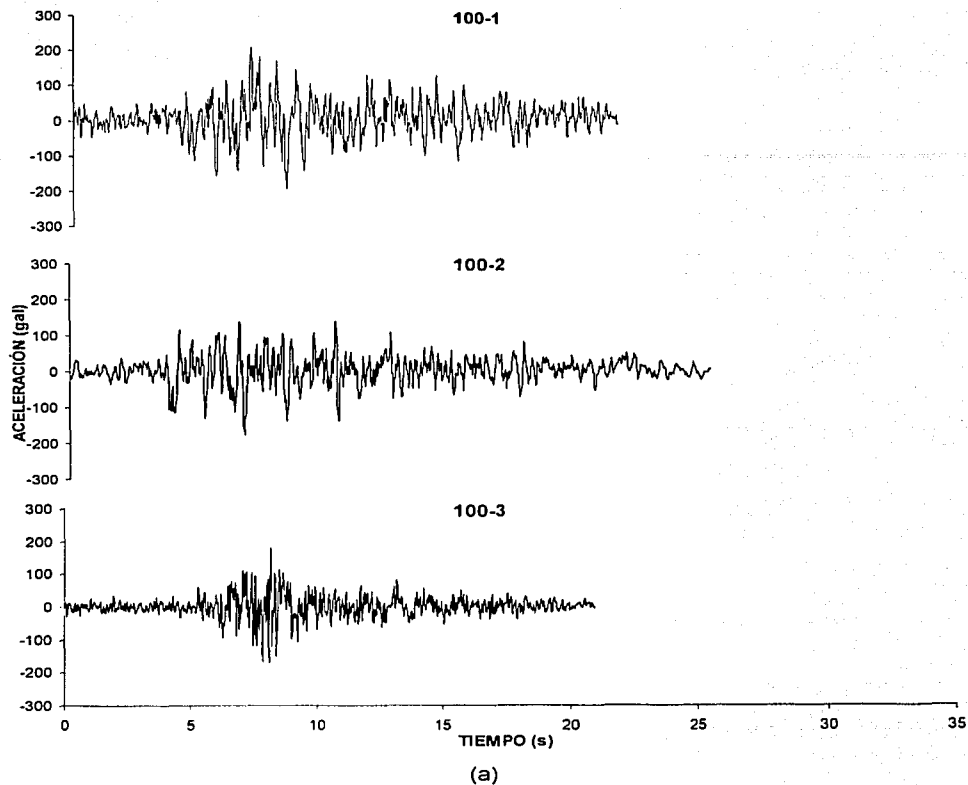


Figura A.1. Registros artificiales para un periodo de retorno de 100 años (a) Aceleraciones (b) Espectros de respuesta lineales para 5 % de amortiguamiento crítico.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

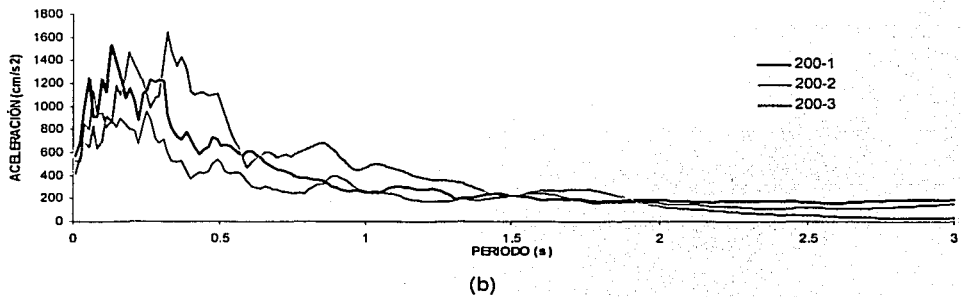
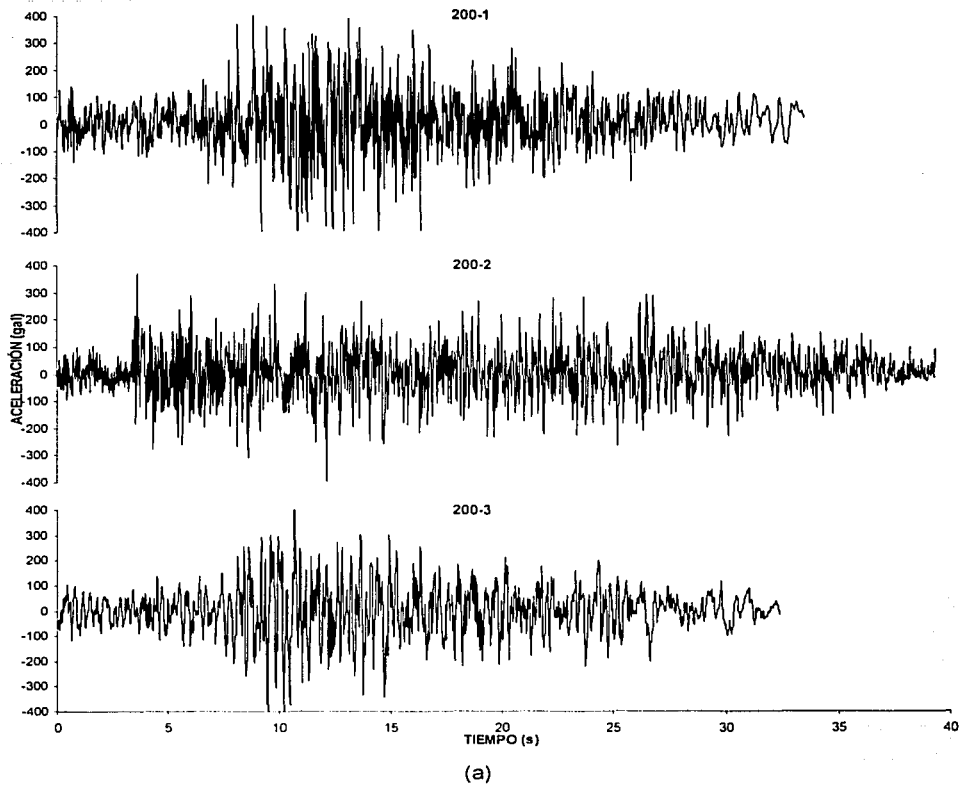


Figura A.2 Registros artificiales para un periodo de retorno de 200 años (a) Aceleraciones (b) Espectros de respuesta lineales para 5 % de amortiguamiento crítico.

TESIS CON
FALLA DE COLEN

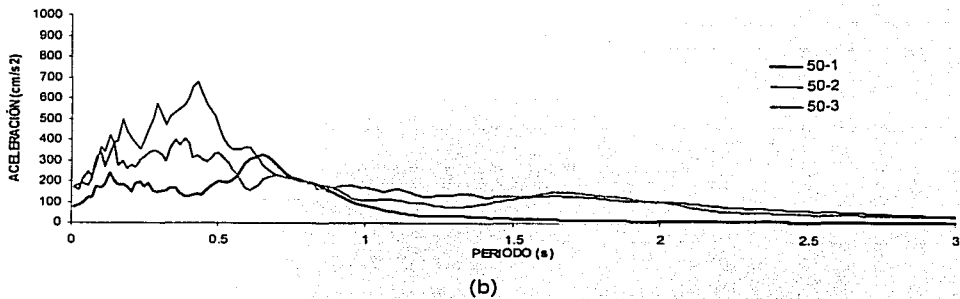
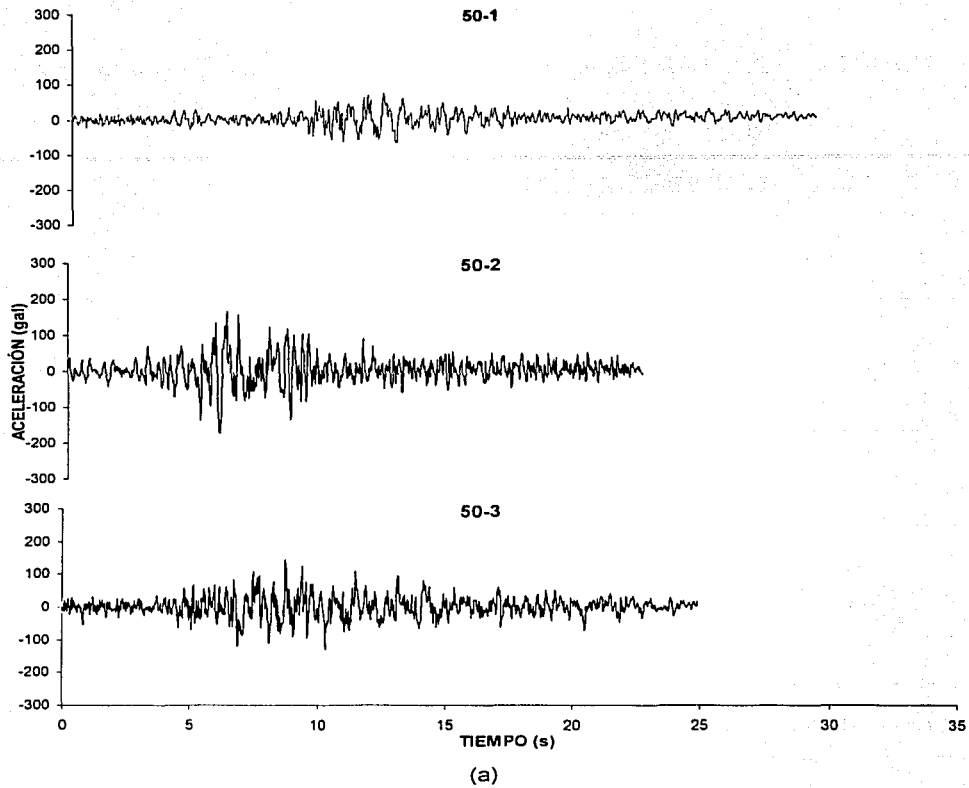


Figura A.3 Registros artificiales para un periodo de retorno de 50 años (a) Aceleraciones (b) Espectros de respuesta lineales para 5 % de amortiguamiento crítico.

TESIS CON
FALLA DE CUBIEN

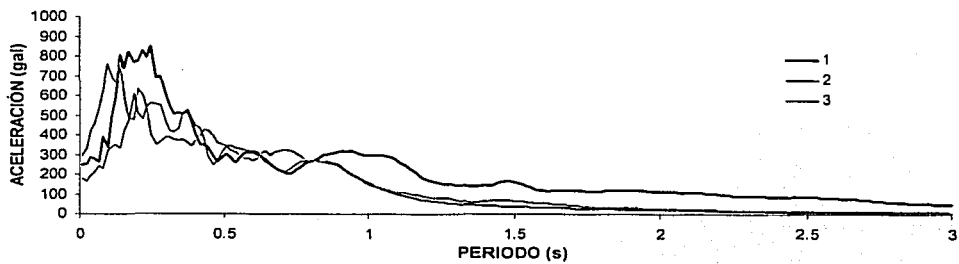
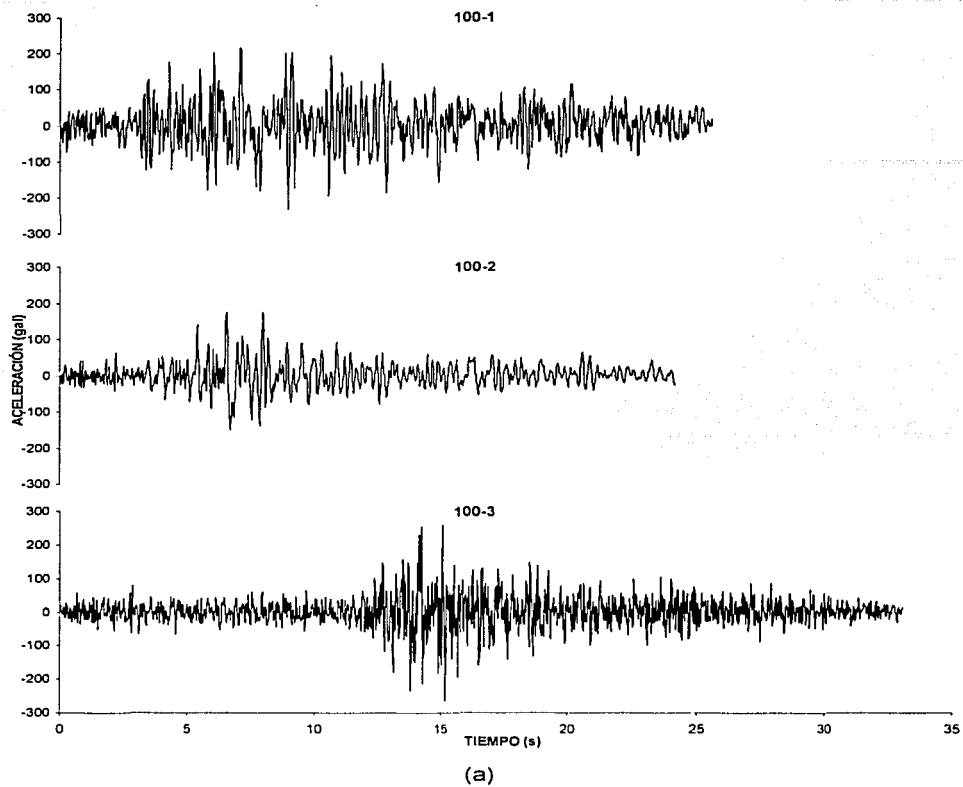
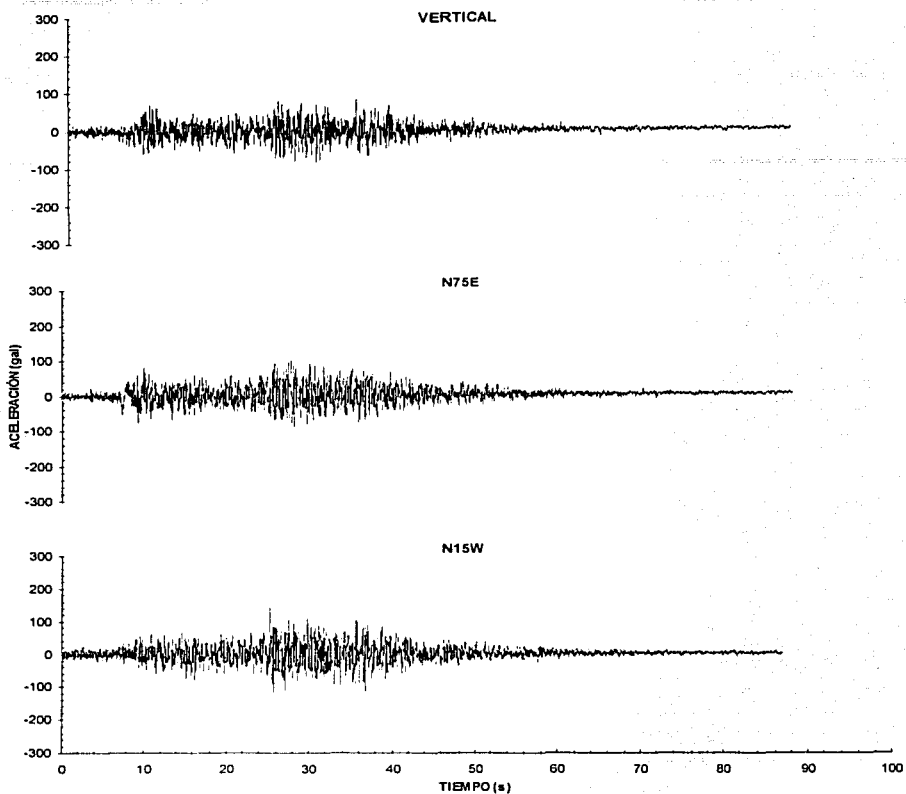


Figura A.4 Registros artificiales para un periodo de retorno de 100 años (a) Aceleraciones (b) Espectros de respuesta lineales para 5 % de amortiguamiento crítico.

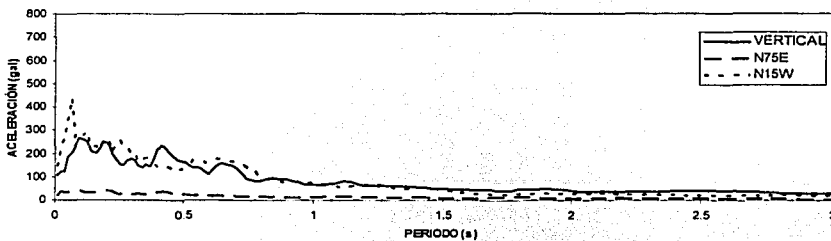
TESIS CON
FALLA DE OBLIGACIÓN

APÉNDICE B

SISMOS REGISTRADOS



(a)



(b)

Figura B.1. Registro del sismo del 19 de septiembre de 1985 (a) Aceleraciones (b) Espectros de respuesta para 5 % de amortiguamiento crítico.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

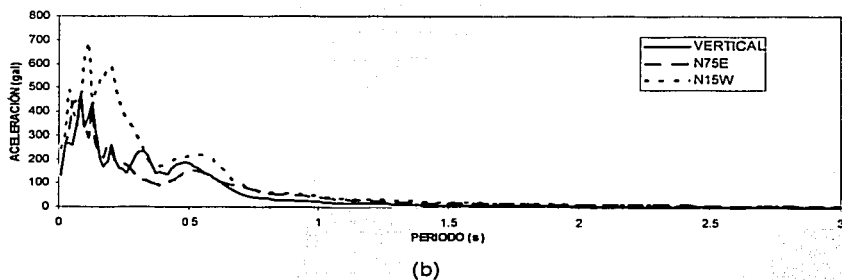
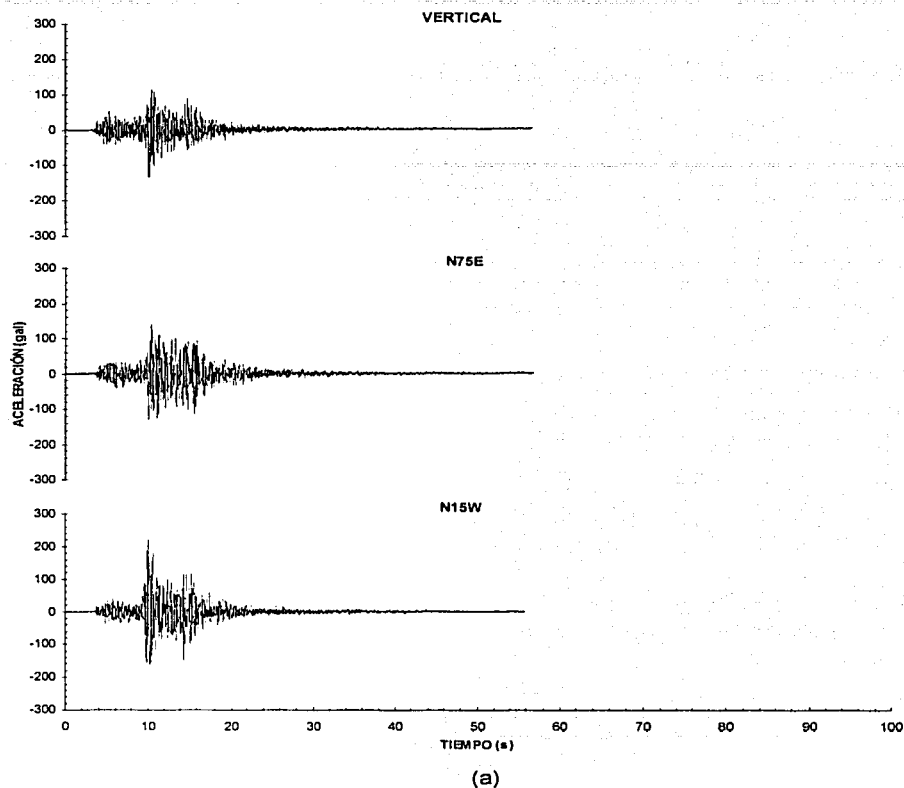
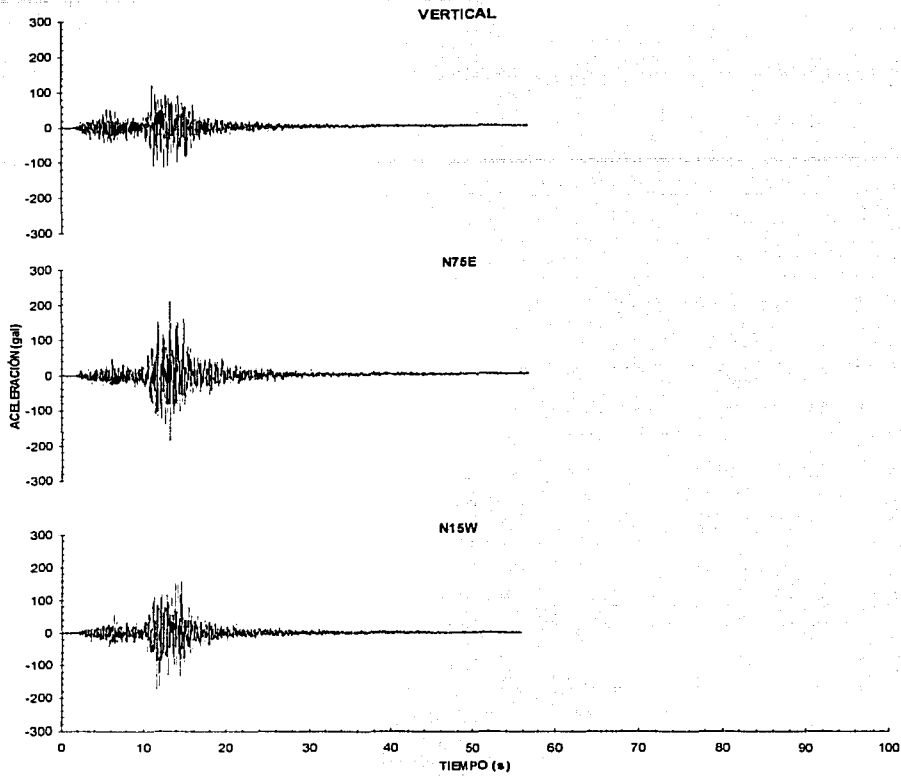
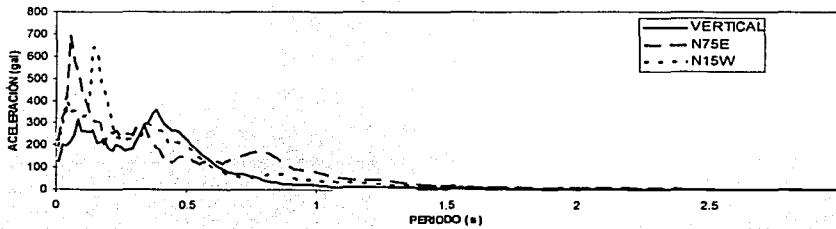


Figura B.2. Registro del sismo del 21 de junio de 1999 en la margen derecha de la cortina (a) Aceleraciones (b) Espectros de respuesta para 5 % de amortiguamiento crítico.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



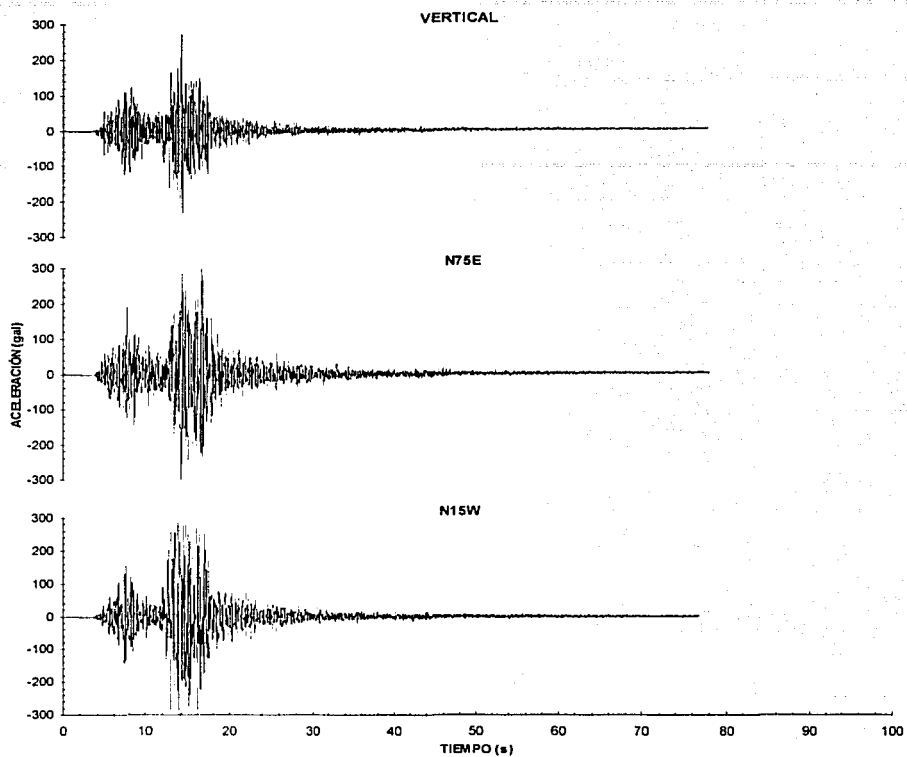
(a)



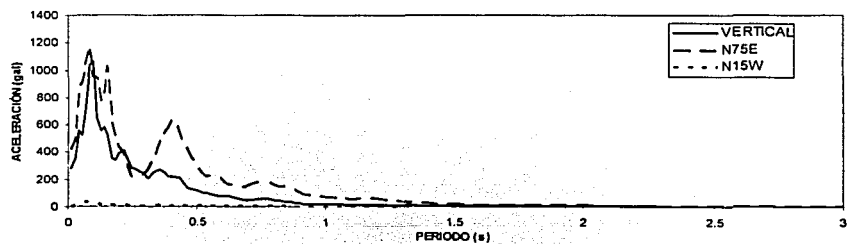
(b)

Figura B.3 Registro del sismo del 10 de diciembre de 1994 en la margen derecha de la cortina
 (a) Aceleraciones (b) Espectros de respuesta para 5 % de amortiguamiento crítico.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



(a)



(b)

Figura B.4 Registro del sismo del 10 de diciembre de 1994 en la margen derecha de la cortina
 (a) Aceleraciones (b) Espectros de respuesta para 5 % de amortiguamiento crítico.

TESIS CON
 FALLA DE CELDA

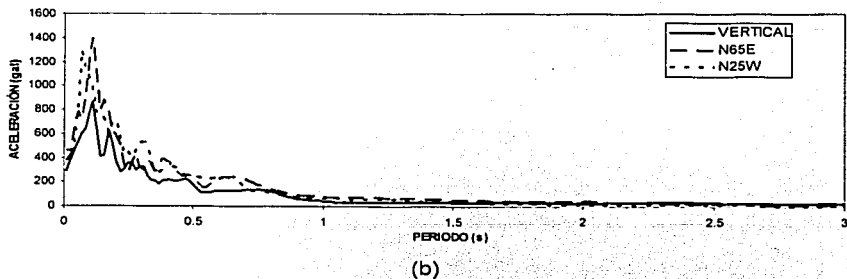
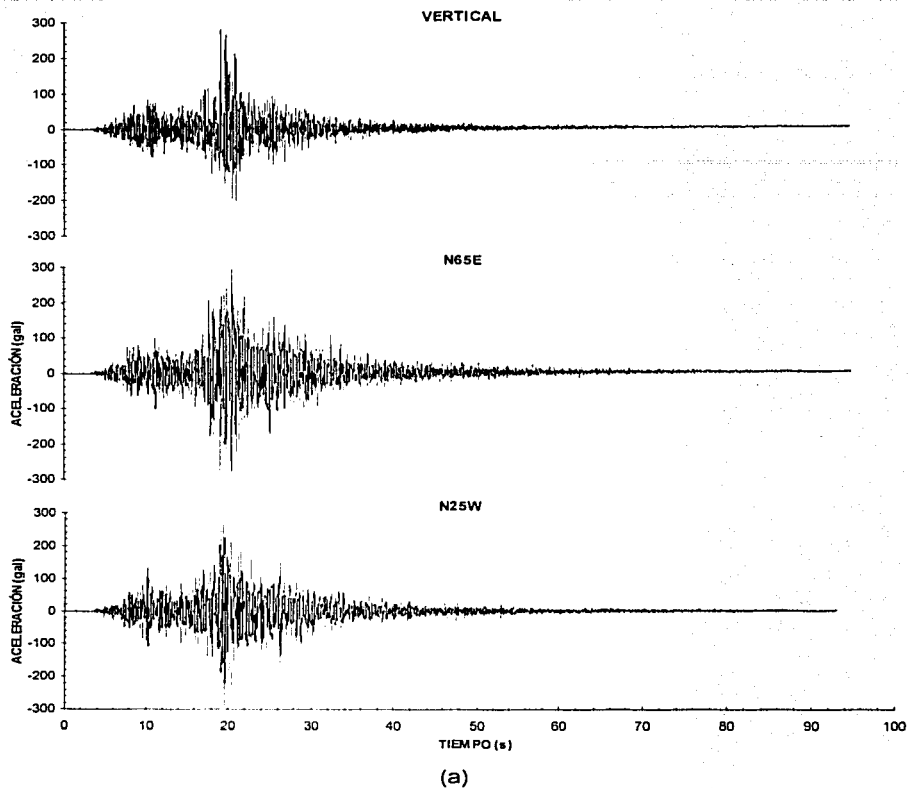
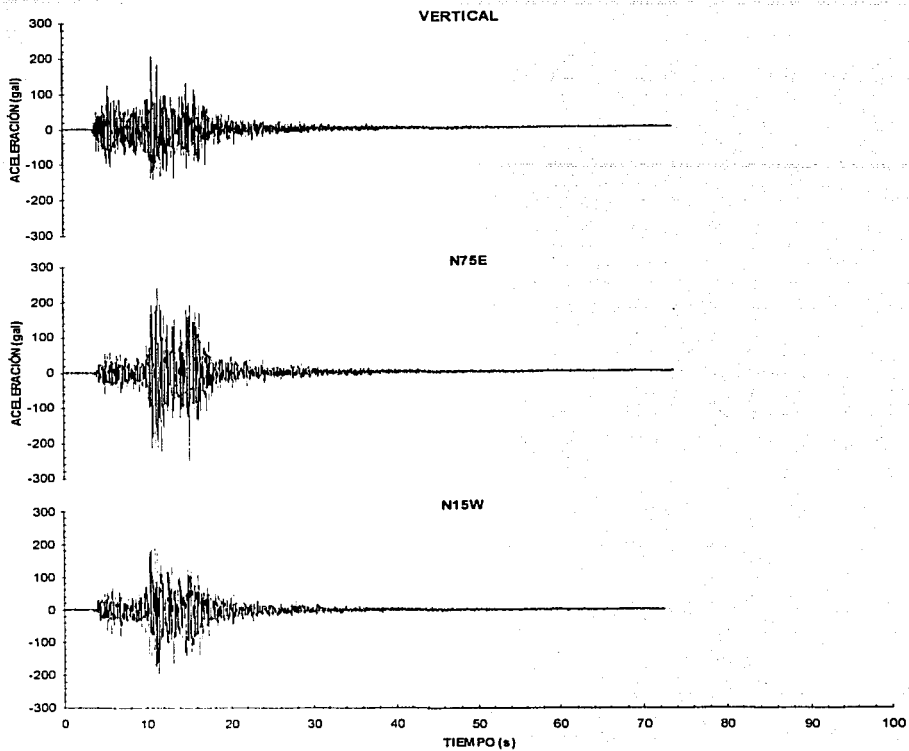
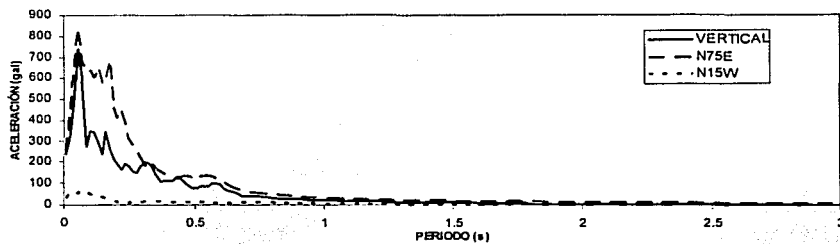


Figura B.5 Registro del sismo del 11 de enero de 1997 en la margen derecha de la cortina (a) Aceleraciones (b) Espectros de respuesta para 5 % de amortiguamiento crítico.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



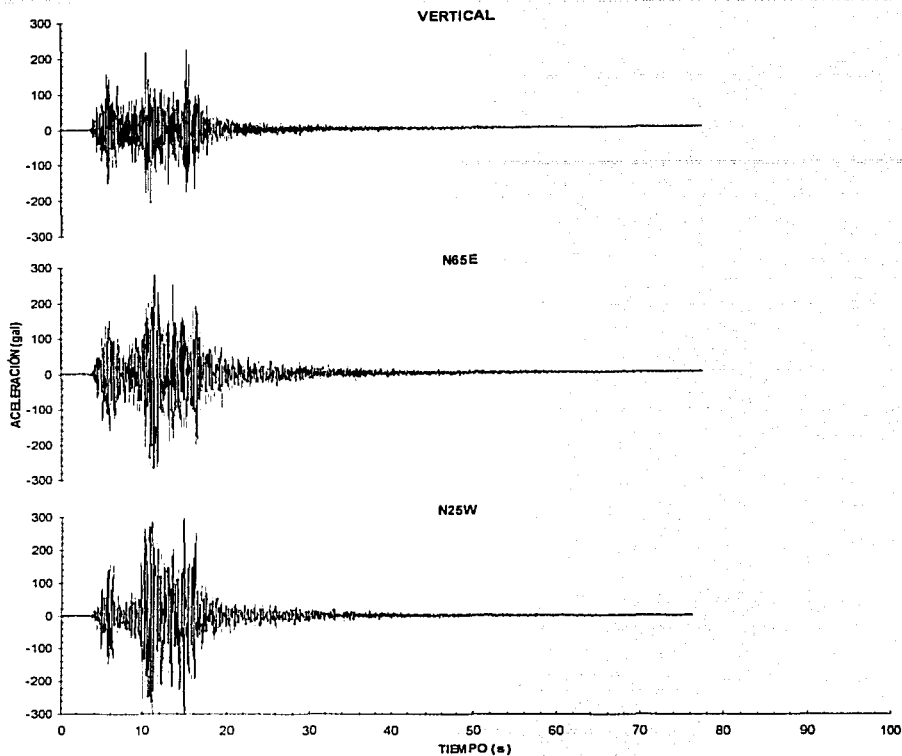
(a)



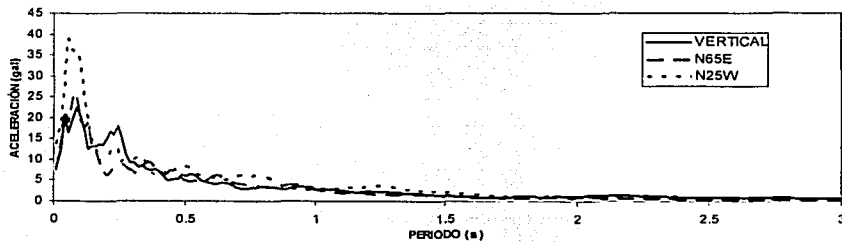
(b)

Figura B.6 Registro del sismo del 21 de junio de 1999 en la margen derecha de la cortina (a) Aceleraciones (b) Espectros de respuesta para 5 % de amortiguamiento crítico.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



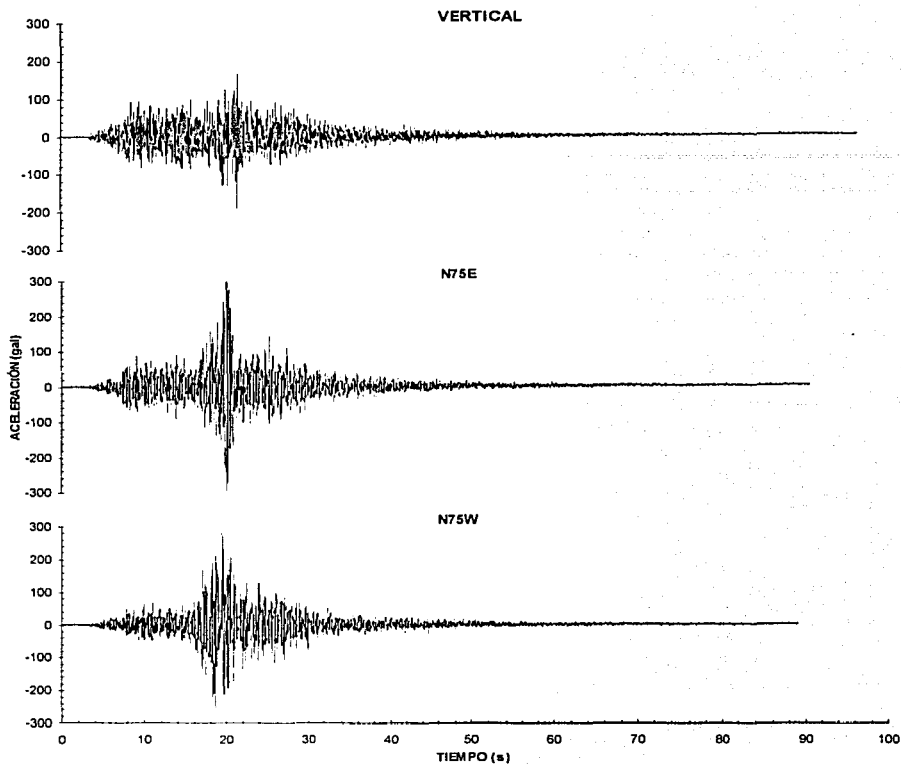
(a)



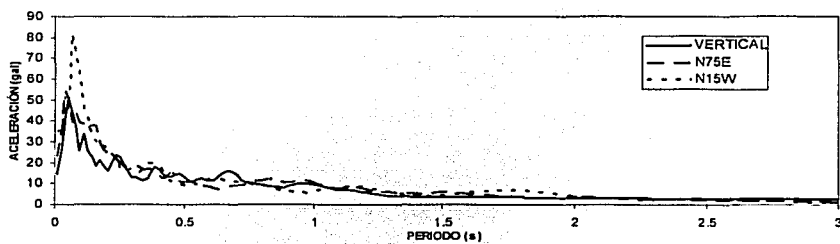
(b)

Figura B.7 Registro del sismo del 21 de junio de 1999 en la margen izquierda de la cortina (a) Aceleraciones (b) Espectros de respuesta para 5 % de amortiguamiento crítico.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



(a)



(b)

Figura B.9 Registro del sismo del 11 de enero de 1997 (a) Aceleraciones (b) Espectros de respuesta para 5 % de amortiguamiento crítico.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

APENDICE C

RESPUESTAS DE LOS AISLADORES

En el presente apéndice se presenta un catálogo de gráficas del comportamiento del puente sujeto a los sismos de diseño. En primer lugar se presenta el comportamiento del aislador, en términos de comportamiento histerético (cortante vs. desplazamiento), **(a)**, cortantes relativos, **(b)**, y los desplazamientos de las juntas superior e inferior del aislador con la superestructura **(c)**.

Se consideran solo dos aisladores característicos, el primero (aislador 2) que pertenece a la pila 2 y soporta la armadura que une a la pila 2 con la pila 3 **(1)** y el segundo (aislador 10) que está situado en la pila 4 y soporta la armadura que une a la pila 4 con la pila 5 **(2)**.

El comportamiento de los aisladores descrito anteriormente se presenta para dos direcciones, una longitudinal al eje del puente **(L)** y otra transversal al eje del puente **(T)**.

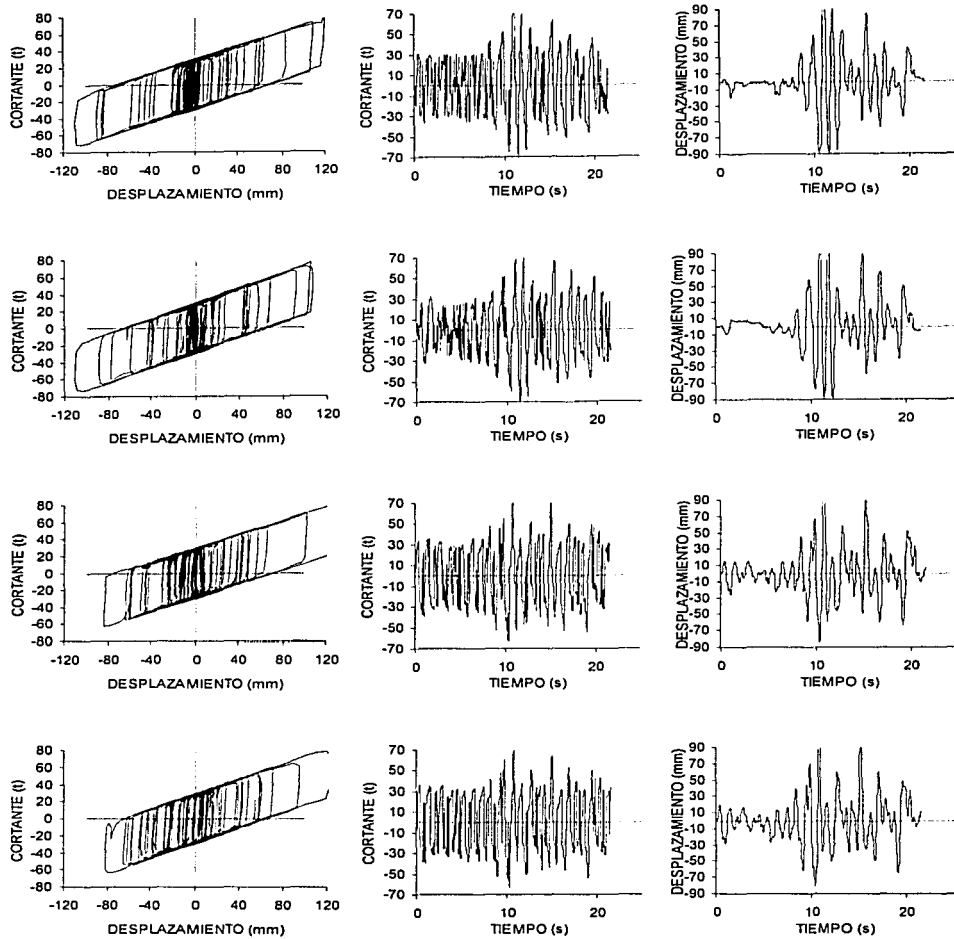


Figura. C.1 Respuestas del modelo sujeto al sismo simulado 200-1.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

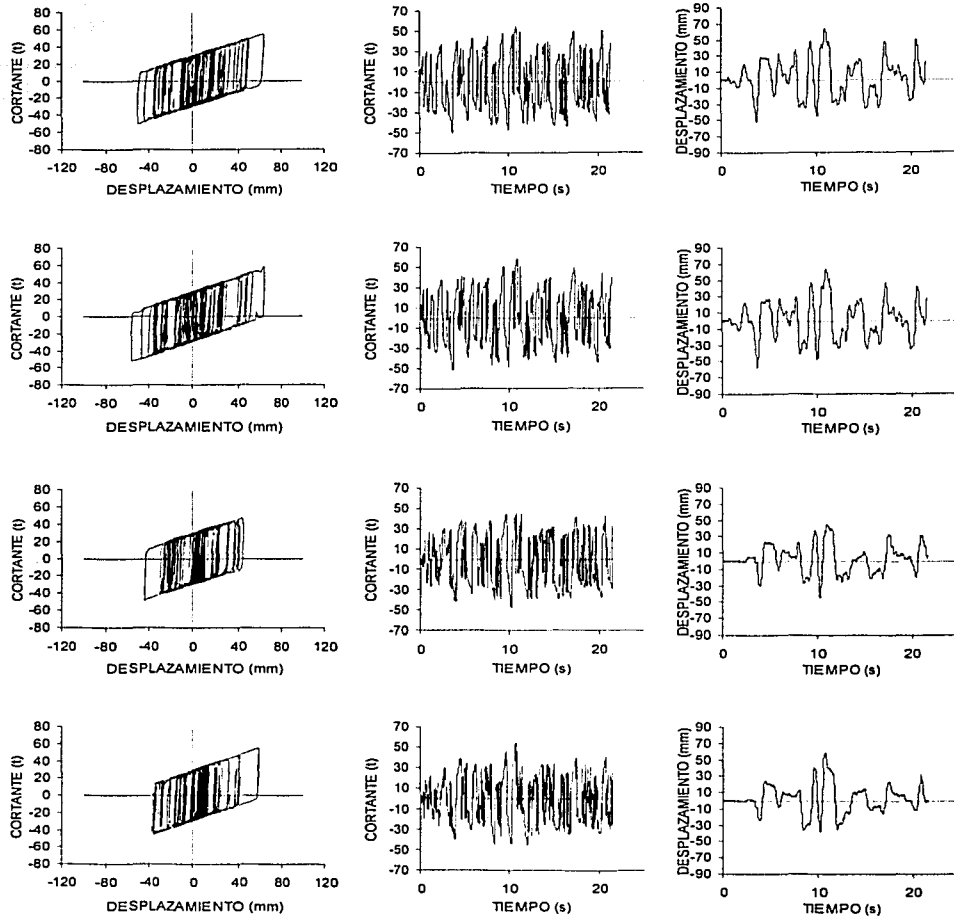


Figura. C.2 Respuestas del modelo sujeto al sismo simulado 200-2.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

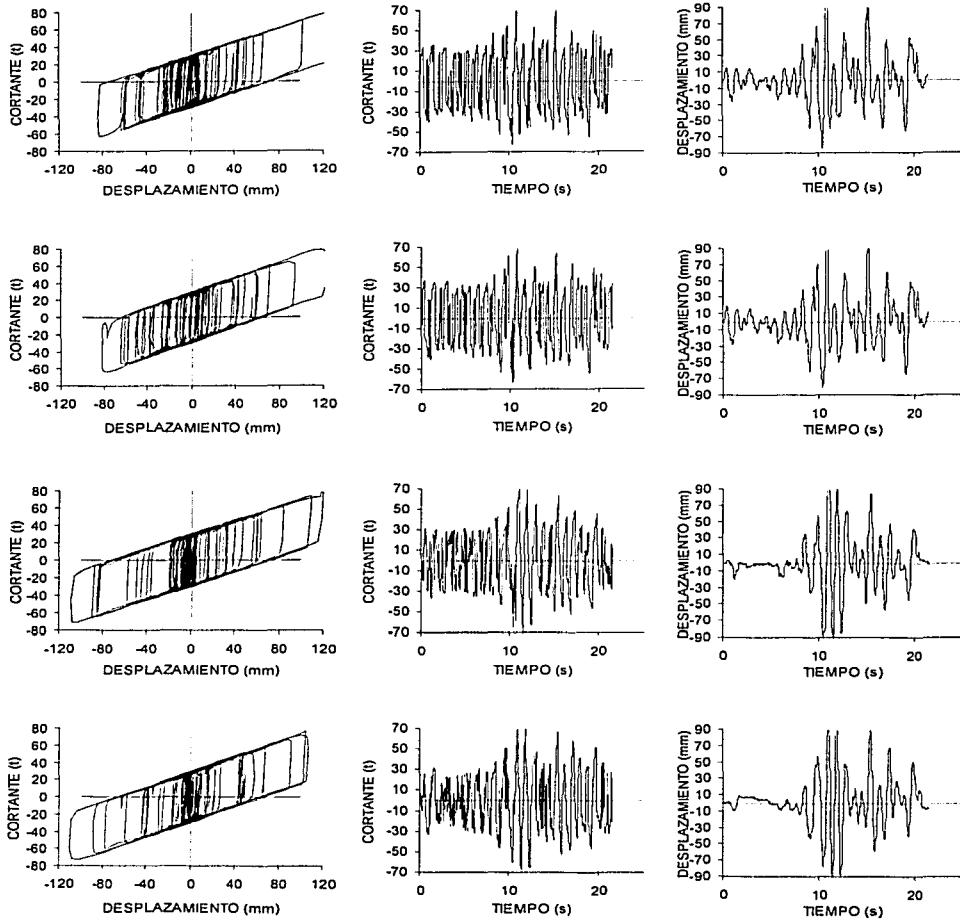


Figura. C.3 Respuestas del modelo sujeto al sismo simulado 200-3.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

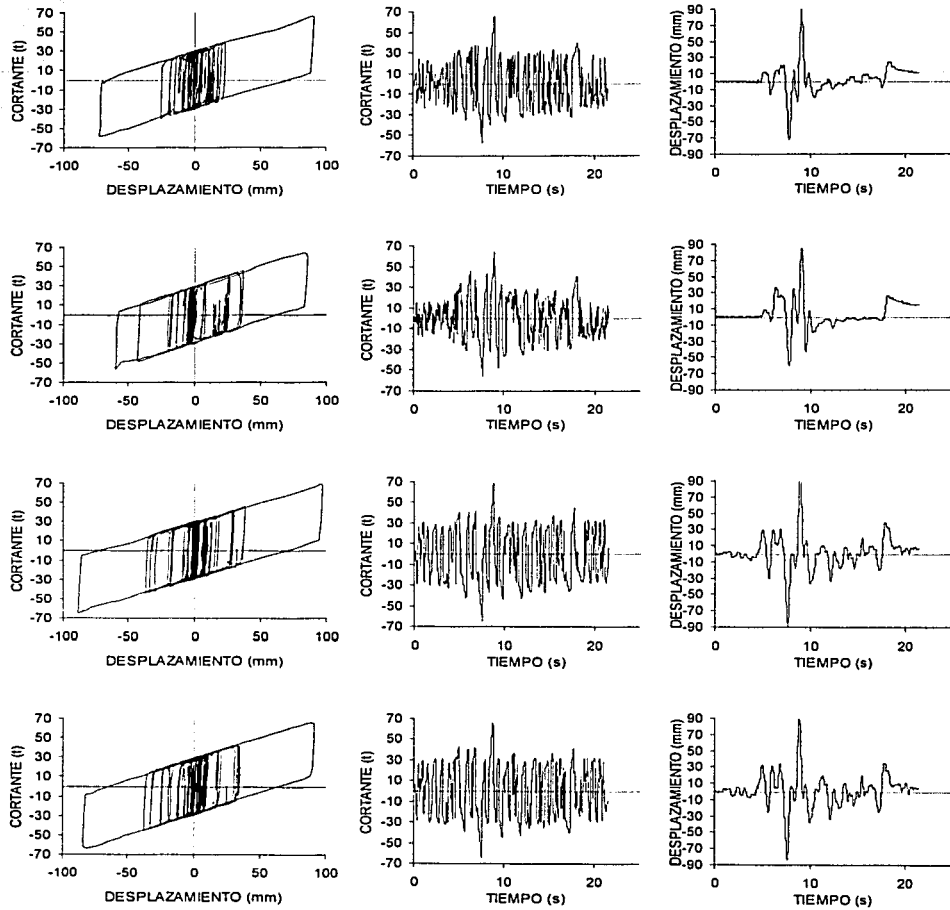


Figura. C.4 Respuestas del modelo sujeto al sismo simulado 100-1.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

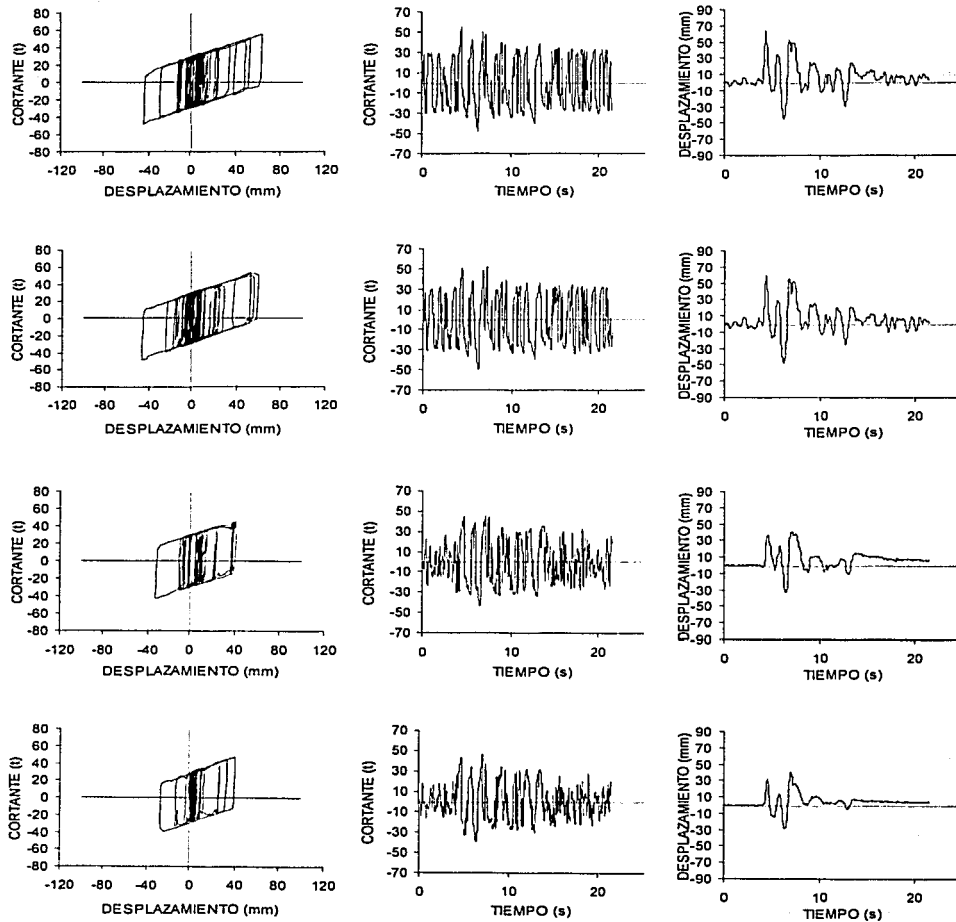


Figura. C.5 Respuestas del modelo sujeto al sismo simulado 100-2.

TESIS CON
FALLA DE COLONO

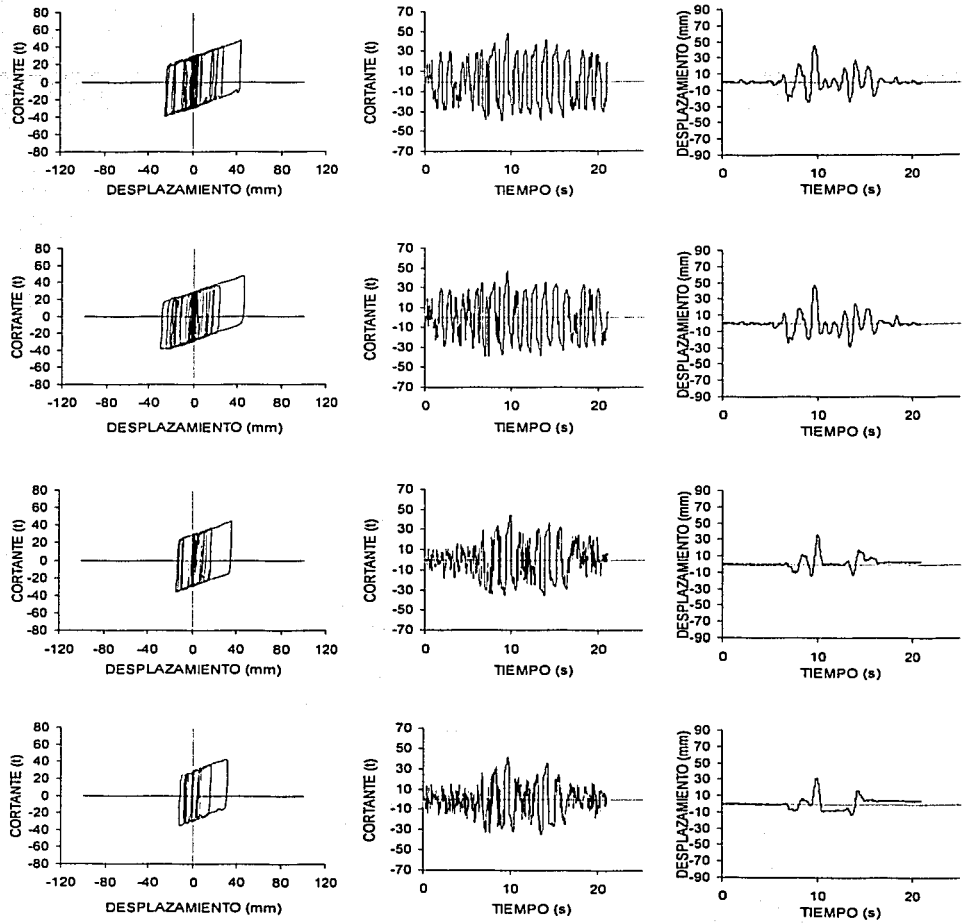


Figura. C.6 Respuestas del modelo sujeto al sismo simulado 100-3.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

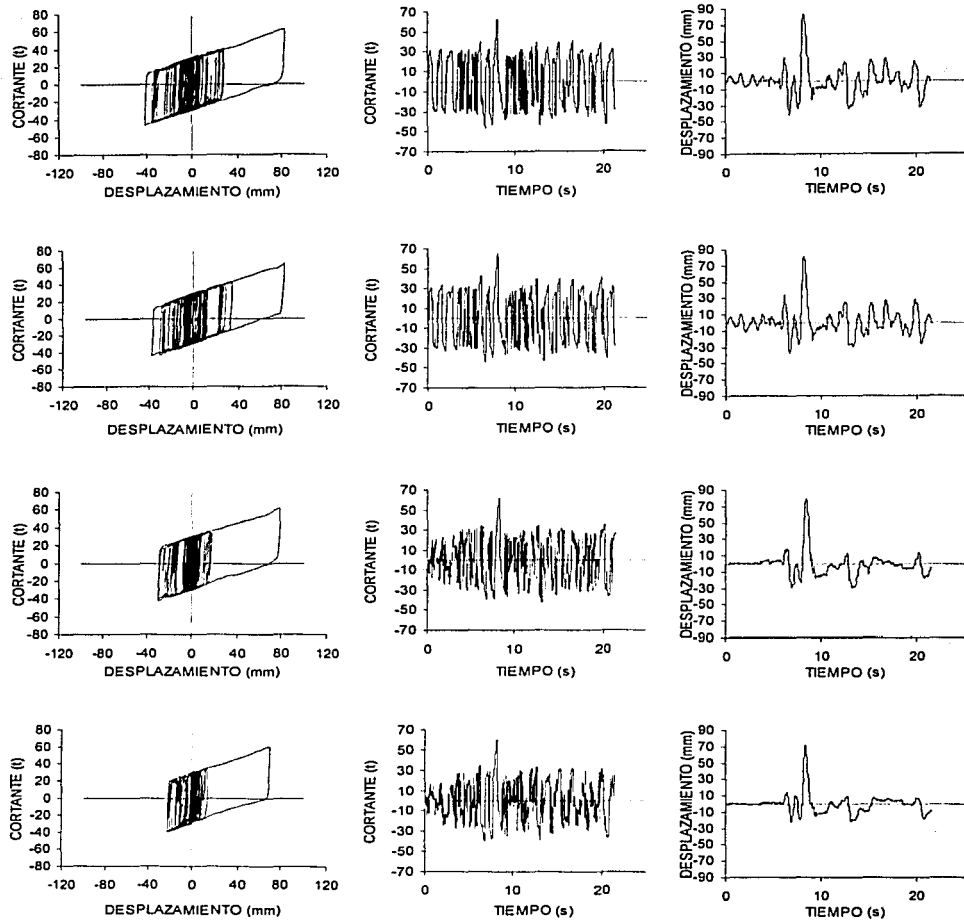


Figura. C.7 Respuestas del modelo sujeto al sismo simulado 100-4.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

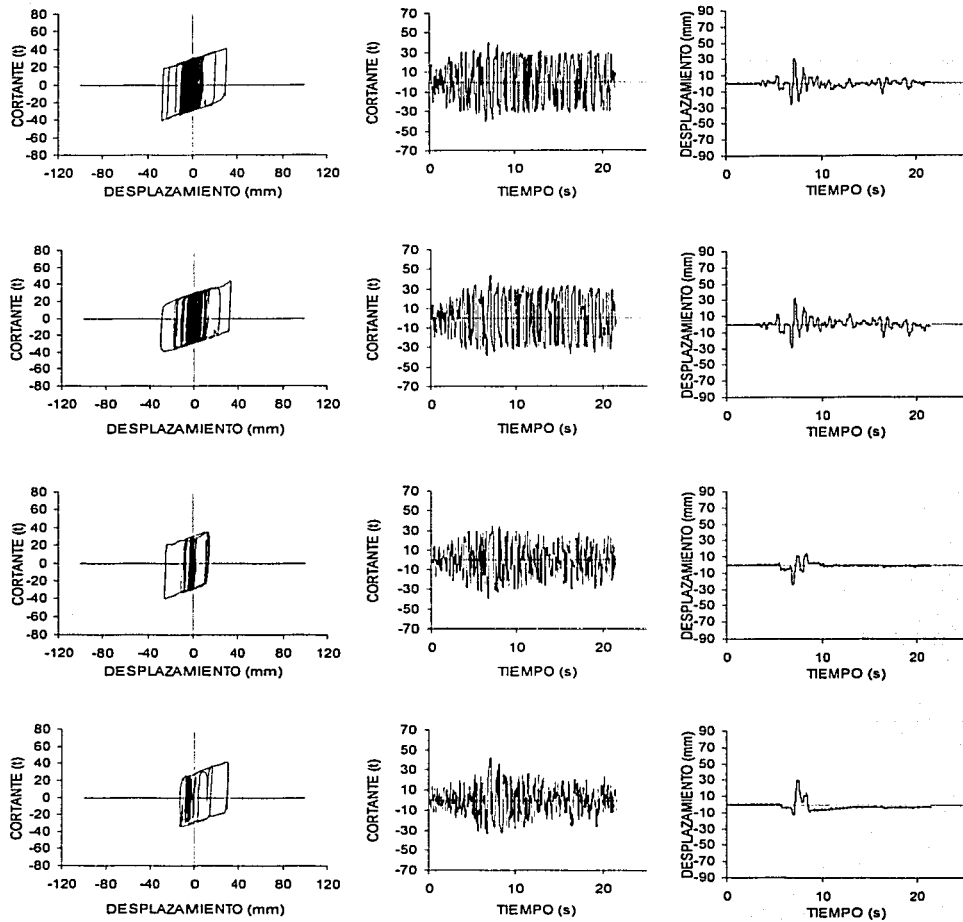


Figura. C.8 Respuestas del modelo sujeto al sismo simulado 100-5.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

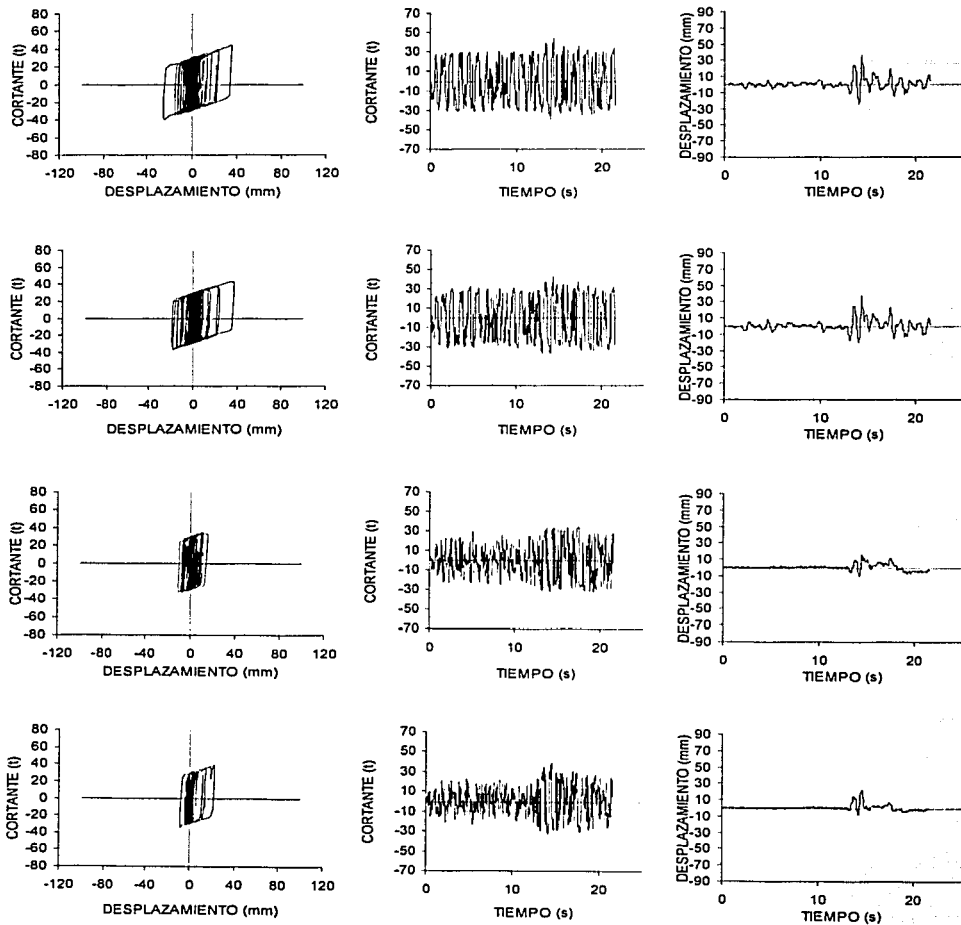


Figura. C.9 Respuestas del modelo sujeto al sismo simulado 100-6.

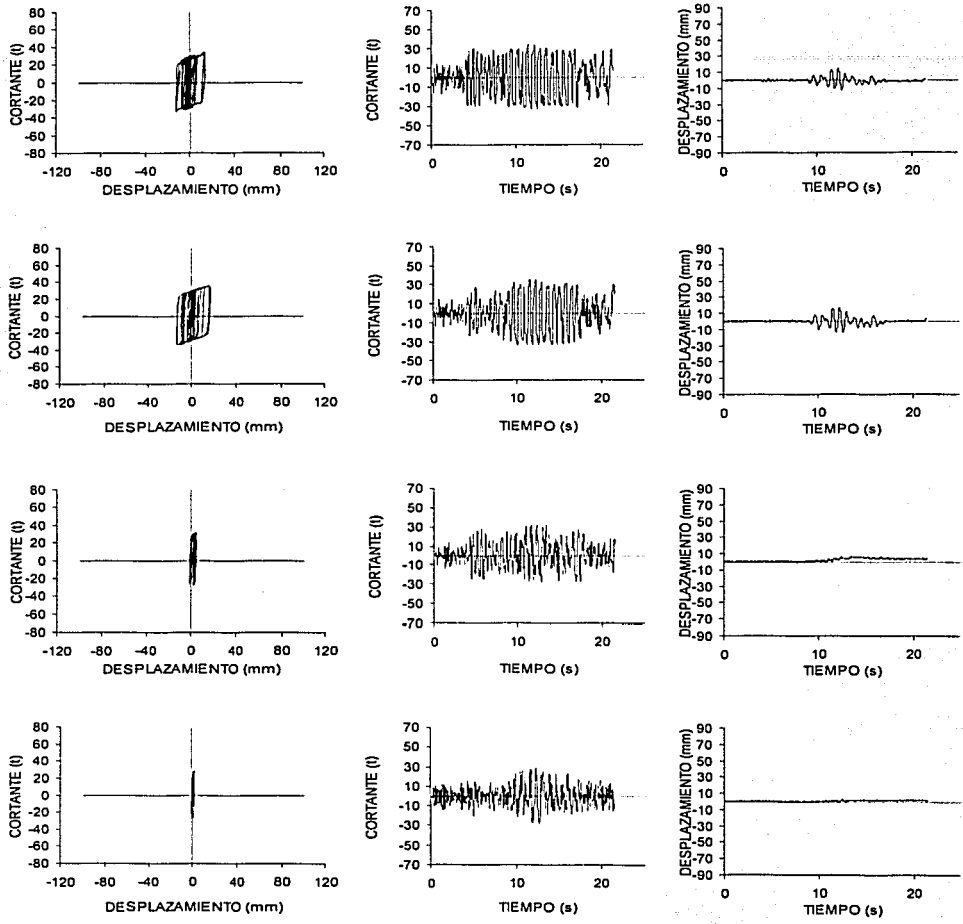


Figura. C.10 Respuestas del modelo sujeto al sismo simulado 50-1.

TESIS CON
FALDA DE ORIGEN

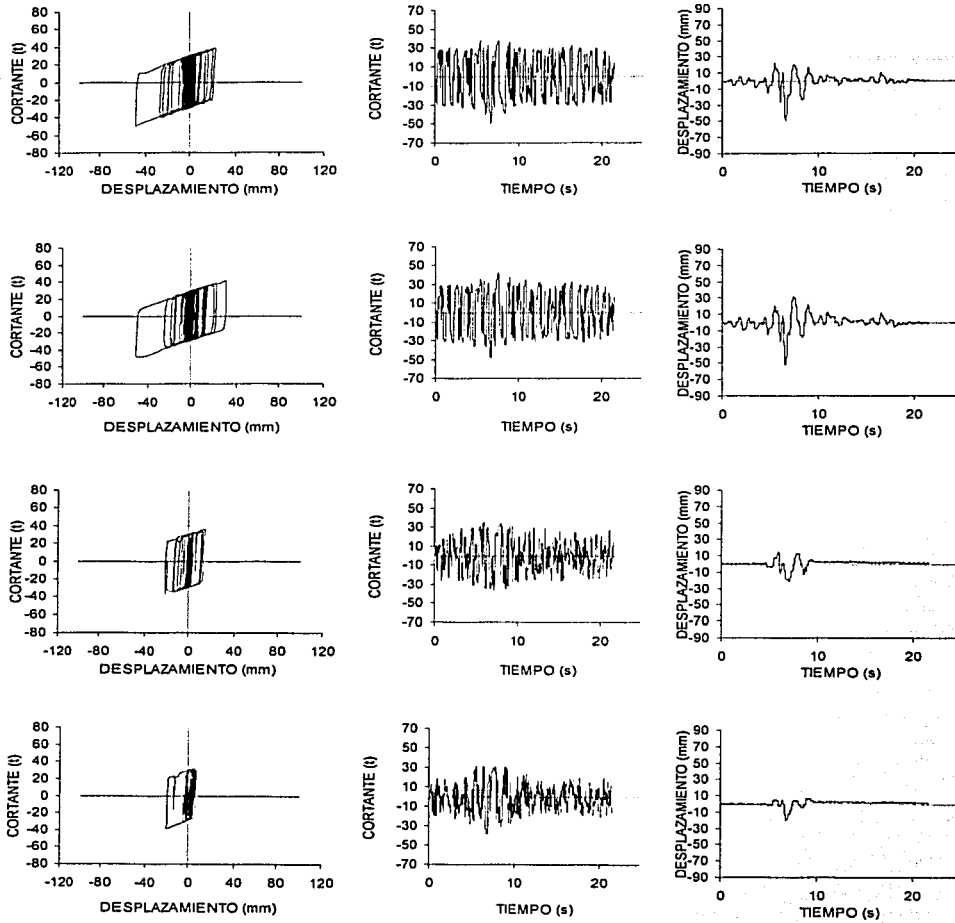


Figura. C.11 Respuestas del modelo sujeto al sismo simulado 50-2.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

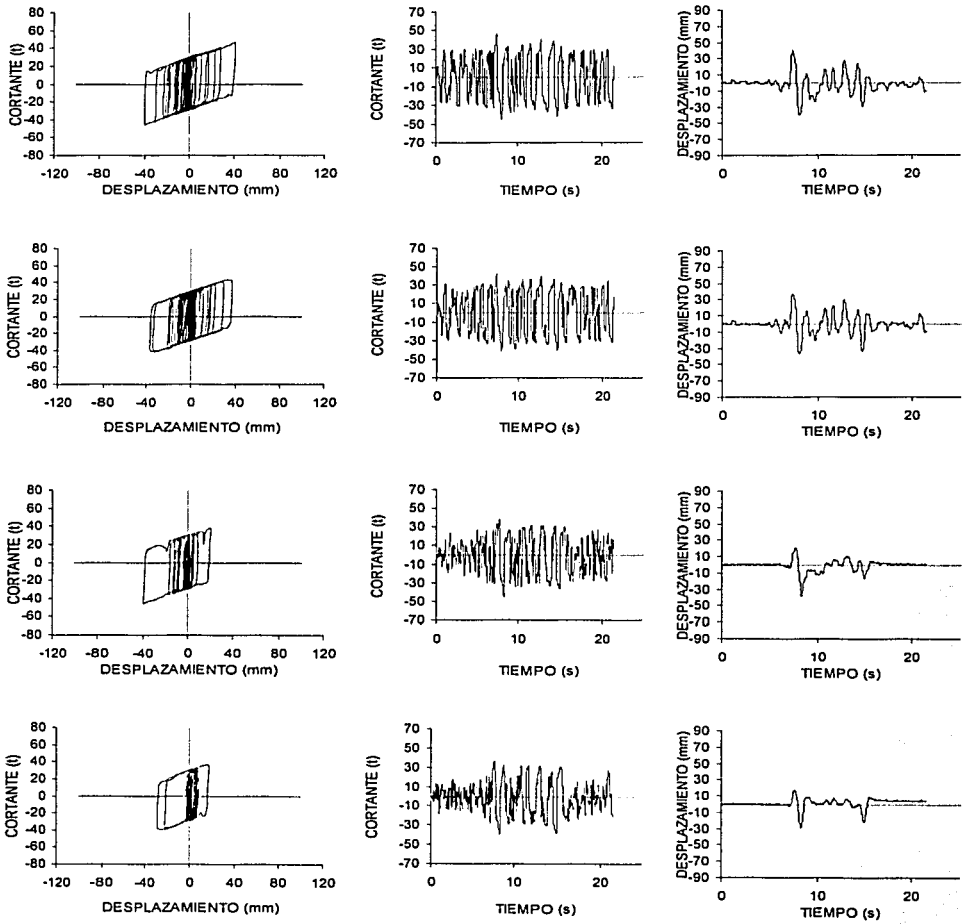


Figura. C.12 Respuestas del modelo sujeto al sismo simulado 50-3.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

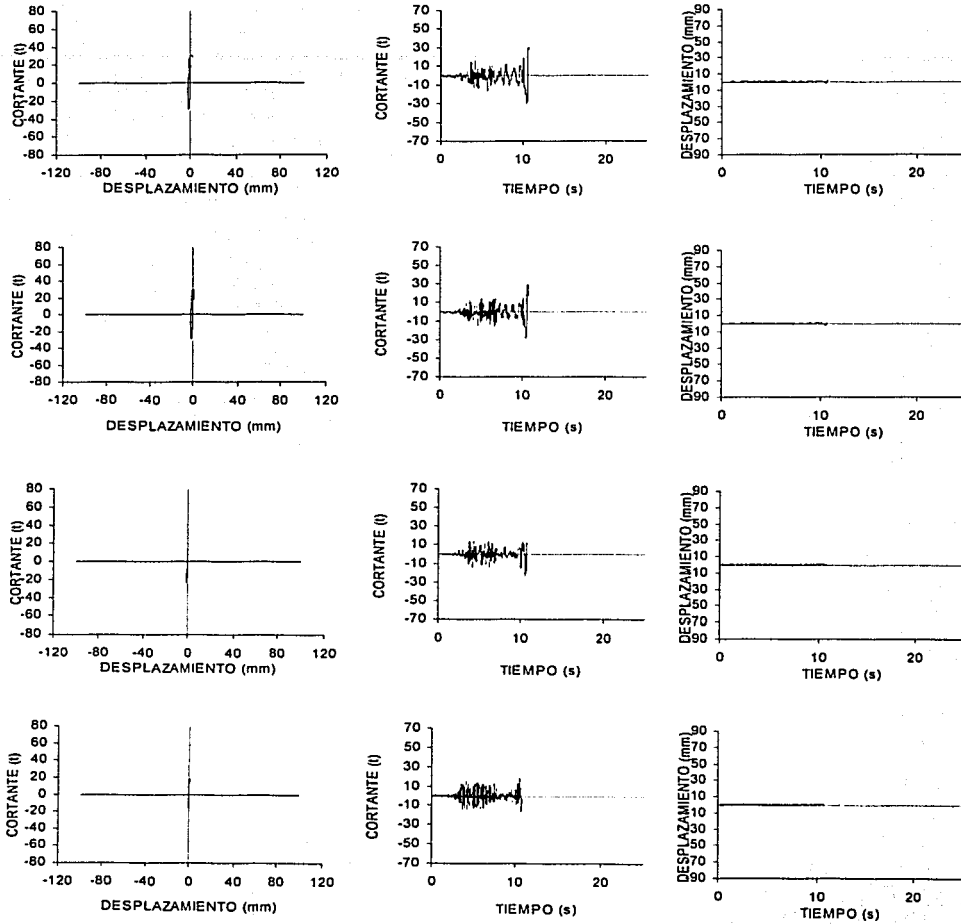


Figura. C.13 Respuestas del modelo sujeto al sismo registrado i011294md.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

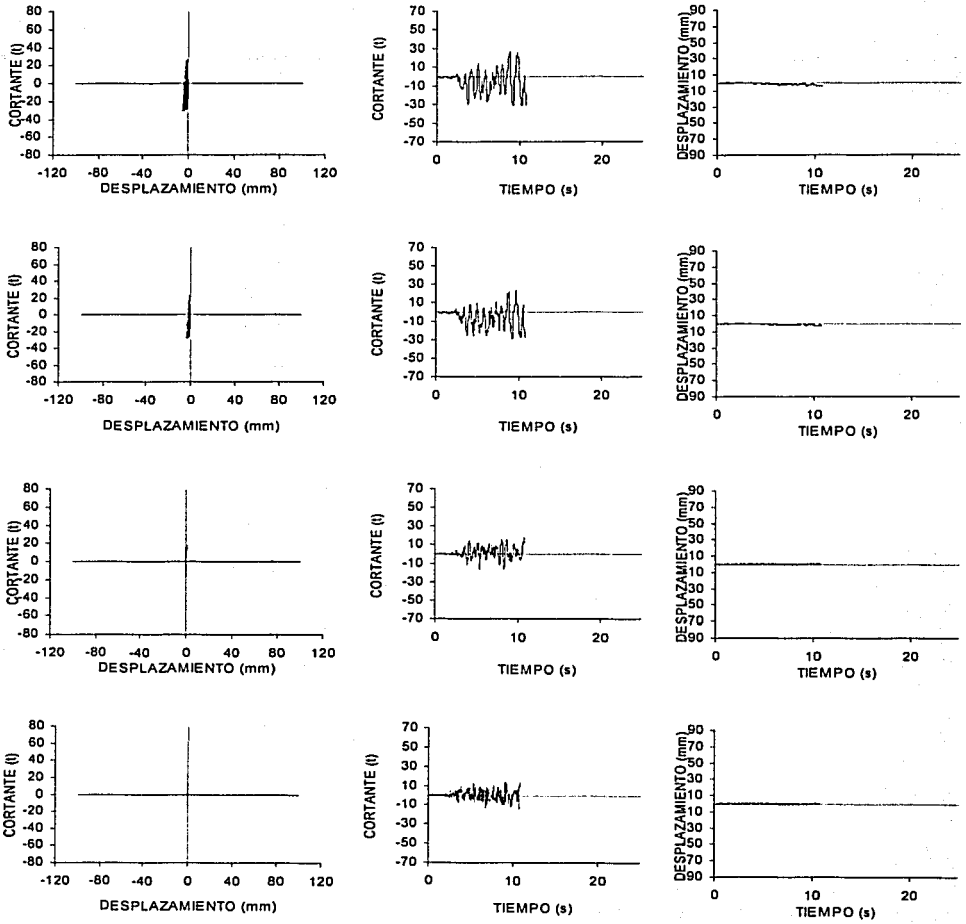


Figura. C.14 Respuestas del modelo sujeto al sismo registrado i011294mi.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

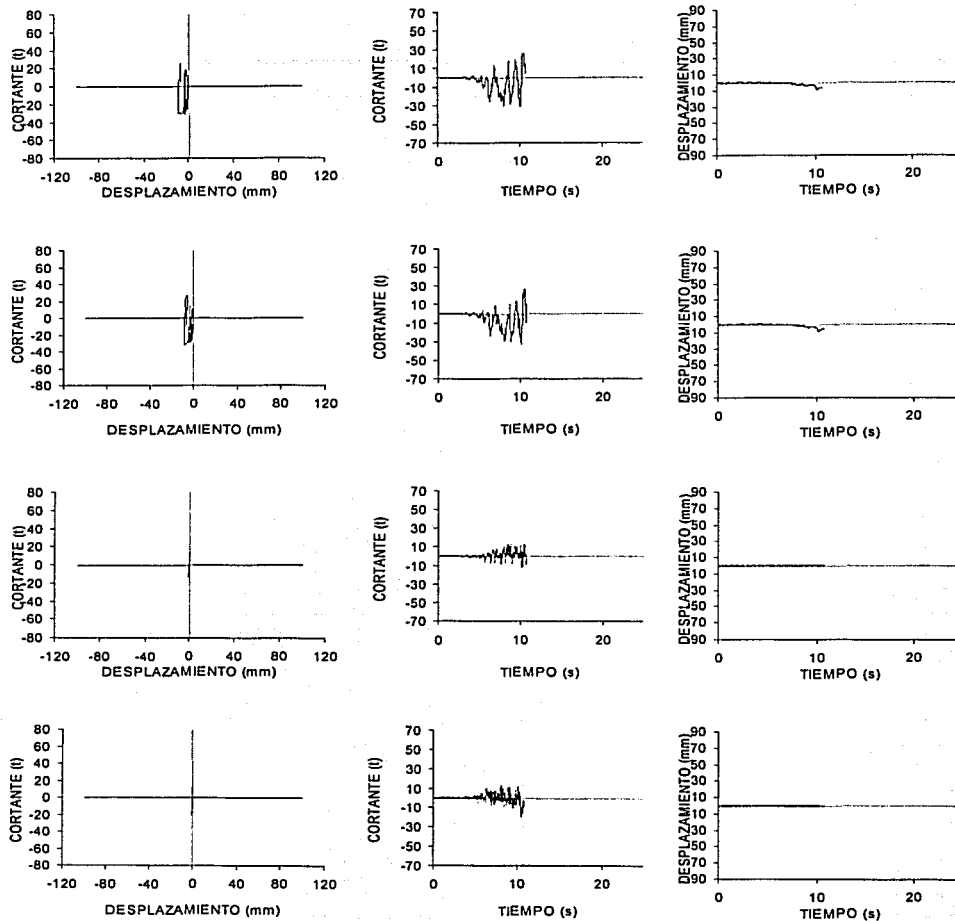


Figura. C.15 Respuestas del modelo sujeto al sismo registrado i110197pt.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

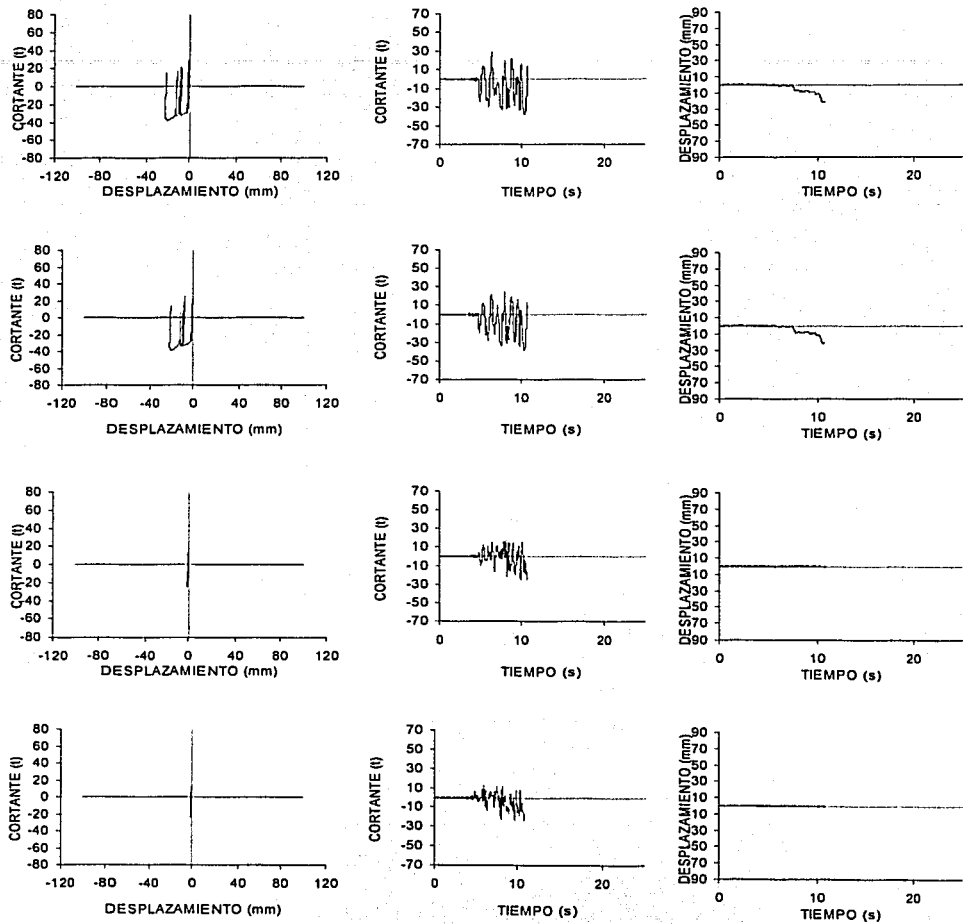


Figura. C.16 Respuestas del modelo sujeto al sismo registrado i110197mi.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

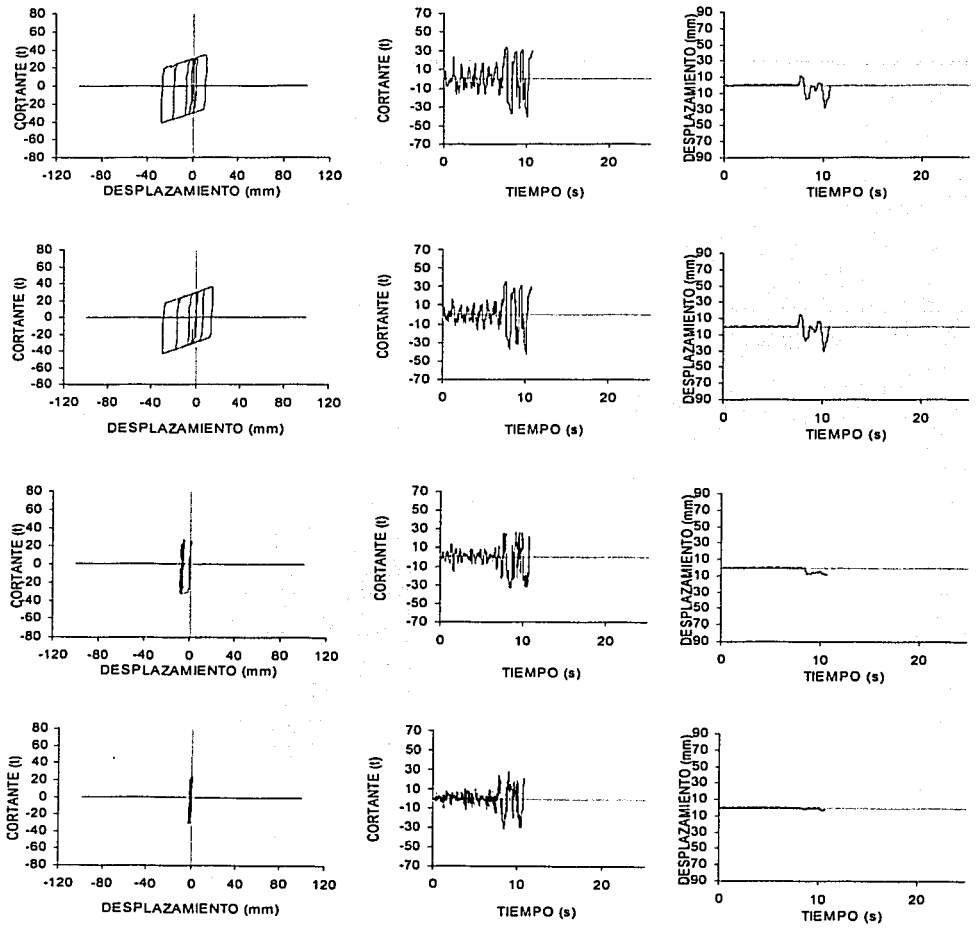


Figura. C.17 Respuestas del modelo sujeto al sismo registrado i190985.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

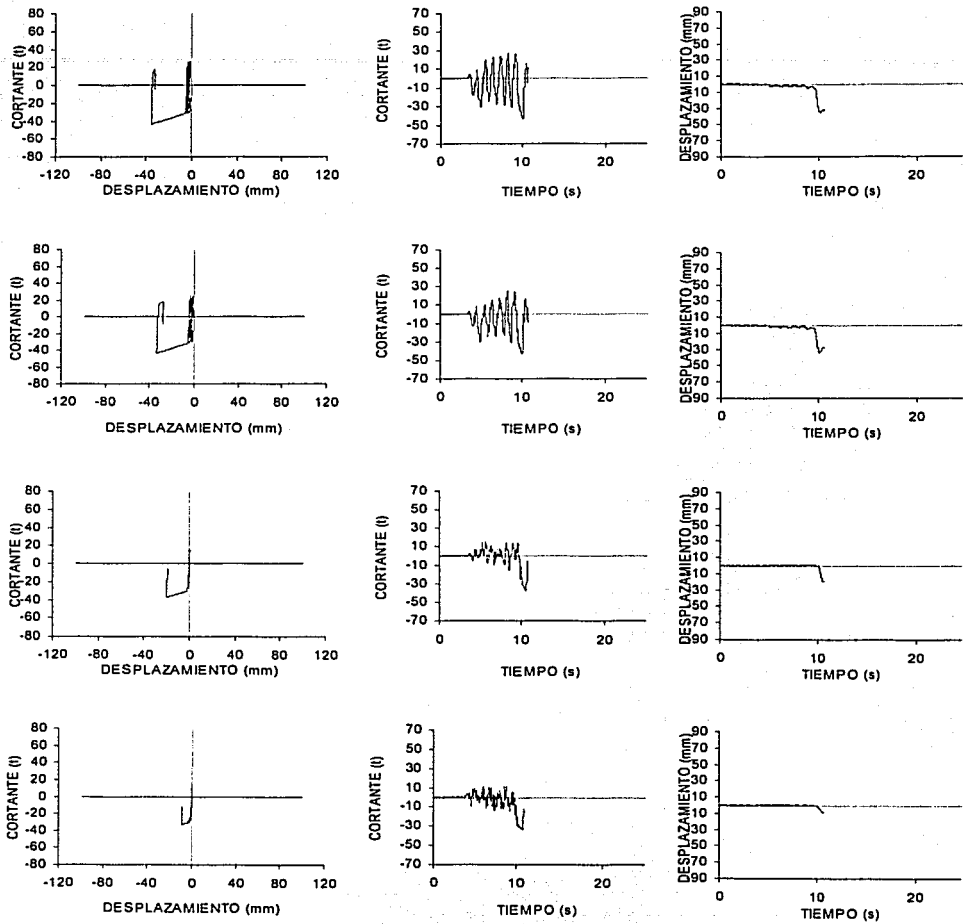


Figura. C.18 Respuestas del modelo sujeto al sismo registrado i210699md.

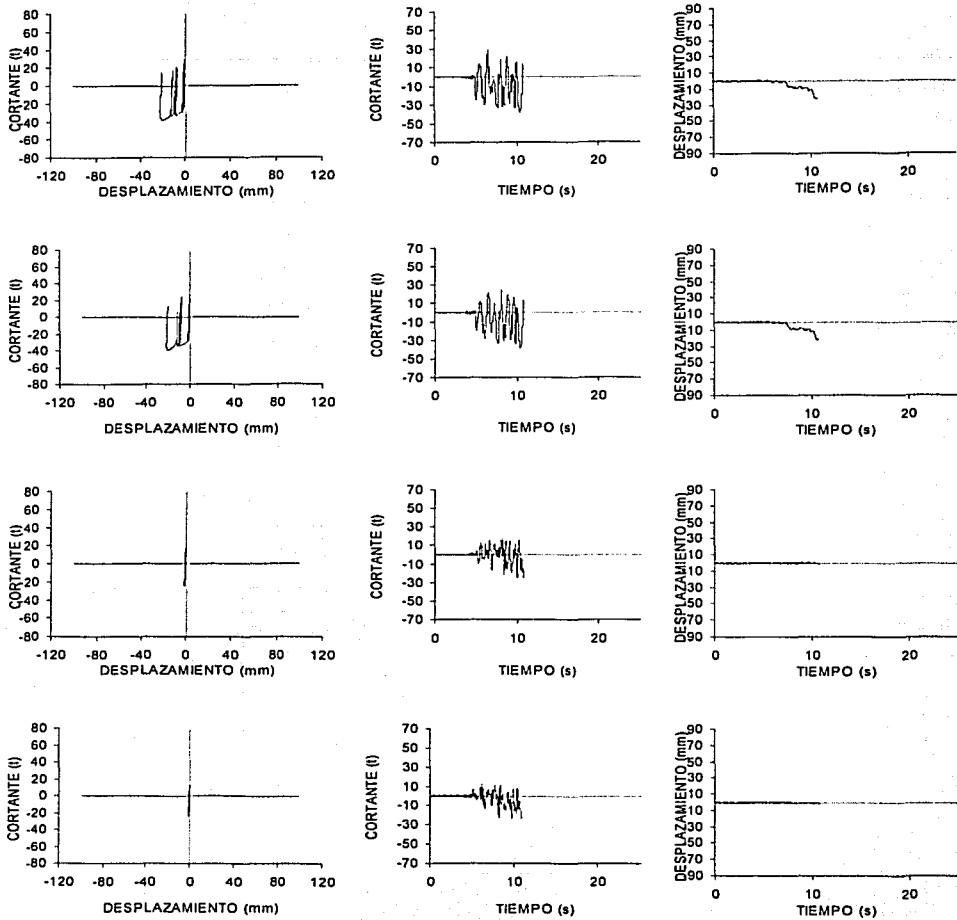


Figura. C.19 Respuestas del modelo sujeto al sismo registrado i210699mi.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

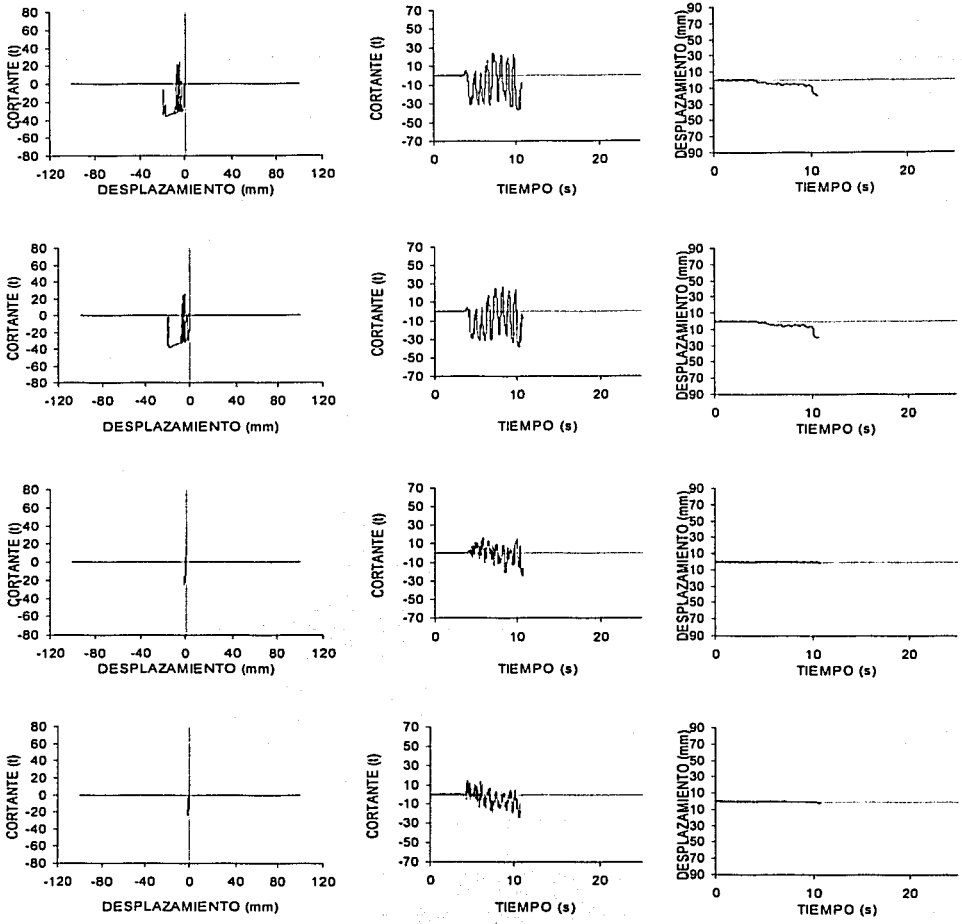


Figura. C.20 Respuestas del modelo sujeto al sismo registrado i210699pt.