

01161

11
2g

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

Facultad de Ingeniería

**CRITERIOS DE DISEÑO DINÁMICO PARA ESTRUCTURAS
AISLADAS SÍSMICAMENTE EN LAS ZONAS
COSTERAS DEL PACÍFICO MEXICANO**

Omar Villegas Jiménez

L

T E S I S

**PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE ESTUDIOS
DE POSGRADO DE LA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE**

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

CIUDAD UNIVERSITARIA

1999

270406

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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.

DEDICATORIAS

A Dios:

Por darme el regalo de la vida.

A mis padres:

Por inculcarme el deseo de superación y por el apoyo que sé que siempre existirá.

A mis hermanos:

Esperando que la distancia únicamente nos separe físicamente.

A mi novia:

Por facilitar con su apoyo y comprensión la elaboración de este trabajo.

A mis amigos:

La amistad es un tesoro cuyo valor radica en el trato sincero con los demás.

**Al Dr. Arturo Tena
Colunga:**

Gracias por apoyarme desinteresadamente durante el desarrollo de este trabajo. Lo considero un amigo.

ÍNDICE

	Página
Resumen	vi
Abstract	vii
Introducción	viii
Capítulo 1 El concepto de aislamiento sísmico y principales sistemas de aislamiento utilizado	1
1.1 Concepto	1
1.1.1 Elementos del aislamiento de base	3
1.1.2 Elementos del aislamiento de base	4
1.2 Tipos de aisladores	5
1.2.1 Aisladores elastoméricos	11
1.2.2 Amortiguadores de acero	13
1.2.3 Amortiguadores por extrusión del plomo	14
1.2.4 Aisladores por fricción	14
1.2.5 Aisladores de acción pendular	14
Capítulo 2 Investigación previa en aislamiento sísmico	27
2.1 Experiencia mundial	27
2.1.1 Japón	27
2.1.2 Nueva Zelanda	28
2.1.3 Estados Unidos de América	29
2.1.4 China	29
2.1.5 Francia	30
2.1.6 Italia	31
2.1.7 Grecia	31
2.1.8 Rusia	31
2.1.9 Chile	32
2.2 Experiencia mexicana	32
Capítulo 3 Reglamentos de diseño de estructuras con aisladores de base	45
3.1 Introducción	45

3.2 Reglamento del UBC-97 para el diseño de estructuras con aislamiento sísmico	46
3.2.1 Simbología	46
3.2.2 Requerimientos del sistema de aislamiento	48
3.2.3 Requisitos de detallado en la superestructura	50
3.2.4 Tipos de análisis sísmico	50
3.2.4.1 Diseño estático	51
3.2.4.2 Diseño dinámico	53
3.3 Diseño de los aisladores	56
Capítulo 4 Estructuras en estudio	67
4.1 Edificio HGZ-IMSS	67
4.1.1 Descripción de la estructura	67
4.1.2 Análisis estructural	68
4.1.3 Análisis sísmico	68
4.1.4 Diseño de trabes principales y secundarias	69
4.1.5 Diseño de columnas	70
4.1.6 Diseño de muros	70
4.1.7 Diseño de losas	70
4.1.8 Distorsiones	71
4.2 Edificio EBA	71
4.2.1 Descripción de la estructura	71
4.2.2 Análisis estructural	72
Capítulo 5 Acelerogramas seleccionados de sismos costeros	97
5.1 Introducción	97
5.2 Sismo del 19 de septiembre de 1985	98
5.3 Sismo del 21 de septiembre de 1985	98
5.4 Sismo del 25 de abril de 1989	99
5.5 Desplazamientos propuestos	99
5.6 Demandas de ductilidad	101
Capítulo 6 Propuesta para el diseño sísmico dinámico de aisladores de base para el Pacífico mexicano	117
6.1 Introducción	117
6.2 Zonificación	117
6.3 Tipos de terreno	117
6.4 Espectro de diseño	118
6.5 Criterios de regularidad	118
6.6 Factor de comportamiento sísmico	119
6.7 Diseño dinámico	120
6.7.1 Requisitos para el diseño dinámico	120

6.7.2	Tipos de análisis	121
6.7.3	Propuesta de diseño de acuerdo al RCEG-90	122
Capítulo 7 Diseño de las estructuras en estudio aisladas sísmicamente		128
7.1	Introducción	128
7.2	Diseño del sistema de aislamiento	128
7.2.1	Programa para el diseño de aisladores de base	128
7.2.2	Datos para el diseño de los aisladores	129
7.2.3	Resumen del diseño de los aisladores de acuerdo a la propuesta del método dinámico	130
7.2.4	Diseño de los aisladores de acuerdo al reglamento UBC-97	131
7.3	Rediseño de la superestructura del HGZ-IMSS	139
Capítulo 8 Evaluación de la confiabilidad de los diseños del sistema de aislamiento mediante análisis paso a paso no lineales		153
8.1	Introducción	153
8.2	Edificio HGZ-IMSS	154
8.3	Edificio EBA	155
Capítulo 9 Comparación entre diseños aislados sísmicamente con diseños en base rígida		162
9.1	Introducción	162
9.2	Comparación de cortantes y desplazamientos en estructuras con base rígida y aislada	162
9.3	Comparación de distorsiones de entrepiso en estructuras con base rígida y aislada	163
9.4	Comparación de los niveles de torsión observados en ambos diseños	164
9.5	Comparación de volúmenes de material empleado en el diseño del edificio HGZ-IMSS	164
Capítulo 10 Conclusiones		190
Referencias		192

RESUMEN

En este trabajo se presenta una metodología para el diseño dinámico de estructuras con aislamiento de base localizadas en la costa del Pacífico mexicano. La metodología está basada en el reglamento del UBC-97. Sin embargo, se hicieron diversas modificaciones para considerar la filosofía del reglamento local y la sismicidad regional, por ejemplo, la ecuación para la obtención de los desplazamientos se obtuvo a partir de un espectro de desplazamientos, el cual fue calculado utilizando criterios estadísticos y probabilísticos con base en espectros de respuesta de desplazamientos de diversos registros de estaciones localizadas en terreno tipo I (roca). Algunos de los acelerogramas se escalaron a una magnitud compatible con la del sismo del 19 de septiembre de 1985 ($M_S = 8.1$). Se calcularon espectros de desplazamiento para diversos niveles de amortiguamiento ($\xi = 0.05, 0.10, 0.15$ y 0.20), debido a que existen aisladores de bajo y alto amortiguamiento en el mercado.

Se diseñó el sistema de aislamiento de dos estructuras utilizando la propuesta del método dinámico y se verificó su confiabilidad mediante análisis dinámicos paso a paso no lineales utilizando los registros acelerográficos utilizados en el cálculo de los espectros de desplazamientos. De dichos análisis se puede concluir que la propuesta es confiable y se puede utilizar en el diseño o reparación de estructuras que se localicen en terreno firme de la costa del Pacífico, de manera adicional, el estudio muestra los beneficios del uso del aislamiento de base tales como la reducción de las fuerzas de inercia, las distorsiones de entrepiso y del volumen de material en la superestructura con respecto a un diseño con base rígida.

ABSTRACT

This paper presents a methodology for the design of base isolated structures located in the Mexican Pacific Coast using dynamic principles. The dynamic method is based on the one proposed by the UBC-97 code, but including several modifications to take into account the philosophy of local codes and regional seismicity. For example, the basic equation for the design displacement was obtained from the displacement design spectra (DDS). The DDS were computed using basic probabilistic and statistical criteria based on the displacement response spectra of several ground motions recorded at stations located on rock sites. Some of the records were scaled to an earthquake magnitude compatible with the maximum event considered in Mexican codes, basically, an $M_s = 8.1$ subduction earthquake that may occur in the Mexican Pacific Coast anytime, this is, a similar event to the 1985 Michoacán earthquake. The DDS were defined for different damping ratios ($\xi = 0.05, 0.10, 0.15$ and 0.20) to consider that there are both low-damping and high-damping base isolators currently available in the market. The dynamic design procedure was calibrated with the design of the base isolation system and the superstructure of two buildings. The proposed design using DDS was compared with the dynamic response obtained from time-step nonlinear dynamic analyses of the structures when subjected to the action of the acceleration records included in the definition of the DDS. One can conclude from the studies that the proposed method is reliable and can be used with confidence for the design of base isolated structures in firm sites in the Mexican Pacific Coast. In addition, the study shows again the benefits of using base isolation, this is, the reduction of inertia forces, interstory drifts, torsional effects and the lower amount of materials needed to build the superstructure when compared with a counterpart, fixed-based design.

INTRODUCCIÓN

La naturaleza creativa del hombre le ha motivado a buscar soluciones a cada problema de cualquier índole que se ha presentado. Sin embargo, el proceso de búsqueda de dichas soluciones, no siempre ha sido fácil ni mucho menos rápido. Muchas veces no ha sido suficiente con el talento para hallar el remedio adecuado, también se han requerido grandes dosis de voluntad y carácter. Prueba viviente de ello son las grandes construcciones realizadas por culturas que tuvieron su apogeo hace miles de años, tales como la egipcia, griega, romana, tolteca, inca, etc. Estas culturas realizaron obras de ingeniería que asombran a los constructores de la actualidad, no sólo por sus dimensiones, sino también por la precisión que se observa en los trazos geométricos de algunas de ellas. El hombre de la actualidad tiene en su ser parte de los conocimientos adquiridos por todas esas culturas, lo que ha derivado en el gran avance tecnológico que se observa hoy en día.

Un problema que afecta a gran parte de la población mundial son los sismos, cuyo origen y causas se han estudiado particularmente durante los últimos 50 años. Los efectos de los terremotos en muchos casos han sido devastadores. En el presente se aprecian en mayor número las consecuencias debido a la existencia de grandes zonas urbanas donde existen construcciones altamente vulnerables a la acción de los sismos. Es tarea de diversas ramas de la ingeniería establecer criterios y reglamentos que permitan construir edificios habitacionales, industriales, educativos, etc., que sean seguros ante la acción de un temblor. Con base en lo anterior, se han propuesto diversos sistemas, como el aislamiento de base, que permiten disipar parte de la energía inducida a las estructuras por un sismo.

La idea de aislar una estructura del terreno no es nueva pero ha tenido un gran auge en varios países en los últimos años. De hecho, ya existen reglamentos oficiales al respecto. Debido al desconocimiento de esta tecnología, en México se ha restringido su empleo y difusión. Otro factor que también ha afectado su impulso es que los dueños de las construcciones, en muchos casos, eligen la opción más económica que se les presenta, dejando a un lado los criterios basados en la seguridad estructural.

En el presente trabajo, se dan algunos lineamientos para contribuir en la formulación de un eventual reglamento mexicano para el diseño de estructuras con aislamiento sísmico de base. Particularmente se ha seguido la filosofía planteada en la normatividad vigente del Uniform Building Code (UBC-97).

En los primeros dos capítulos se presenta una recopilación bibliográfica referente a este tema con el énfasis puesto en el concepto, sistemas utilizados y experiencia tanto mundial como mexicana. En el capítulo tres se expone la reglamentación del UBC-97 para el diseño de estructuras con base aislada. Particularmente se describen tanto el método estático como el dinámico. En el cuarto capítulo se explican e ilustran dos estructuras de

concreto reforzado que se seleccionaron para incorporarles aislamiento de base. Una de ellas fué diseñada en su totalidad considerando el modelo con base rígida con el propósito de comparar los volúmenes de material así obtenidos con los que se obtienen realizando el diseño con base aislada. En el capítulo cinco se muestran los acelerogramas seleccionados para realizar análisis tridimensionales no lineales de las estructuras con aislamiento de base. Para ello se recurrió a los registros obtenidos en tres diferentes eventos, algunos de los cuales se escalaron para uniformizar la magnitud de los sismos. En adición, con base en los espectros lineales de respuesta, se plantean las ecuaciones para obtener los desplazamientos de diseño. En el sexto capítulo se incluye la propuesta para el diseño dinámico de estructuras con aislamiento de base, en que se considera la sismicidad regional de la costa del Pacífico mexicano. El método propuesto se programó para poder realizar los diseños del sistema de aislamiento de ambas estructuras. Estos diseños se muestran en el capítulo siete. Finalmente, en los dos últimos capítulos se incluyen la verificación de la confiabilidad de los sistemas de aislamiento de ambas estructuras mediante análisis no lineales, así como la comparación entre los diseños obtenidos de acuerdo con la propuesta de diseño y al UBC-97. También se incluye un estudio comparativo del desempeño de ambas estructuras considerando los modelos con base rígida y con base aislada.

CONCEPTO DE AISLAMIENTO SÍSMICO Y PRINCIPALES SISTEMAS DE AISLAMIENTO UTILIZADO

1.1 Concepto

Debido al gran peligro que representan los sismos, se ha buscado proporcionar, dentro del diseño estructural, soluciones que permitan la construcción de estructuras seguras y de bajo costo. Si bien existen en la actualidad criterios de diseño que pueden considerarse altamente seguros ante la acción de un sismo, el concepto no deja de tener un cierto grado de incertidumbre debido a que la estimación de las fuerzas a que se someterá una estructura es un cálculo basado tanto en sismos pasados como en la probabilidad y estadística.

Diseñar una estructura para que se comporte elásticamente durante la acción de un sismo intenso es muy costoso. Por ello, en los reglamentos de la actualidad se propone el empleo de fuerzas sísmicas menores en el diseño. En consecuencia, la energía de un sismo que no se absorbe mediante deformaciones elásticas, se disipa por medio de comportamiento inelástico en la estructura.

Un problema típico dentro del diseño sísmico de edificios de baja y mediana altura en terrenos firmes es que su periodo fundamental de vibración se encuentra dentro del intervalo de periodos en que la energía de un sismo es muy intensa. Esto significa que la estructura actúa como un amplificador de las aceleraciones del suelo en cada nivel. Ello provoca daños tanto a la estructura (si no está correctamente diseñada) como al contenido del edificio (mobiliario, equipo, etc.). La amplificación dinámica puede ser reducida mediante el incremento de la rigidez de la estructura, debido a que, conforme el periodo de la estructura disminuye, la aceleración de la estructura tiende a la del terreno; ésta es una solución costosa y en algunos casos la aceleración del suelo puede ser capaz de dañar el contenido de la estructura (Kelly, 1986).

Por tanto, una meta del diseño estructural debe ser reducir las aceleraciones de las estructuras por debajo de las aceleraciones del terreno. Para lograr esto, la estructura debe ser flexible. Ello, a su vez, puede causar problemas como vibración excesiva y grandes deformaciones. En edificios de baja y mediana altura la flexibilidad necesaria sólo se puede lograr al nivel de la cimentación mediante el aislamiento de base (Kelly, 1986).

La idea fundamental del aislamiento de base es provocar un cambio en el periodo de vibración de la estructura hacia valores más grandes que los esperados si la estructura estuviera empotrada en el terreno, lo cual se logra mediante un sistema localizado entre la

cimentación y la superestructura, el cual absorbe los desplazamientos laterales durante el sismo. Por esta razón, la energía transmitida por el sismo al edificio aislado se ve significativamente reducida. La estructura aislada se mueve como cuerpo rígido (figura 1.1), al tener los modos superiores de vibración factores de participación muy pequeños, los elementos mecánicos a los que estará sujeta la superestructura también serán pequeños; en consecuencia, los sistemas estructurales serán de bajo costo (Kelly, 1993).

El beneficio que se logra mediante el incremento de la flexibilidad de la estructura, se compensa de alguna manera con la necesidad de que los aisladores soporten grandes desplazamientos y que la separación con los edificios adyacentes lo permita. El uso del aislamiento sísmico pretende no sólo limitar las fuerzas que actúan en la estructura, también reducir la demanda de ductilidad que sería necesaria para disipar la energía bajo una mayor amplitud del movimiento del suelo. En una estructura aislada, el desacoplamiento de la construcción con el movimiento del suelo se logra físicamente por medio de los aisladores, que deben tener una rigidez axial del mismo orden que la de las columnas que se apoyan sobre ellos (Giuliani, 1993).

El concepto de aislamiento de base no es nuevo. Sus fundamentos se remontan a diversos métodos propuestos desde principios de siglo. Por ejemplo, en 1906 John Bechtold de Munich diseñó un sistema para proteger a los edificios de los efectos de los sismos. Éste consistía en una placa rígida, sobre la que se desplantaba el edificio, apoyada sobre un conjunto de esferas de material resistente. El doctor Calantarients de Scarborough, Inglaterra, propuso en 1909 un sistema que consistía en el uso de estratos de talco para producir el aislamiento de muros y pisos de las perturbaciones del suelo. Aparentemente este sistema ya había sido concebido a finales del siglo pasado en Japón. Posteriormente, en 1929, Robert Wladislas de Montalk patentó un invento en Nueva Zelanda mediante el cual se trataba de proveer a las construcciones de un medio ubicado entre la cimentación y la superestructura que minimizara o absorbiera las excitaciones dinámicas del terreno (Kelly, 1986).

Una estructura notable por el concepto de aislamiento sísmico es el Hotel Imperial en Tokio diseñado por Frank Lloyd Wright. El edificio se cimentó sobre un estrato firme superficial apoyado sobre estratos de lodo. La estructura se comportó satisfactoriamente durante el devastador terremoto de Kanto en 1923 (Buckle y Mayes, 1990).

El aislamiento de base no solamente se ha tratado de proveer mediante sistemas especialmente diseñados para ello, sino también mediante estructuraciones en las que se busca un cambio súbito en la rigidez lateral del edificio. A este último método se le conoce como "piso suave". Varias estructuras se construyeron a principio de la década de los 30 en las cuales las columnas del primer piso eran muy flexibles, de tal manera que el daño provocado por un sismo se redujera en los pisos superiores. Sin embargo, la demanda de rotación en las columnas del primer piso fue subestimada. También se observaron grandes desplazamientos no esperados. Ante esta situación, la carga de los pisos superiores dañó sensiblemente las columnas del piso suave, llegando incluso a la carga de colapso, ello

provocó la inestabilidad de la estructura. Después de estas experiencias se ha tenido especial cuidado en evitar cambios bruscos en la rigidez lateral de una estructura (Kelly, 1986).

1.1.1 Elementos del aislamiento de base

Los principales elementos que componen el sistema de aislamiento sísmico de base son los siguientes (Buckle y Mayes, 1990):

- 1) Una montura flexible que permita alargar el periodo fundamental de la estructura de tal manera que se reduzcan las fuerzas de respuesta.
- 2) Un amortiguador o disipador de energía que permita que los desplazamientos relativos entre la superestructura y la cimentación puedan controlarse.
- 3) Un medio que aporte rigidez lateral bajo pequeños niveles de carga como las debidas a viento o a sismos de baja magnitud.

Para formar la montura flexible se han empleado mucho los cojinetes elastoméricos, que son muy prácticos y tienen un amplio campo de aplicación. Otros dispositivos que se pueden emplear son placas deslizantes, rodillos, pilas encamisadas, cimentaciones con movimiento de cabeceo, colchones de aire y resortes.

En la figura 1.2 se observan los espectros de respuesta de aceleraciones para distintos niveles de amortiguamiento de dos registros distintos, uno localizado sobre terreno blando (tipo III) de la Ciudad de México y el otro ubicado sobre roca (tipo I) en la población de San Marcos en el estado de Guerrero. En esta figura se aprecia que para estructuras de periodo corto desplantadas sobre roca, el incremento en el periodo y en el amortiguamiento es benéfico ya que se reduce la aceleración, no así en estructuras ubicadas sobre terreno blando, donde prolongar el periodo a la zona acotada entre uno y medio y tres segundos ocasionará un incremento en la aceleración. En este caso se observa que el incremento del amortiguamiento reduce notablemente la aceleración, aunque ésta sigue siendo de gran magnitud.

Por otra parte el hacer más flexible la estructura provoca que se incrementen los desplazamientos relativos en el sistema de aislamiento, los cuales se pueden reducir si se incrementa el amortiguamiento, tal y como se aprecia en los espectros de desplazamientos relativos de los registros mencionados anteriormente contenidos en la figura 1.3. El espectro de terreno blando presenta grandes desplazamientos en la zona donde se desea ubicar las estructuras con aislamiento sísmico, por lo que no conviene incrementar la flexibilidad en estructuras de periodo corto ya que no se presenta reducción alguna en las aceleraciones ni en los desplazamientos relativos. En terreno blando es difícil conocer con certeza en que intervalo de periodos se presentarán las mayores amplificaciones dinámicas, por ello es riesgoso construir sobre él estructuras con aislamiento de base, no así sobre roca, donde se sabe que por lo general en el intervalo de periodos comprendido entre uno y medio y tres segundos, las amplificaciones tienden a disminuir.

Las figuras anteriores sugieren que para diseñar una estructura con aislamiento de base se debe considerar el tipo de terreno sobre el que se va a desplantar, el periodo de la estructura con base rígida y el periodo que se desea alcanzar mediante el uso del aislamiento.

Uno de los mejores medios para adicionar amortiguamiento es a través de la disipación de energía en forma histerética. El término histerético se refiere a la variación de las curvas de carga y descarga bajo cargas cíclicas, es decir, el trabajo realizado durante la carga que no se recupera totalmente durante la descarga, por lo que la diferencia entre ambas fases se disipa como calor. Muchos materiales empleados en la ingeniería son histeréticos por naturaleza; todos los elastómeros presentan dicha propiedad.

Con la modificación de ciertas propiedades como la adición de "rellenos" a los materiales, es posible incrementar su histéresis natural sin afectar sus propiedades mecánicas. Esta solución es una fuente muy útil de amortiguamiento. Sin embargo, no ha sido posible alcanzar el mismo nivel de disipación de energía que presenta la deformación plástica de un metal. Otro mecanismo de disipación de energía es la fricción, que se emplea para limitar las deflexiones. El problema en este caso consiste en que es un mecanismo difícil de cuantificar y los dispositivos empleados en la actualidad hechos de una aleación de acero y bronce, son caros.

El amortiguamiento hidráulico ha sido empleado exitosamente en algunos puentes y en algunas estructuras especiales. Se pueden lograr grandes fuerzas de amortiguamiento empleando fluidos viscosos, pero el alto costo inicial y el cuidadoso mantenimiento que se requiere, han limitado el empleo de esta solución.

Es indeseable que una construcción vibre notoriamente bajo cargas relativamente bajas como las debidas a viento o a sismos pequeños. Los aisladores hechos de elastómeros presentan una gran resistencia a los desplazamientos producidos bajo cargas pequeñas, debido a que en el intervalo elástico presentan una gran rigidez (fig. 1.4). Otros sistemas requieren de dispositivos adicionales, especialmente diseñados para evitar que la estructura se encuentre en continua vibración y además para que fallen a determinados niveles de carga. Sin embargo, deben ser remplazados después de cada sismo (Buckle y Mayes, 1990).

1.2 Tipos de aisladores

De la elección del tipo de aislador depende en gran parte que una estructura con aislamiento de base se comporte correctamente. Se debe buscar que el sistema de aislamiento aporte suficiente amortiguamiento y una adecuada flexibilidad horizontal. Además, se debe proveer de una holgada separación entre el edificio aislado y las construcciones adyacentes para permitir el desplazamiento de los aisladores.

El sistema de aislamiento tiene que permanecer operando durante toda la vida útil de la estructura. Además, el diseño debe admitir mantenimiento preventivo y en su caso correctivo de los elementos del sistema.

Los aisladores de base se pueden clasificar de la siguiente manera (Tena-Colunga *et al.*, 1997):

- 1) Elastoméricos: - Laminados
- Con corazón de plomo
- 2) Amortiguadores histeréticos de acero.
- 3) Amortiguadores por extrusión del plomo.
- 4) De fricción.
- 5) De acción pendular.

1.2.1 Aisladores elastoméricos

Los cojinetes de hule son el sistema más simple de aislamiento y son relativamente fáciles de elaborar. Estos dispositivos tienen una gran rigidez axial y, a su vez, una gran flexibilidad en la dirección horizontal (Giuliani, 1993).

La función de los elastómeros ante cargas sísmicas es aislar al edificio de los componentes horizontales del movimiento, mientras que el vertical se transmite a través de la estructura sin cambio alguno. Generalmente las aceleraciones verticales no ocasionan problemas a las edificaciones, debido a que suelen ser de menor magnitud que las horizontales (Giuliani, 1993).

La primera vez que se empleó el hule en el aislamiento sísmico fue en una escuela de tres niveles ubicada en la localidad de Skopje, en la república balcánica de Macedonia (Kelly, 1993-b). Este edificio se terminó de construir en 1969 y fue elaborado con concreto reforzado. Los aisladores, en contraste con los de la actualidad, se elaboraron únicamente con hule, sin refuerzo. Esto ocasionó que la carga axial debida al peso del edificio los pandeara. La rigidez vertical y horizontal de los aisladores eran del mismo orden, por ello, ante perturbaciones sísmicas, el edificio tenía movimientos de balanceo y cabeceo.

Para evitar el desplazamiento producido por cargas de viento y el levantamiento de los apoyos, se recomienda el uso de los cojinetes en estructuras rígidas, de mampostería o concreto reforzado de hasta siete niveles de altura (Kelly, 1986).

1.2.1.1 Elastómeros laminados

Este tipo de dispositivo se manufactura a partir de la vulcanización de hojas de hule con placas de acero (figura 1.5). Son muy usados en puentes, pero en la actualidad se les emplea también en el aislamiento de edificios. La aplicación de estos dispositivos requiere de un diseño sofisticado y una elaboración cuidadosa. El hule debe estar fabricado de tal

manera que resista los factores ambientales tales como la humedad, el ozono y los rayos ultravioleta, así como para que mantenga su estabilidad a largo plazo (Skinner *et al*, 1993). Las placas de acero intermedias deben soportar los esfuerzos cortantes transmitidos por el hule, por ello, el vulcanizado entre las placas de metal y el hule debe ser capaz de resistir dichos esfuerzos.

1.2.1.1.1 Capacidad de carga (W)

Se acepta que el hule es incompresible. La carga vertical ocasiona una deformación unitaria ϵ_z que provoca que el hule se expanda de manera proporcional a la distancia al centro del cojinete. Cuando el pandeo se asemeja a una parábola, el volumen bajo esa curva proporciona la máxima deformación unitaria a cortante γ_{xz} mediante la siguiente expresión (Skinner *et al*, 1993)

$$\gamma_{xz} = 6 S \epsilon_z \quad \dots(1.1)$$

De tal manera que ϵ_z es la deformación unitaria vertical ($\Delta t / t$, siendo t el espesor del hule laminado) y S el factor de forma dado por

$$S = \left(\frac{\text{Area cargada}}{\text{Area libre}} \right) \quad \dots(1.2)$$

Por ejemplo, para una sección circular de diámetro D y espesor t , $S = D / 4t$ y para un aislador de sección cuadrada de lado B y espesor t , $S = B / 4t$.

La capacidad de carga máxima se calcula mediante la siguiente expresión

$$W_{\text{máx}} = A' G S \gamma_w \quad \dots(1.3)$$

siendo A' el área traslapada entre la parte superior e inferior del cojinete (figura 1.5), G el módulo de rigidez en cortante del hule (10.2 kg/cm^2) y γ_w la deformación unitaria permisible a cortante.

1.2.1.1.2 Esfuerzos cortantes debidos a compresión

Los esfuerzos cortantes debidos a carga vertical son muy importantes para el diseño de elastómeros (Kelly, 1993-b). Para un cojinete de sección cuadrada de lado B , el máximo esfuerzo cortante será

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{6G\epsilon_z B}{t} \quad \dots(1.4)$$

y para uno de sección circular de diámetro D

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{6G\varepsilon_z D}{t} \quad \dots(1.5)$$

1.2.1.1.3 Rigidez horizontal

El elastómero laminado puede compararse con una columna corta. Como las placas de acero impiden las deformaciones por flexión más no los desplazamientos laterales (Skinner *et al*, 1993), la rigidez lateral del cojinete puede expresarse como

$$K_b = \frac{GA}{h} \quad \dots(1.6)$$

Donde A es el área de la lámina de hule y h la altura total del elastómero.

1.2.1.1.4 Rigidez vertical

La rigidez axial de un elastómero está en función de la rigidez sin cambio de volumen y de la rigidez debida al cambio de volumen sin deformación por cortante. La rigidez vertical del elastómero puede obtenerse mediante la siguiente expresión

$$K_z = \frac{6GS^2 Ak}{(6GS^2 + k)h} \quad \dots(1.7)$$

en donde k es el módulo de compresión del hule ($k = 20390 \text{ kg/cm}^2$), para elastómeros convencionales (Skinner *et al*, 1993).

Según Kelly (1993-b), la rigidez se expresa en función del factor de forma S, del área A y del módulo de compresión instantánea E_c , de acuerdo con la siguiente expresión

$$K_v = \frac{E_c A}{T_r} \quad \dots(1.8)$$

Para secciones circulares

$$E_c = 6GS^2 \quad \dots(1.9)$$

y para secciones cuadradas

$$E_c = 6.73GS^2 \quad \dots(1.10)$$

Siendo T_r el espesor total de hule del aislador.

1.2.1.1.5 Esfuerzo crítico de pandeo

Los elastómeros, al estar sometidos a carga axial y desplazamientos laterales, pueden tener problemas de inestabilidad, por ello se sugiere revisar el esfuerzo crítico de pandeo, que se calcula, aproximadamente, de la siguiente manera (Kelly, 1993-b)

$$\sigma_{crit} = \frac{1}{A} \sqrt{P_S * P_E} \quad \dots(1.11)$$

donde

$$P_S = GA \frac{h}{T_r} \quad \dots(1.12)$$

y

$$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{h^2} \quad \dots(1.13)$$

Se sabe que T_r es el espesor total de hule (sin placas de acero) en el aislador y EI_{eff} , la rigidez a flexión que para valores pequeños del factor de forma se expresa mediante la siguiente fórmula

$$EI_{eff} = E_C I \frac{h}{3T_r} \quad \dots(1.14)$$

1.2.1.1.6 Periodo natural de vibración lateral de elastómeros

El periodo de un aislador elastomérico se puede obtener de manera análoga a un sistema de un grado de libertad, relacionando el peso y la rigidez dados por las ecuaciones 1.3 y 1.6 (Skinner *et al*, 1993).

$$T_h = 2\pi \sqrt{\frac{Sh\gamma_w A'}{Ag}} \quad \dots(1.15)$$

donde:

γ_w = Deformación permisible por cortante para una cierta carga vertical ($0.4 < \gamma_w < 0.7$).
 g = Aceleración de la gravedad.

1.2.1.1.7 Amortiguamiento del aislador

Los elastómeros, al deformarse, provocan un gasto en la energía inducida. A dicho gasto se le denomina amortiguamiento (Kelly, 1993-b).

El amortiguamiento que proporciona este tipo de aislador es dependiente de la velocidad inducida al sistema. Los elastómeros que se emplean usualmente en la fabricación de aisladores proporcionan generalmente un amortiguamiento que oscila entre el 5% y el

10% del crítico, aunque se han llegado a fabricar aisladores hasta con 15% de amortiguamiento crítico (Skinner *et al*, 1993).

1.2.1.1.8 Deformaciones unitarias por cortante máximas permisibles

El daño que producen las deformaciones se ve incrementado por la duración y por el número de ciclos de carga a los que se somete el aislador. Las normas para la ingeniería de puentes (Bridge Engineering Standards) de 1976 sugieren una forma de estimar la deformación unitaria por cortante en un aislador elastomérico, la cual está dada por la siguiente expresión (Skinner *et al*, 1993)

$$\gamma_w = 0.2 \varepsilon_t \quad \dots(1.16)$$

Donde ε_t es la deformación unitaria de falla para cargas a tensión de corta duración. De experimentos se sabe que los factores correspondientes para deformaciones unitarias por cortante durante sismos son, 0.4 para sismos de baja magnitud y 0.7 para sismos de considerable magnitud (Skinner *et al*, 1993).

1.2.1.1.9 Desplazamientos permisibles

a) Desplazamiento limitado por el desplazamiento unitario debido a fuerza cortante. Cuando la deformación unitaria del elastómero γ_w , debida a carga vertical (w) se mantiene por debajo del máximo permisible, existe una reserva de deformación γ_s que permite el desplazamiento debido a carga horizontal, el cual se puede calcular mediante la siguiente expresión (Skinner *et al*, 1993)

$$X_h = h\gamma_s \quad \dots(1.17)$$

donde h es la altura del aislador y γ_s la deformación unitaria permisible debida a cargas horizontales.

b) Desplazamiento limitado por el factor de traslape, A'/A . La relación entre el factor de traslape, las dimensiones y el desplazamiento del elastómero dependen de la forma de la sección transversal del mismo. Para un aislador de forma cilíndrica, el desplazamiento X_b se puede estimar mediante (Skinner *et al*, 1993)

$$X_b \approx 0.8D(1 - \frac{A'}{A}) \quad \dots(1.18)$$

donde D es el diámetro y A el área de la sección transversal. El factor de traslape A'/A se obtiene a partir de (Skinner *et al*, 1993)

$$\frac{A'}{A} = 1 - \frac{2}{\pi}(\theta + \sin\theta \cos\theta) \quad \dots(1.19)$$

siendo θ el ángulo de inclinación del elastómero. De manera análoga, para un cojinete con sección transversal rectangular, el desplazamiento X_b será

$$X_b \approx 0.8B\left(1 - \frac{A'}{A}\right) \quad \dots(1.20)$$

y el factor de traslape

$$\frac{A'}{A} \approx 1 - \frac{X_b(B)}{B} - \frac{X_b(C)}{C} \quad \dots(1.21)$$

donde $X_b(B)$ y $X_b(C)$ son los desplazamientos del elastómero paralelos a las dimensiones en planta B y C del aislador, respectivamente.

Se observa claramente que el desplazamiento es función del factor de traslape, y viceversa. En la literatura se estipula (Skinner *et al.*, 1993) que el factor A'/A no será mayor que 0.6.

1.2.1.2 Elastómeros laminados con corazón de plomo

Este tipo de aislador consiste en una modificación al elastómero de hule laminado, agregándole al centro un corazón de plomo. Fue inventado por W.H. Robinson en el año de 1975 en Nueva Zelanda (Skinner *et al.*, 1993), mientras trabajaba con amortiguadores de plomo (figura 1.7).

Los cojinetes de hule con corazón de plomo proporcionan amortiguamiento adicional por la disipación histerética de energía. El plomo tiene las siguientes características que lo hacen ideal para incorporarlo al aislamiento de base (Skinner *et al.*, 1993)

- 1) Fluye a cortante bajo un esfuerzo relativamente pequeño, $\tau_{pb} = 107 \text{ kg / cm}^2$.
- 2) Su comportamiento se parece al de un material elasto-plástico.
- 3) Su deformación plástica se alcanza a temperatura ambiente.
- 4) Las propiedades mecánicas del plomo son restituidas por los procesos simultáneos de recuperación, recristalización y el crecimiento de la fibra.

Se debe tener especial cuidado en que el cilindro de plomo que se inserta al aislador quede bien ajustado contra las láminas de acero y de hule. Esto es importante, ya que depende de un ajuste perfecto que el aislamiento funcione correctamente. Las placas de acero controlan la deformación del plomo durante grandes deformaciones plásticas (Skinner *et al.*, 1993).

1.2.1.2.1 Rigidez horizontal

De estudios experimentales (Skinner *et al.*, 1993) se ha determinado que la rigidez elástica a cortante (K_{b1}) de los aisladores elastoméricos con corazón de plomo aumenta

nueve veces con respecto a la rigidez de un aislador de hule sin plomo, y la rigidez postfluencia (K_{b2}) es aproximadamente igual a la rigidez elástica obtenida para un aislador sin corazón de plomo (fig. 1.8), esto es

$$K_{b1} = 10 K_b \quad \dots(1.22)$$

y

$$K_{b2} = K_b \quad \dots(1.23)$$

La rigidez K_b se obtiene de la ecuación 1.6.

1.2.1.2.2 Área de plomo

El área de plomo requerida para el aislador se obtiene a partir de las propiedades del aislador y del esfuerzo cortante resistente del plomo. El área se puede calcular mediante la siguiente ecuación

$$A_{ph} = \frac{(V_y - K_{b2} \Delta_y)}{\tau_{ph}} \quad \dots(1.24)$$

Donde τ_{ph} es la resistencia a cortante del plomo ($\tau_{ph} = 107 \text{ kg / cm}^2$). Una vez conocida el área es fácil calcular el diámetro del corazón de plomo

$$D_{ph} = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \quad \dots(1.25)$$

1.2.2 Amortiguadores de acero

Debido a la necesidad de crear aisladores que disipen energía, se desarrollaron dispositivos con gran capacidad de amortiguamiento utilizando la histéresis estable del acero. Los primeros amortiguadores de acero para aislamiento sísmico se desarrollaron en la sección de ingeniería sismológica del Laboratorio de Física e Ingeniería (Nueva Zelanda). A éstos se les dio una mayor capacidad de resistencia a la fatiga que a los perfiles estructurales de acero comúnmente utilizados. La vida de los amortiguadores de acero está limitada por su resistencia a la fatiga ante cargas cíclicas, que puede ser estimada mediante pruebas en especímenes (Skinner *et al*, 1993).

El desempeño de los amortiguadores de acero durante los sismos es similar al comportamiento de los marcos dúctiles de acero. Estos dispositivos están diseñados para trabajar a grandes niveles de deformación plástica. Ello se logra de la siguiente manera (Skinner *et al*, 1993)

- 1) Fabricando el amortiguador con acero dulce de gran ductilidad.

- 2) Usando secciones transversales que proporcionen iguales deformaciones en cada sección plastificada.
- 3) Diseñando el amortiguador de sección compacta (usualmente rectangular o circular).
- 4) Detallando las conexiones del amortiguador y los elementos de carga, limitando las concentraciones de esfuerzo, particularmente en las soldaduras.

1.2.2.1 Tipos de amortiguadores de acero

Los tipos de amortiguador que se mencionan a continuación se desarrollaron por Skinner y Heine, Tyler y Kelly, respectivamente (Skinner *et al*, 1993).

- 1) Amortiguador tipo "U", que consiste en una barra prismática sujeta a flexión, con brazos transversales de carga inclinados (fig. 1.9 a).
- 2) Amortiguador tipo "T", este dispositivo consta de una barra en cantiliver no prismática de sección circular, sujeta a flexión, en que la carga se aplica en cualquier dirección perpendicular al eje de la barra mediante una placa soldada en la parte superior (fig. 1.9 b).
- 3) Amortiguador tipo "E", formado por una barra sujeta a torsión con brazos transversales de carga (fig. 1.9 c).

Una característica común de los tres tipos de amortiguadores es que son estables para una amplia gama de proporciones. Combinando las características de estos amortiguadores se pueden crear amortiguadores mixtos.

Como se indicó, estos aisladores disipan energía en el intervalo de deformaciones plásticas del acero, es decir, disipan energía por histéresis. Para estudiar el comportamiento de estos dispositivos se utiliza un modelo bilineal (fig. 1.10), que se aproxima al modelo histerético real.

Existen factores correctivos de fuerza (f) y desplazamiento (l), para cada tipo de aislador de acero. A partir de éstos parámetros se puede calcular las rigideces K_{b1} y K_{b2} , y el punto de fluencia Q_y , con las siguientes ecuaciones.

$$K_{b1} \approx \left(\frac{f}{l}\right) \hat{E}_1 \quad \dots(1.26)$$

$$K_{b2} \approx \left(\frac{f}{l}\right) \hat{E}_2 + aQ_y X_m \left(1 + \frac{\epsilon_y}{\epsilon_m}\right) \quad \dots(1.27)$$

$$Q_y \approx f \sigma_y \quad \dots(1.28)$$

$$X_m = l \epsilon_m \quad \dots(1.29)$$

De tal manera que ϵ_m es la máxima deformación unitaria y a es el factor de corrección para grandes desplazamientos, que se puede calcular para el tipo de amortiguador U, T y E con las siguientes expresiones respectivamente:

$$a_U \approx \frac{-1}{(8R^2)} \quad a_T \approx \frac{2}{(L+R)^2} \quad a_E \approx \frac{1}{(2R^2)} \quad \dots(1.30)$$

Los factores correctivos "f" y "l" se pueden obtener de la figura 1.11 que se muestra a continuación. Los valores \hat{E}_1 y \hat{E}_2 (módulo de elasticidad), están contenidos en la tabla 1.1.

Al trabajar el aislador tipo E por torsión, los módulos \hat{E}_1 y \hat{E}_2 , y el esfuerzo σ_y se sustituyen en las ecuaciones 1.26, 1.27 y 1.28 por G_1 , G_2 y τ_y respectivamente, que son aproximadamente la mitad de los valores indicados en la tabla 1.1.

1.2.3 Amortiguadores por extrusión del plomo

Este tipo de aislador, al igual que los de acero, disipa energía por histéresis. El proceso de extrusión consiste en forzar a un material a pasar por un orificio, de tal manera que el cuerpo cambia de forma. Este proceso implica una disminución en el área de la sección transversal, pero al no sufrir cambio en su masa, ésta se reacomoda modificando la longitud del cuerpo. (fig. 1.12).

Como la extrusión es un proceso de deformación plástica, cuando el trabajo se realiza, se libera muy poca energía elásticamente. El plomo es un material que tiene un comportamiento deseable para este sistema de amortiguamiento, ya que se recupera y se recristaliza rápidamente, de tal manera que la fuerza necesaria para extruir el plomo se mantiene prácticamente constante para cada ciclo de carga, de aquí se deduce que el material casi no se fatiga y, por ello, los aisladores no requieren cambiarse después de un sismo. Un incremento en la temperatura de operación del aislador provocará que la fuerza de extrusión se reduzca, aunque su capacidad de recuperación sea más rápida. Este tipo de amortiguador se comporta como un modelo de Coulomb, ya que la curva histerética es prácticamente rectangular (Skinner *et al*, 1993).

Los dispositivos por extrusión se diseñan de tal manera que empiecen a trabajar una vez alcanzada la carga crítica, la cual debe ser menor que el cortante basal que produce articulaciones plásticas en la superestructura. Por lo tanto, bajo excitaciones menores, la estructura se comporta como si tuviera una cimentación rígida, mientras que durante sismos de gran magnitud se realiza el proceso de extrusión del plomo en el dispositivo y la construcción se comporta como un oscilador rígido - plástico. Este mecanismo no presenta problemas de inestabilidad y se puede utilizar también en pisos intermedios, unido a la estructura por medio de diagonales. Pruebas experimentales en un dispositivo similar al de la figura 1.12, mostraron que la velocidad de deformación tiene muy poca influencia en la carga de respuesta del mecanismo, lo cual es benéfico debido a la incertidumbre que existe

en las características de los movimientos del terreno a los que se someterá una estructura (Focardi y Manzini, 1980).

1.2.4 Aisladores por fricción

El aislamiento de base por fricción consiste en un dispositivo parecido a un aislador elastomérico, con la diferencia de que la energía inducida por un sismo se disipa por fricción.

Este sistema se compone de un conjunto de placas de teflón con un corazón elastomérico en medio de ellas, y/u otro en la parte media del aislador. Estas placas pueden tener cierto deslizamiento entre sí (figura 1.13). Los corazones de hule sirven para distribuir y controlar los desplazamientos a través de la altura del dispositivo, a diferencia de los elastómeros laminados, los corazones de hule no reciben carga vertical y no se encuentran vulcanizados a las placas de teflón. Para proteger el sistema contra el polvo y la suciedad, el aislador se encuentra recubierto en su periferia por láminas de hule (Mostaghel, 1986).

1.2.4.1 Aisladores PTFE no lubricados

Los aisladores PTFE están hechos de bloques de polytetrafluoretileno (Teflón), los cuales se deslizan sobre placas de acero inoxidable (Skinner *et al*, 1993). El coeficiente de fricción de este material se valúa en 0.03, pero de investigaciones se sabe que este coeficiente puede ser mayor y que es dependiente de la presión ejercida y de la velocidad. Ante sismos de diseño, se sabe que la fricción se encuentra en el intervalo comprendido entre 0.10 y 0.15.

Aunque brinda un gran amortiguamiento histerético, el inconveniente de este tipo de dispositivo es que no presenta fuerzas de recentramiento, es decir, no presenta fuerza alguna para volver a su posición original. Para solucionar este problema, se puede modificar el aislador, montándolo sobre un aislador elastomérico (Skinner *et al*, 1993).

1.2.4.2 Aisladores PTFE lubricados

Agregando ciertos lubricantes al polytetrafluoretileno se puede conseguir un coeficiente de fricción de aproximadamente 0.02 o incluso menos. Para limitar los desplazamientos y proveer de un sistema de recentramiento, al igual que los lubricados se pueden combinar con un sistema elastomérico (Skinner *et al*, 1993).

1.2.5 Aisladores de acción pendular

1.2.5.1 Péndulos de fricción

Dentro de la clasificación de aisladores de acción pendular se incluye una variante al sistema de aislamiento por fricción, este sistema se denomina péndulo de fricción (Zayas

et al, 1993). Este sistema consiste en una superficie cóncava de acero inoxidable sobre la que se desliza otra superficie de acero inoxidable, con gran capacidad de carga y bajo coeficiente de fricción (fig. 1.14).

No se tiene problema para que el aislador vuelva a su posición original, debido a que, durante un sismo, el edificio se desliza sobre la superficie cóncava provocando un pequeño alzamiento de la masa, Ello transforma la energía cinética en energía potencial. Esta energía provoca que la estructura se deslice sobre la superficie, volviendo a su posición original. El fundamento de este sistema consiste en convertir la energía inducida por un sismo en energía que disipa esa demanda.

Este método reduce las demandas sísmicas de dos maneras: incrementando el periodo natural de la estructura y disipando energía por medio de la fricción entre las superficies de acero inoxidable. El periodo de la estructura aislada se puede alterar, variando el radio de curvatura de la superficie cóncava (fig. 1.15), sobre la que desliza el peso del edificio (Zayas *et al*, 1993).

1.2.5.2 Sistema GT - BIS

El sistema GT-BIS (Garza Tamez - Base Isolation System) fue desarrollado por el ingeniero Federico Garza Tamez en México, y consiste fundamentalmente de cuatro elementos

- 1) Dispositivos de aislamiento de base.
- 2) Mecanismos de amortiguamiento.
- 3) Una abrazadera, que permita ajustar la longitud de los miembros a tensión.
- 4) Un sistema que restrinja el movimiento debido a la acción del viento.

Cada dispositivo de aislamiento consta de una columna rígida de soporte que se encuentra soldada a una placa base (fig. 1.16), que a su vez, se encuentra suspendida de un marco mediante cables de alta resistencia. Cada cable debe tener una abrazadera que permita ajustarlos. Esto brinda la facilidad de que el sistema GT-BIS puede ajustarse si se presentan asentamientos diferenciales en el terreno.

El dispositivo que impide el desplazamiento debido a cargas de viento consiste en un resorte dentro del cual se encuentra un pasador de carga. Finalmente, un amortiguador hidráulico disipa energía durante la acción de un sismo y permite que la base se traslade sin rotación.

En pruebas realizadas en mesa vibradora (Foutch *et al*, 1993) se ha determinado que el sistema GT-BIS presenta las siguientes ventajas con respecto a los aisladores elastoméricos

- 1) La estabilidad del aislador no es problema debido a que los cables se encuentran sometidos a cargas de tensión. A diferencia de los dispositivos elastoméricos, este sistema pudiera tener un campo más amplio de aplicación, tanto en tipo de suelos como en altura de las estructuras.
- 2) La energía se disipa por amortiguamiento viscoelástico.
- 3) La torsión se controla por el sistema de amortiguamiento.
- 4) Los asentamientos diferenciales se compensan ajustando las longitudes de los cables.
- 5) Es más efectivo en la reducción del cortante basal, que los sistemas anteriores (en opinión de Foutch *et al.*, 1993)

Se encontró que el sistema GT-BIS es muy eficiente en la reducción de la aceleración y en el cortante basal que se presenta en la superestructura ante la acción de un sismo (Foutch *et al.*, 1993).

Tabla 1.1 Módulos de elasticidad aproximados y deformaciones unitarias
(Skinner *et al.*, 1993)

ϵ_m (%)	\hat{E}_1 (kg/cm ²)	\hat{E}_2 (kg/cm ²)	σ_y (kg/cm ²)	ϵ_y (%)
1	713.558	124.363	2.752	0.36
2	713.558	26.096	3.772	0.55
3	713.558	12.436	4.139	0.59
4	713.558	7.727	4.322	0.61
5	713.558	5.443	4.506	0.63
6	713.558	4.883	4.608	0.65
7	713.558	4.740	4.669	0.66

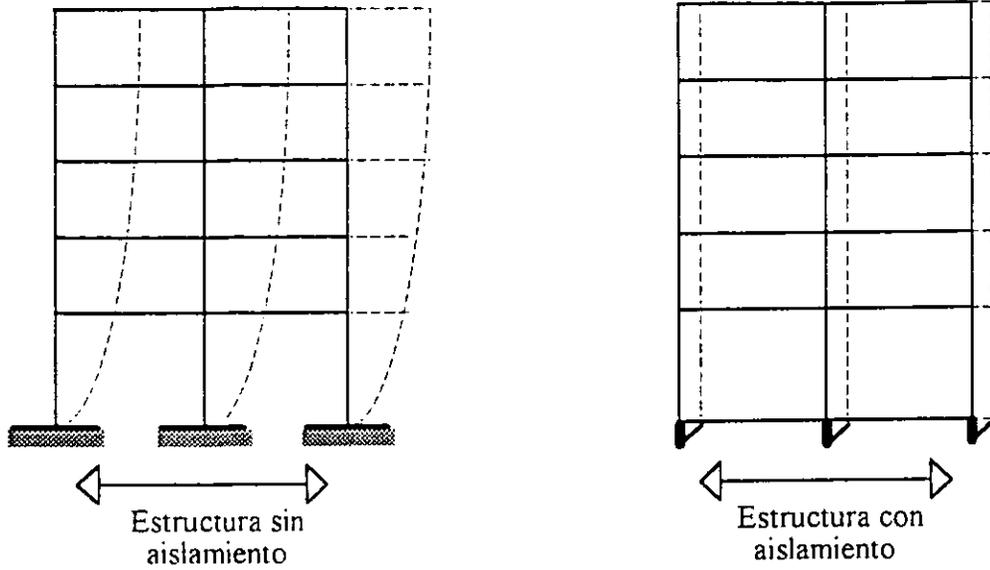


Figura 1.1 Comparación del movimiento de estructuras aisladas con estructuras con base fija sujetas a movimientos del terreno

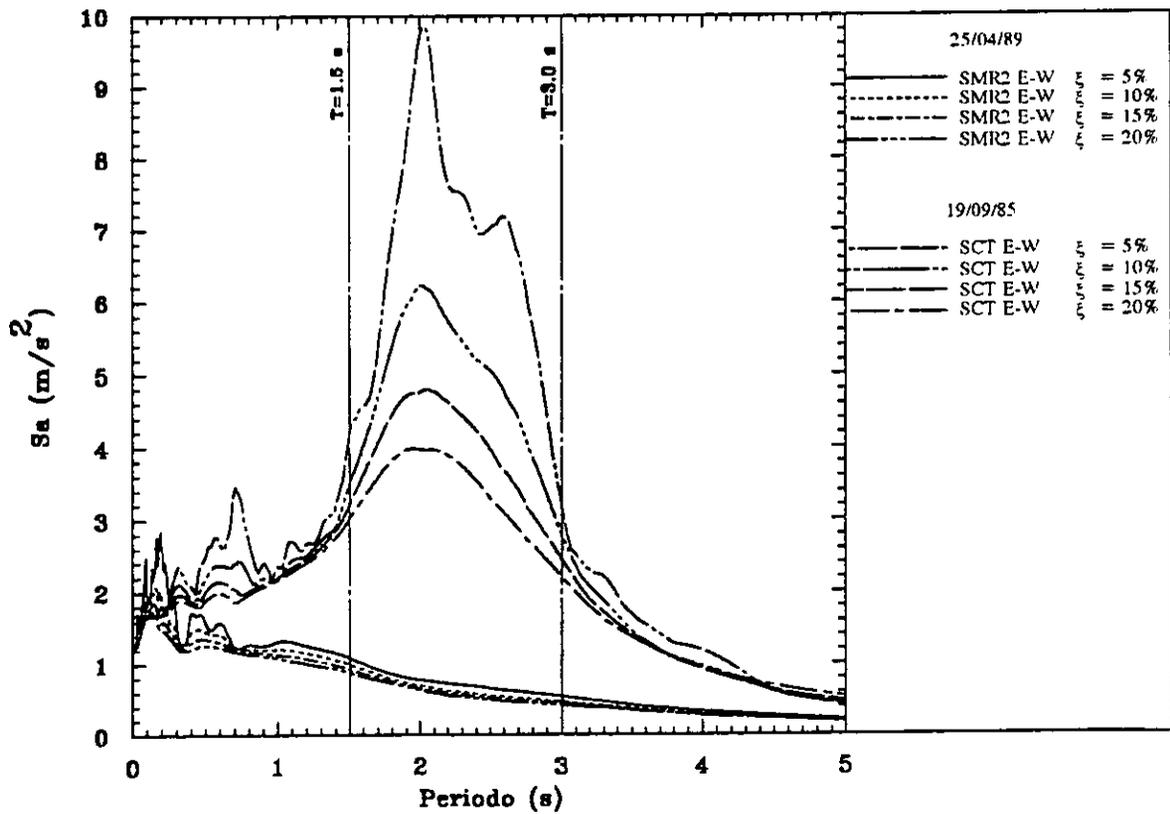


Figura 1.2 Espectros de aceleraciones donde se muestra la variación de la aceleración con el periodo y el amortiguamiento

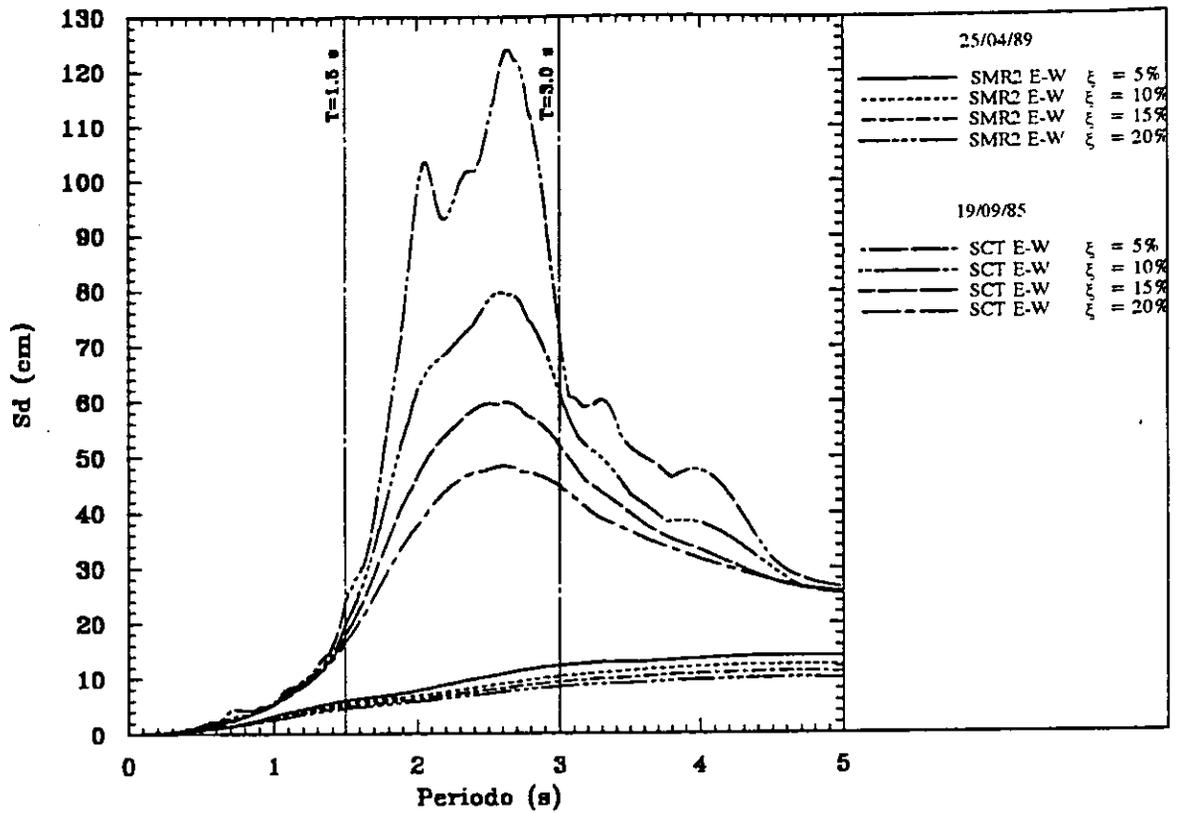


Figura 1.3 Espectros de desplazamientos relativos donde se muestra la variación de los desplazamientos con el periodo y el amortiguamiento.

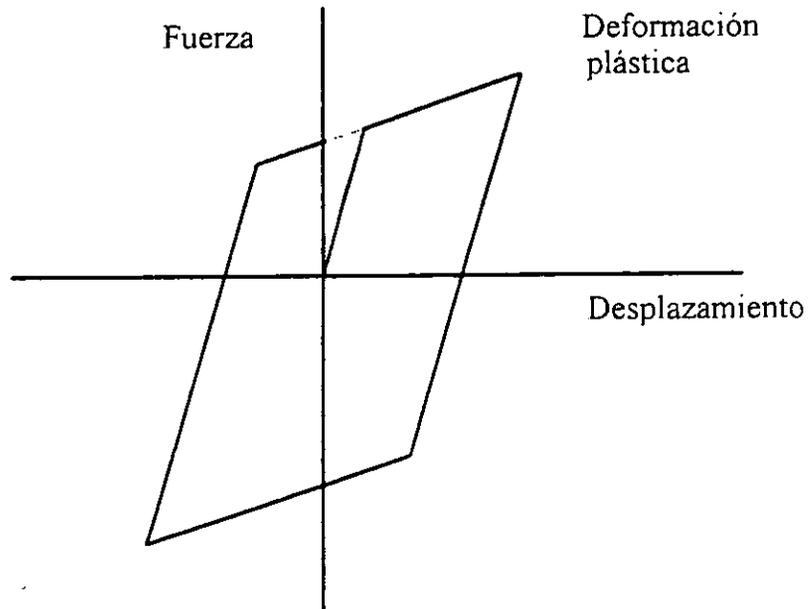


Figura 1.4 Curva histerética bilineal

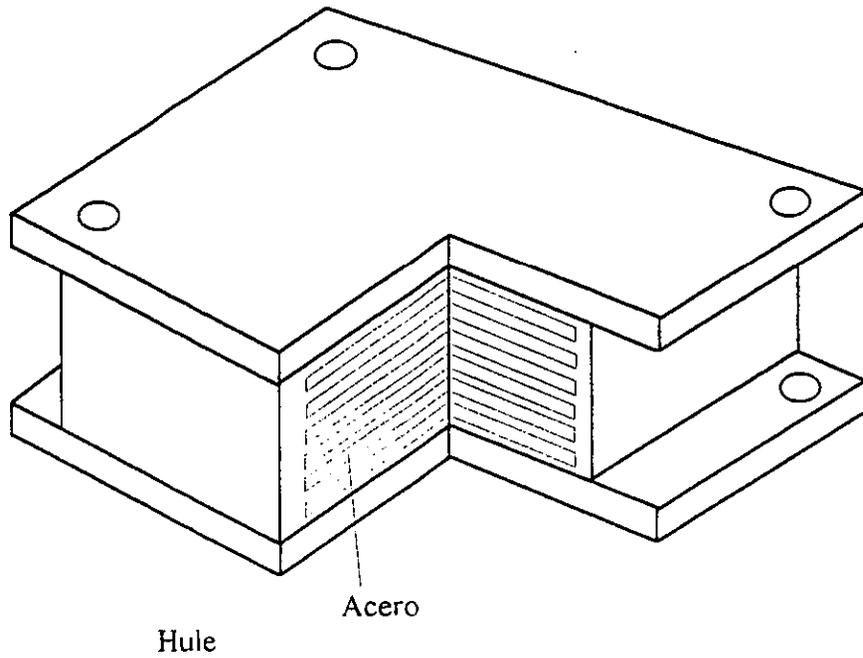
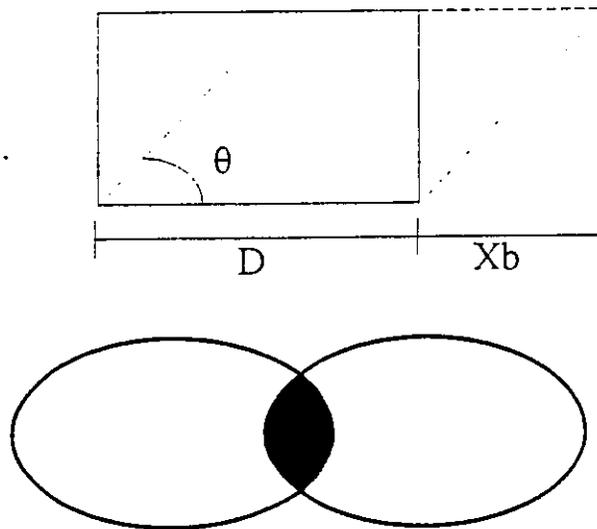


Figura 1.5 Elastómero laminado



Area A'

Figura 1.6 Area de traslape de un aislador

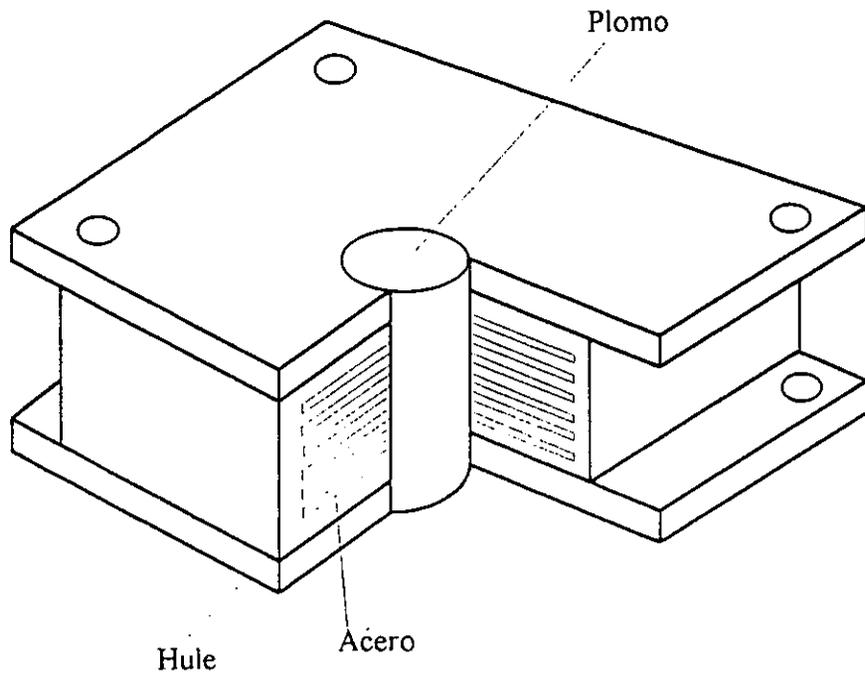


Figura 1.7 Elastómero laminado con corazón de plomo

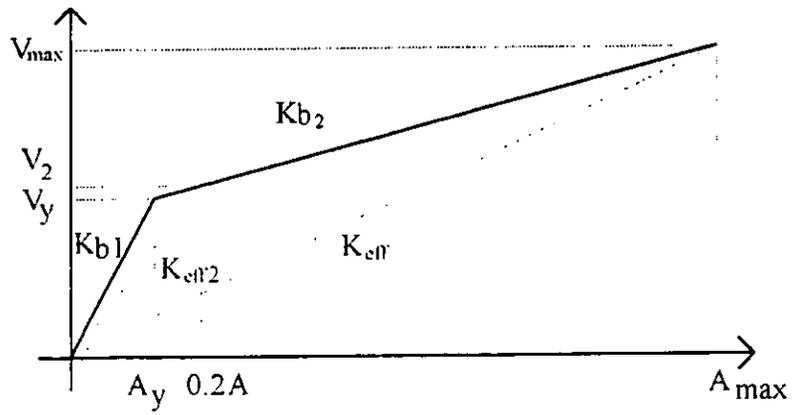
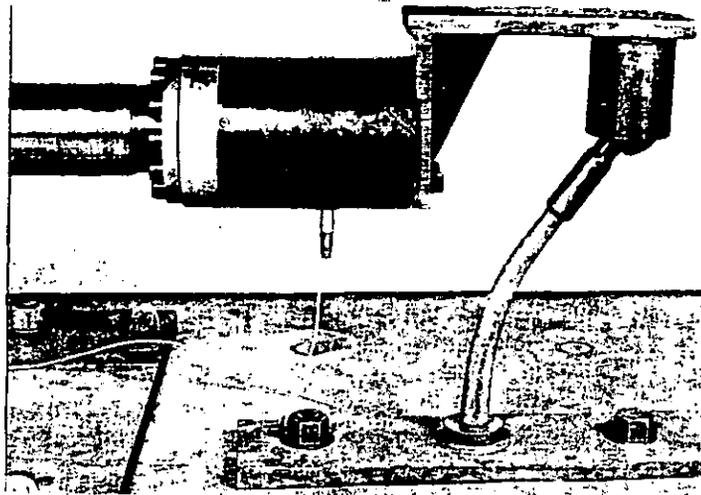
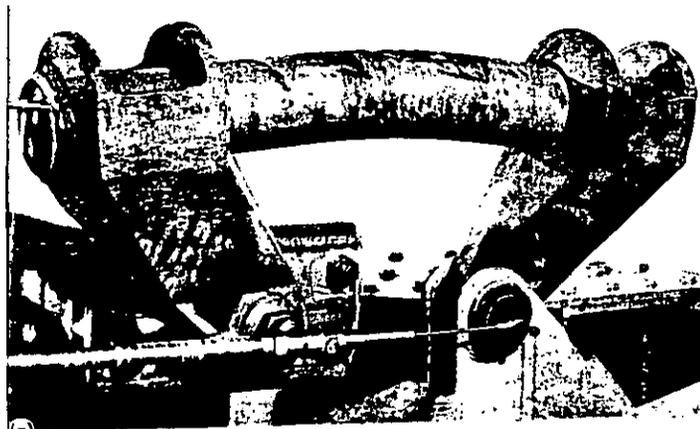


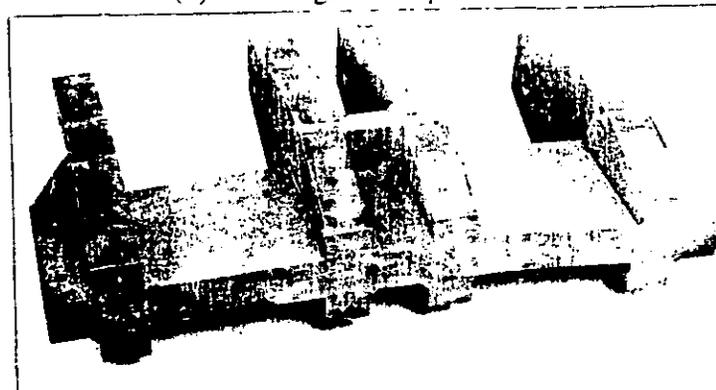
Figura 1.8 Rigidez efectiva del elastómero



(a) Amortiguador tipo "U"



(b) Amortiguador tipo "T"



(c) Amortiguador tipo "E"

Figura 1.9 Amortiguadores de acero dulce (Skinner *et al*, 1993)

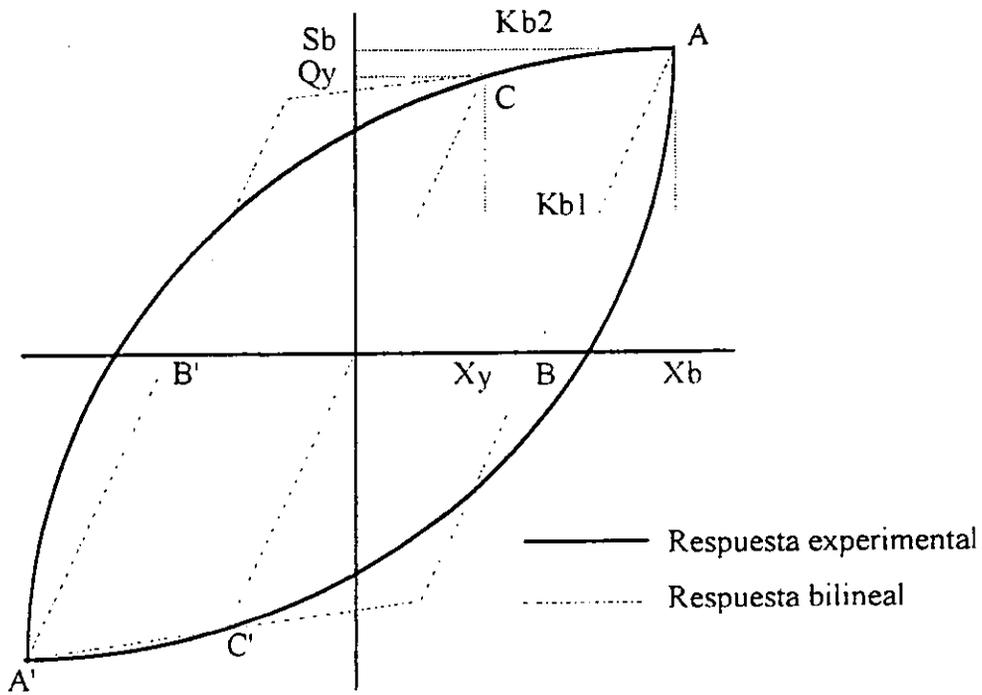


Figura 1.10 Modelo bilineal equivalente

Amortiguador	Tipo	Factor de Fuerza f	Factor de Desplazamiento δ
		$\frac{Bt^2}{4R}$ $\frac{d^3}{6R}$	$\frac{2LR}{t}$ $\frac{2LR}{d}$
		$\frac{Bt^2}{4L}$	$\frac{L^2 - R^2}{t}$
		$\frac{(d + d_r)^3}{24(L + R)}$	$\frac{8(L^2 - R^2)(d^2 + dd_r + d_r^2)}{3(d + d_r)^3}$
		$\frac{2B^3}{3R}$	$\frac{1.48LR}{B}$
		$\frac{t^2(3B - t)}{3R}$ $\frac{\pi d^3}{6R}$	$\frac{1.1(B^2 + t^2)LR}{(B + 0.6t)Bt}$ $\frac{2LR}{d}$

Notas :

Para los tipo T $d_r = d \left(\frac{R}{L} \right)^3 ; R \geq \frac{L}{3}$

Para los tipo E $B \geq 2t$

Figura 1.11 Distintos tipos de amortiguadores metálicos (Skinner *et al*, 1993)

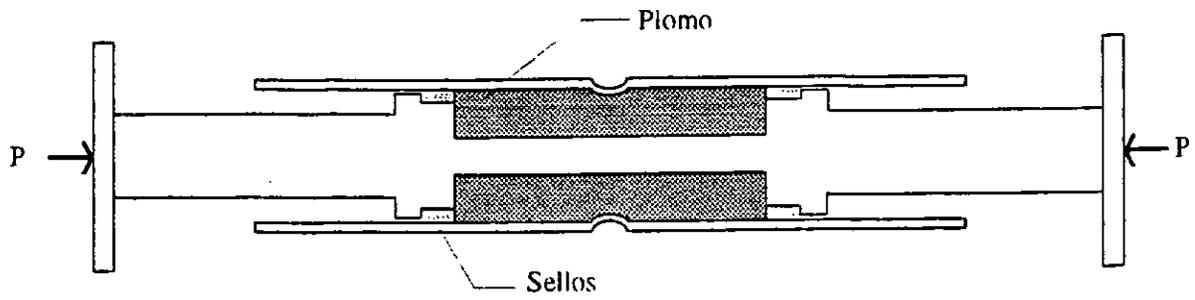


Figura 1.12 Amortiguador por extrusión del plomo

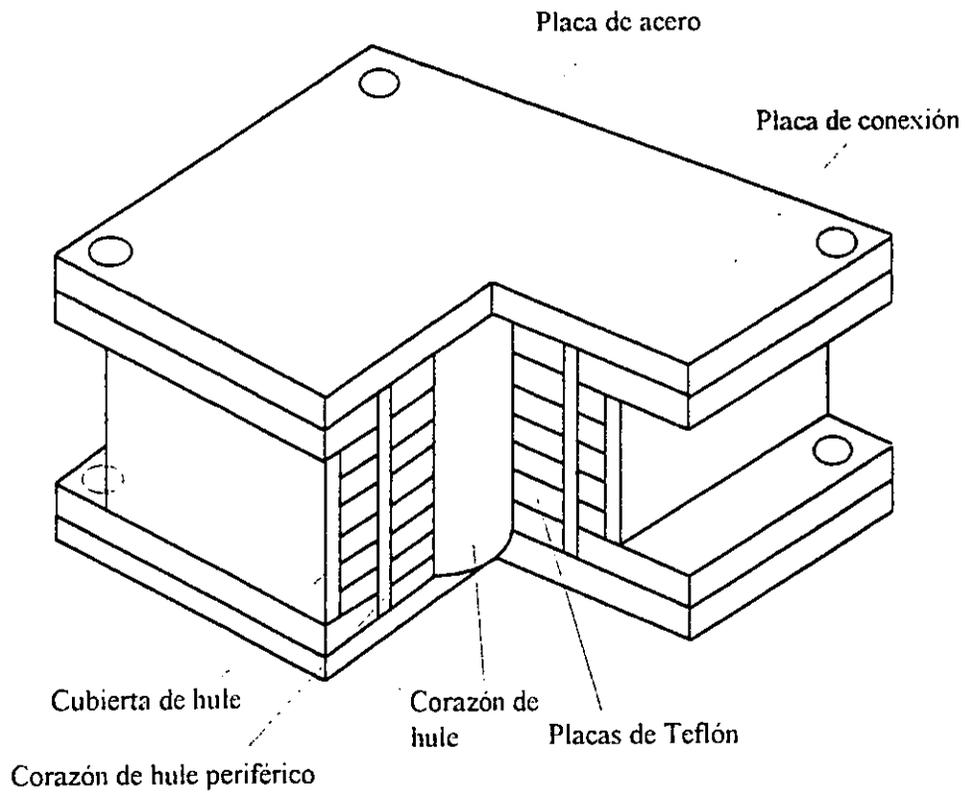


Figura 1.13 Aisladores por fricción

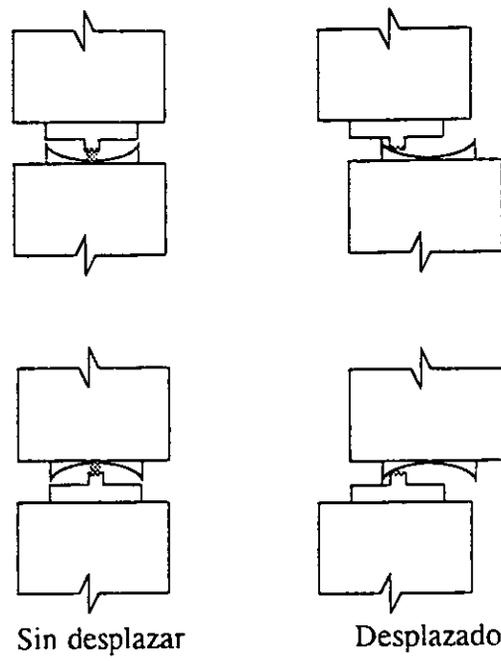


Figura 1.14 Funcionamiento de los péndulos de fricción

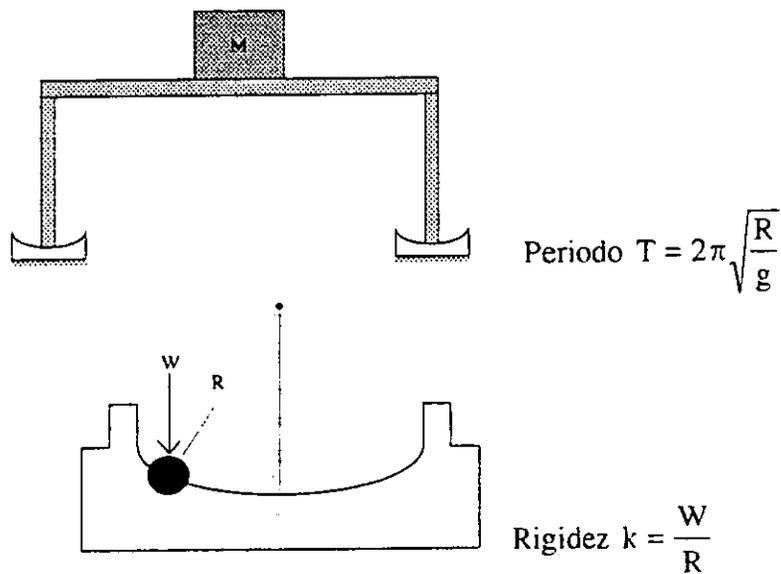


Figura 1.15 Principio de la acción pendular

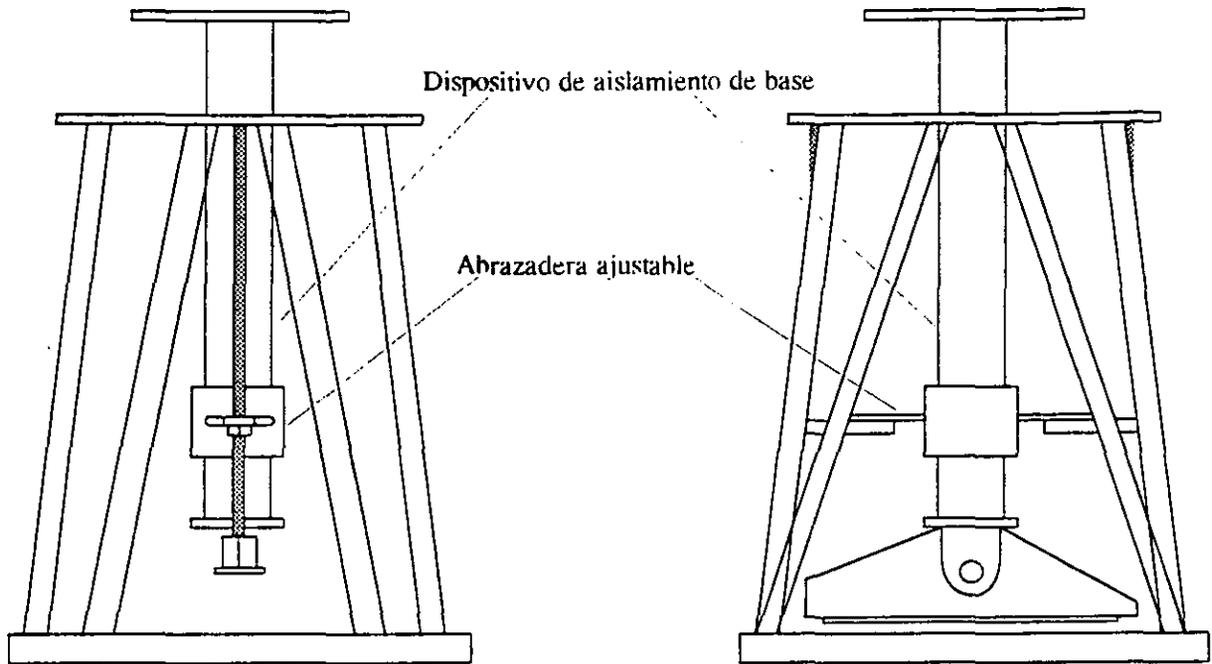


Figura 1.16 Sistema GT-BIS (Foutch *et al.*, 1993)

INVESTIGACIÓN PREVIA EN AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE

2.1 Experiencia Mundial

2.1.1 Japón

El aislamiento sísmico en Japón ha sido una solución al problema que representa la gran sismicidad en ese país. De hecho, el Instituto de Arquitectura de Japón (AIJ) preparó recomendaciones para el diseño de estructuras con aislamiento de base (Kelly, 1993) que incluyen guías de diseño y casos prácticos. Estas recomendaciones aún no tienen carácter legal, por ello, las estructuras diseñadas con aislamiento de base necesitan un permiso del Ministerio de Construcción para ser edificadas.

Los dispositivos de aislamiento más utilizados hasta principios de la década de los 90's estaban fabricados con hule natural con y sin corazón de plomo, pero en la actualidad se ha incrementado el uso de hules de alto amortiguamiento.

Muchas de las estructuras con aislamiento de base en Japón han experimentado sismos severos y en algunos casos su comportamiento se ha comparado con el de estructuras adyacentes diseñadas convencionalmente. En todos los casos, el desempeño de los edificios con base aislada ha sido favorable, especialmente ante excitaciones con grandes aceleraciones (Kelly, 1993-b). Las estructuras con aislamiento de base en Japón se enlistan en la tabla 2.1.

La estructura con aislamiento de base más grande que ha sido construida en Japón, es el edificio C-1 que tiene una superficie total en planta de 44,652 m².

2.1.2 Nueva Zelanda

En Nueva Zelanda la investigación sobre el aislamiento sísmico ha tenido gran auge a partir de la década de los 70's. Diversos investigadores (Skinner, Robinson, etc.), apoyados por universidades e instituciones gubernamentales y privadas, se han dado a la tarea de inventar dispositivos de distintos materiales que cumplan con la función de disminuir la fuerza cortante en la base de las estructuras. Seis tipos de aislador son los que más han sido usados tanto en la construcción y reparación de puentes como de edificios. Cuatro de ellos ya se han descrito en el capítulo anterior. Los dispositivos son: (a) la viga a torsión, (b) el de plomo extruido, (c) la viga a flexión y, (d) el elastómero laminado con corazón de plomo

(McKay *et al*, 1990). En la tabla 2.2 se encuentra una lista de las estructuras construidas con aislamiento sísmico de base en Nueva Zelanda.

2.1.3 Estados Unidos de América

En los E.E.U.U. se han estudiado y aplicado diversos sistemas de aislamiento tales como los elastoméricos, los deslizantes, los pendulares y los mixtos, es decir, los que combinan características de dos sistemas de aislamiento, como por ejemplo, los de péndulo - fricción.

Se han organizado seminarios donde diversos investigadores han aportado los resultados de sus más recientes estudios. Los más relevantes son los Seminarios sobre Aislamiento de Base y Disipación Pasiva de Energía llevados a cabo en 1986 y en 1993.

El sistema de aislamiento más utilizado es construido con elastómeros laminados con y sin corazón de plomo. El Dr. James Kelly ha hecho investigaciones profundas sobre el comportamiento de este sistema y ha formulado un proceso de diseño (Kelly 1993-b). Constantinou *et al* (1990 y 1992) han realizado estudios sobre aisladores hechos con teflón en combinación con elastómeros. En estos estudios se ha demostrado que esos dispositivos son insensibles al contenido de frecuencias de la excitación y que son altamente estables. Ello los hace ideales en estructuras de bajo peso. Por su parte, Nagarajaiah *et al* (1993) han estudiado el efecto de la torsión en estructuras con diversos sistemas de aislamiento de base y concluyeron que pequeñas excentricidades entre el centro de resistencia del sistema de aislamiento y el centro de masa pueden originar un momento torsionante de considerable magnitud. En cambio, la excentricidad en la superestructura no provoca un momento torsionante significativo en el sistema de aislamiento. Nagarajaiah *et al* (1991) desarrollaron un programa de cómputo llamado 3D-BASIS para realizar análisis dinámicos no lineales de estructuras de múltiples niveles con aislamiento de base elastomérico o deslizante.

Paulson, Abrams y Mayes (1991) realizaron pruebas en mesa vibradora con un modelo a escala de mampostería con aislamiento de base (el cual consistía en elastómeros con corazón de plomo) y con otro modelo con las mismas características, considerando su base empotrada. Las estructuras se sometieron a tres excitaciones simuladas con el componente Norte Sur del registro de El Centro 1940, que diferían en su intensidad. La primera excitación se calibró para llegar a un estado de pre-agrietamiento en el modelo, la segunda para provocar agrietamiento y la tercera para producir fluencia en el acero de refuerzo vertical de los muros. Después de la tercera prueba, se observó que la estructura con base empotrada presentaba fluencia en algunas barras de refuerzo vertical, mientras que el modelo con aislamiento de base no presentaba daño alguno, por ello se concluyó que este sistema es muy eficiente para reducir la respuesta lateral de estructuras de características similares a los modelos estudiados (Paulson *et al*, 1991).

Mokha *et al* (1996) estudiaron la reparación del edificio de la Corte de Apelaciones del Noveno Circuito ubicado en San Francisco, California, llegando a la conclusión de que el aislamiento de base es un recurso muy útil para prolongar la vida de la estructura, siempre

y cuando se escoja el tipo de aislador adecuado tomando en cuenta los recursos disponibles, el comportamiento deseado de la estructura y el espacio disponible.

En la actualidad el diseño del aislamiento de base está reglamentado por la Asociación de Ingenieros Estructuristas del Norte de California (SEAONC) desde 1990 y en el Uniform Building Code (UBC) desde 1991.

2.1.3.1 Estructuras con aislamiento de base en los Estados Unidos de América

Por ser uno de los países donde se dispone de más información sobre estructuras con aislamiento de base y para hacer más ilustrativo el uso de este sistema, las construcciones se clasificaron en dos categorías (DIS, 1995):

- 1) Construidas originalmente con aislamiento de base (Tabla 2.3).
- 2) Reparadas con aislamiento de base (Tabla 2.4).

2.1.4 China

En China, debido a la gran actividad sísmica que existe en la mayor parte del país, se creó un sencillo sistema de aislamiento para proteger a las construcciones de mampostería habitadas por millones de personas. Este sistema consiste en aislar a los muros de carga de la cimentación mediante un estrato deslizante, formado por hojas de terrazo separados por granos de arena limpia con un diámetro cercano a los 1.2 mm.

Se han estudiado otros sistemas como los colchones elastoméricos, cimentaciones hechas a base de pilas y diversos disipadores de energía (Buckle *et al*, 1990).

El Instituto Central de Investigación de la Construcción y de la Edificación es una organización que se ha dedicado a la investigación del aislamiento sísmico. Hasta 1990 se había encargado de la construcción de dos casas, un almacén y un edificio de cuatro niveles con aislamiento de base.

También existe un proyecto muestra con elastómeros laminados de alto amortiguamiento en un edificio de departamentos de ocho niveles localizado en la ciudad de Shantou, en la provincia de Guandong. El proyecto demostrativo fue patrocinado por las Naciones Unidas a través de su organización para el desarrollo industrial (Kelly, 1995).

2.1.5 Francia

A principios de la década de los 70, el Centro Nacional de Investigación Científica empezó a desarrollar técnicas para proteger casas contra la acción de un sismo, utilizando aisladores elastoméricos convencionales. La Compañía de Electricidad de Francia encargó el diseño de un sistema de aislamiento base para las plantas nucleoeléctricas. El resultado fue un sistema mixto combinando las propiedades aislantes de los elastómeros y la capacidad amortiguadora de la fricción entre placas metálicas. A diferencia del sistema de aislamiento

por fricción utilizando placas de PoliTetraFluorEtileno (teflón), este sistema mantiene constante su coeficiente de fricción independientemente de la carga axial y de la frecuencia de la excitación. Este sistema se ha utilizado en plantas nucleoelectricas de varios países tales como: Francia, Sudáfrica, Irán e Iraq (Buckle y Mayes, 1990).

Hasta 1990, en Francia se habían construido cuatro casas, una escuela de tres niveles, un almacén de desechos nucleares y dos plantas nucleares con aislamiento de base (Buckle y Mayes, 1990).

2.1.6 Italia

El estudio del aislamiento sísmico en Italia ha sido impulsado principalmente por el Grupo Nacional de Trabajo sobre Aislamiento Sísmico (Gruppo de Lavoro Isolamiento Sísmico), el cual tiene un gran número de afiliados tanto investigadores como ingenieros prácticos, ha organizado seminarios sobre este tema en específico, y además, ha preparado las bases para el diseño de sistemas de aislamiento de base (Kelly, 1993).

Al ser Italia un país con un pasado rico en cultura, cuenta con diversas construcciones que con el paso del tiempo, y con la acción devastadora de algunos sismos, han sufrido daños en su estructura, por lo que ha sido necesario repararlas mediante diversos sistemas. El aislamiento de base surge como un recurso para reparar estas construcciones, ya que, durante la acción sísmica, disminuye el cortante en la base y, por ello, el daño en la estructura será nulo o casi nulo ante la acción de un sismo de considerable magnitud. El único problema que se puede presentar en la reparación de estructuras mediante el sistema de aislamiento de base es el proceso constructivo. Un caso notable de reparación fue el de la iglesia de San Pedro en el poblado de Frigento, la cual, a pesar de estar localizada en una zona de moderada sismicidad, era vulnerable a sufrir un daño sísmico severo, ya que su estructuración era de mampostería no reforzada. Sin embargo, al rehabilitarla con el sistema de aislamiento de elastómeros laminados, se tuvieron que rigidizar los muros por medio de inyecciones de concreto de alto revenimiento y la inserción de algunas barras de acero de refuerzo. De manera adicional, también se rigidizó el sistema de piso, ya que el existente, construido con madera, era muy flexible (Sparacio *et al*, (1992).

Un edificio construido originalmente con aislamiento de base es el de la compañía de telecomunicaciones italiana (SIP, por su nombre en italiano), ubicado en Ancona. Se eligió el uso de este sistema debido fundamentalmente a la importancia que tiene el equipo que se localiza en su interior y a que, en ciertas zonas de la estructura, como el cubo de elevadores y de escaleras, si se consideraba el diseño en base rígida, éstas transmitirían esfuerzos de tensión a las pilas de cimentación. Sin embargo, debido a la mala calidad del terreno, el anclaje de dichas pilas resultaría muy dudoso (Giuliani, 1993). Al igual que en la iglesia de San Pedro, en el edificio de la SIP también se usaron aisladores elastoméricos.

Focardi y Manzini (1980) diseñaron un dispositivo que puede usarse como aislador y funciona mediante el proceso de extrusión de algún metal, siendo el más recomendado el plomo.

Se encontró que el dispositivo mencionado presenta los siguientes beneficios

- 1) Produce una gran disipación de energía, lo cual disminuye el riesgo de que fluyan algunos elementos de la superestructura.
- 2) Es económico ya que los materiales con los que está fabricado son de bajo costo.
- 3) No requiere de mantenimiento.
- 4) Se puede sustituir fácilmente después de un sismo de gran magnitud.
- 5) Puede usarse en todos los niveles de la estructura.

Aunque el estudio del aislamiento de base tiene tiempo de realizarse, en Italia, en la actualidad son relativamente pocos los edificios que cuentan con dicho sistema (Kelly, 1993), como se observa en la tabla 3.5. Se sabe que el aislamiento se ha usado en puentes en varias ocasiones, aunque no se tiene el registro de ellos.

2.1.7 Grecia

La Universidad de Patras desarrolló un sistema de aislamiento denominado Alexissimon, el cual consiste en una placa que transfiere la carga vertical y horizontal a un conjunto de cojinetes de teflón y elastoméricos. Con el propósito de evitar los desplazamientos debidos a la carga de viento se incluye una barra de acero que se fractura ante las cargas inducidas por un sismo, este tipo de sistema no incluye elementos de amortiguamiento (Buckle y Mayes, 1990). Asimismo, se desarrolló una variante al sistema Alexissimon que incluye el aislamiento ante excitaciones verticales.

2.1.8 Rusia

En 1959 se construyó la primera estructura con aislamiento de base en Rusia. Se trata de un edificio que cuenta con tres niveles y está hecho de concreto reforzado en combinación con mampostería. Cada columna descansa sobre un apoyo, el que a su vez, cuelga de cables de acero de un metro de longitud, anclados a un pedestal de cimentación (Buckle y Mayes, 1990).

Entre 1972 y 1976 se construyeron tres edificios de departamentos con aislamiento de base en la localidad de Sevastapol, cuyo número de niveles variaba entre cinco y nueve. No se tiene mayor información al respecto, pero se sabe que el sistema de aislamiento consistía en un conjunto de cojinetes de acero de forma elipsoidal.

Las cuatro estructuras aisladas mencionadas anteriormente han resistido sismos de considerable magnitud sin daño alguno (Buckle y Mayes, 1990).

2.1.9 Chile

La Universidad de Chile, en combinación con el Ministerio de Vivienda y Planeación de Ciudades han desarrollado métodos para disminuir los efectos de los sismos sobre

estructuras habitacionales. Uno de estos métodos es el aislamiento de base, que se ha utilizado para hacer estudios experimentales en un edificio construido específicamente para monitorear su comportamiento durante un sismo. En este caso se utilizaron aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (Zamorano *et al*, 1996), como parte del proyecto demostrativo patrocinado por Naciones Unidas (Kelly, 1995).

El sistema que más se ha investigado para su aplicación en la construcción de casas habitación es el deslizante, que consta de placas de teflón en combinación con cojinetes de acero inoxidable. Este método ha mostrado las siguientes ventajas en comparación con los cojinetes elastoméricos, para su uso en casas habitación (Zamorano *et al*, 1996)

- a) Tienen un costo menor.
- b) Presentan menores desplazamientos durante los sismos.
- c) Tienen un menor tamaño.
- d) No cambian sus propiedades a través del tiempo.
- e) No presentan problemas de estabilidad ante cargas laterales pequeñas.

2.2 Experiencia Mexicana

La experiencia mexicana en aislamiento sísmico de base se limita a la construcción de una escuela secundaria de cuatro niveles, una iglesia y la prensa del periódico Reforma. Las primeras dos estructuras cuentan con aislamiento sísmico de base hecho de balines de acero, método desarrollado por el Ing. González Flores, mientras que la prensa está aislada con un sistema de acción pendular desarrollado por el ingeniero Garza Tamez. Todas las estructuras se encuentran localizadas en el Distrito Federal y están desplantadas sobre terreno firme o de transición (Tena-Colunga *et al*, 1997).

Además de las construcciones mencionadas anteriormente, en el municipio de Cuautitlán se localiza el puente Hidalgo-San Rafael, que tiene aislamiento sísmico a base de cojinetes elastoméricos (Tena - Colunga *et al*, 1997; DIS, 1995).

El aislamiento sísmico no es la mejor opción para mitigar el peligro sísmico en la Ciudad de México debido a que el periodo dominante del terreno tipo III, zona del lago (1.0 a 5.0 s) se encuentra dentro del intervalo de periodo donde es deseable que se localicen las estructuras con aislamiento ($1.5 \leq T_a \leq 3.0s$), además de que en este tipo de suelo se pueden presentar importantes asentamientos diferenciales sin una adecuada cimentación (Tena-Colunga *et al*, 1997). Adicionalmente, las pseudo aceleraciones del espectro de diseño del terreno tipo I (suelo firme) son relativamente pequeñas, por ello un diseño convencional resulta más económico que un diseño con aislamiento de base (Tena-Colunga *et al*, 1997). En otras ciudades de la República Mexicana, debido a las características del terreno y a su actividad sísmica, es posible emplear el aislamiento sísmico para disminuir el cortante basal en las estructuras.

Sosa y Ruiz (1992) hicieron un estudio comparativo de la escuela secundaria mencionada al principio del presente subcapítulo con aislamiento de base y con base empotrada, modificándole ciertas características al sistema de aislamiento, ya que sustituyeron los cables de acero que limitan los desplazamientos laterales por disipadores de energía hechos de acero. Del análisis inelástico se dedujo que en la estructura con base empotrada se forman más articulaciones plásticas que en la estructura con aislamiento. De hecho, en esta última se puede considerar que ante sollicitaciones intensas, se tiene un comportamiento elástico. Asimismo, el cortante basal se redujo en un 40% en el modelo en que se considera la base aislada. El único inconveniente que se encontró en el diseño con aislamiento sísmico es que el costo de construcción se incrementa de manera considerable.

González y Noguez (1994) estudiaron la respuesta teórica de un edificio de nueve niveles con aisladores de base ubicado en la zona de transición de la Ciudad de México. La estructuración es a base de marcos de concreto reforzado con muros de mampostería en algunos ejes. El estudio consistió en someter a esta estructura al movimiento producido por tres sismos, El Centro (1940), Ebro (artificial) y SCT (1985). El sistema de aislamiento era de elastómeros con corazón de plomo.

Al analizar la estructura ante los diferentes movimientos, se encontró que el comportamiento del aislamiento sísmico fue favorable ante los sismos de periodos cortos, que típicamente se presentan en terrenos rocosos (El Centro y Ebro). En cambio, ante excitaciones sísmicas de periodo largo, donde el periodo de la estructura puede coincidir con el de la excitación, se incrementaron las fuerzas en la estructura así como los desplazamientos, presentándose comportamiento inelástico estructural (González y Noguez, 1994).

Tena-Colunga *et al* (1997) realizaron un estudio analítico de la respuesta de cuatro edificios con diferentes sistemas de aislamiento de base. Las estructuras eran de diferentes características y se supuso que se localizaban en el puerto de Acapulco, por ello fueron diseñadas de acuerdo con el reglamento de construcción del estado de Guerrero (RGCS-90).

Las estructuras se sometieron a diferentes movimientos del terreno producidos por el terremoto del 19 de septiembre de 1985 ($M_S = 8.1$), el sismo del 25 de abril de 1989 ($M_S = 6.9$) y el sismo del 31 de mayo de 1990 ($M_S = 6.1$). Para todos los edificios se comparó la respuesta dinámica utilizando aislamiento de base con respecto al modelo con base rígida y se observó que se redujo notablemente la respuesta estructural. Sin embargo, se observó que los aisladores eran inestables ante la acción sísmica en zonas epicentrales. También se observó que con los efectos de la torsión, se redujo la eficiencia del sistema de aislamiento elastomérico en edificios con grandes excentricidades torsionales (Tena-Colunga *et al*, 1997).

Tena-Colunga (1996) estudió diferentes métodos para mejorar el comportamiento sísmico de las escuelas públicas típicas de la Ciudad de México. En este estudio se consideró el aislamiento de base como alternativa y se concluyó que es una solución muy eficiente para reparar escuelas localizadas en la costa del Pacífico o en el terreno tipo I (roca) de la Ciudad

de México, a diferencia de la reparación de escuelas ubicadas en el terreno tipo III (zona del lago). Como el empleo del aislamiento de base es posible en algunos lugares, su uso dependerá de los recursos económicos disponibles y de las características de los temblores en la localidad. El diseño de los aisladores deberá ser cuidadoso y deberá tomar en cuenta la sismicidad local de la costa del Pacífico mexicano (Tena-Colunga, 1996).

De manera similar a Tena-Colunga (1996), Rojas y Jara (1996) estudiaron analíticamente el comportamiento de tres edificios de uso escolar con diferentes dispositivos de aislamiento de base (de fricción y de acción pendular). Para el proyecto utilizaron tres registros costeros del terremoto del 19 de septiembre de 1985. Analizando los resultados, se concluyó que con ambos tipos de aislador se reducen la aceleración, el cortante basal y los desplazamientos de entrepiso en la estructura y con ello la posibilidad del daño sísmico ante excitaciones típicas de la costa del Pacífico mexicano. Por ello el aislamiento de base se presenta como una solución muy eficiente para reparar o modificar este tipo de estructuras.

Gómez (1996) realizó una valoración del método de diseño estático del Uniform Building Code (UBC-94) y estableció algunas recomendaciones para el diseño de estructuras aisladas sísmicamente en México. Para realizar esta valoración, se tuvieron que realizar algunas adaptaciones del UBC-94 a la filosofía del reglamento vigente en el Estado de Guerrero, las cuales también se explican con detalle en Tena (1997-b). Después de verificar la confiabilidad de los diseños realizando un análisis paso a paso no lineal utilizando como excitaciones movimientos sísmicos registrados en terreno firme, se concluyó que el nivel de desplazamiento estipulado en el reglamento norteamericano no es congruente con los que se presentan en terreno tipo I (suelo firme), ya que, debido a la acción de algunos temblores se presentaba la posibilidad de inestabilidad en el sistema de aislamiento. Debido a ello, se propuso una modificación en la expresión para obtener el desplazamiento de diseño, la cual incrementa la magnitud de éste.

García *et al.* (1997) estudiaron el comportamiento sísmico de puentes con apoyos elastoméricos, para esto, seleccionaron dos puentes con propiedades geométricas y claros distintos. Para conocer la respuesta sísmica de ambos puentes, realizaron dos tipos de análisis: lineal y no lineal. En ambos se utilizaron los tres componentes del movimiento registrado en la estación Zacatula, Guerrero, producido por el sismo del 19 de septiembre de 1985. Como en todos los casos donde se utiliza el aislamiento sísmico, se pudo observar un incremento significativo en la flexibilidad de los dos puentes estudiados con la incorporación de los elastómeros.

Después de examinar los resultados, concluyó que el uso de aisladores provoca que la superestructura tenga un comportamiento similar al de un cuerpo rígido, debido a que los desplazamientos relativos observados fueron muy pequeños. En consecuencia, los elementos mecánicos se ven drásticamente reducidos. La respuesta sísmica de los modelos estudiados fue distinta. Por ello, García *et al.* (1997) sugieren que la reducción de la respuesta, utilizando apoyos elastoméricos cambia dependiendo de la estructuración del puente.

Salazar (1998), estudió la posibilidad de realizar diseños de aisladores de base más eficientes y económicos por medio de un procedimiento basado en el uso de espectros tripartitas de capacidad propuestos por Tena. Estos espectros se construyeron a partir de registros obtenidos en la zona costera del Pacífico mexicano. Los prediseños obtenidos basados en este concepto se verificaron por medio de un análisis no lineal y se llegó a la conclusión de que el procedimiento de diseño estudiado reduce notablemente la respuesta dinámica de las estructuras.

Tabla 2.1 Estructuras en Japón con aislamiento de base (DIS, 1995-a y DIS, 1995-b)			
Edificio	Año	Sistema de Aislamiento	Tipo de Estructura
Casa Yachidoyai	1985	Elastómero Laminado Amortiguador por fricción	Concreto Reforzado
Museo Christian Sawada	1985	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero	Concreto Reforzado
Edificio de Administración de corporación Okumura	1985	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero	Concreto Reforzado
Lab. Técnico No. 61 Ohbayashi	1985	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero	Concreto Reforzado
Edificio TC de corporación Petrolera	1985	Elastómero con corazón de plomo Elastómero Laminado	Concreto Reforzado
Dormitorio Funabashi Takemoto	1986	Elastómero Laminado Amortiguador Viscoso	Concreto Reforzado
Laboratorio de sonido de Grupo Kajima	1986	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero	Concreto Reforzado
Museo Christian Sawada "B"	1986	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero	Concreto Reforzado
Climb Place	1986	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero	Concreto Reforzado
Edificio No. 1 Shibuya - Shimizu	1986	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero	Concreto Reforzado
Laboratorio No. 6 corporativo Fujita	1986	Elastómero con corazón de plomo	Concreto Reforzado
Laboratorio de Materia Inorgánica	1987	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero	Concreto Reforzado
Oficinas de venta de corporación Shimizu	1987	Elastómero con corazón de plomo	Concreto Reforzado
Laboratorio Técnico de corporación Taisei	1987	Apoyo deslizante Resortes horizontales	Concreto Reforzado
Edificio No.3 La Warum - Bell Svakujii	1987	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero	Concreto Reforzado
Edificio Toranomom 3	1987	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero	Concreto Reforzado
Mansión Minami - Koshigava	1987	Elastómero con corazón de plomo	Concreto Reforzado
Dormitorio Ichinoe de corporación Kumaga	1987	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero	Concreto Reforzado
Mansión Fujisawa	1988	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero	Concreto Reforzado
Edificio Takenaka	1988	Elastómero Laminado Amortiguador Viscoso	Acero
Casa de Descanso de la Compañía de plantas Atómicas de Japón	1988	Elastómero Laminado + Apoyos deslizantes Resortes horizontales	Concreto Reforzado
Mansión Ogawa	1988	Elastómero Laminado de alto amortiguamiento	Concreto Reforzado

Edificio	Año	Sistema de Aislamiento	Tipo de Estructura
Edificio Asano	1988	Elastómero con corazón de plomo	Concreto Reforzado
Edificio Kusuda	1988	Elastómero Laminado de alto amortiguamiento	Concreto Reforzado
Dormitorio Kounoike - Ichikawa	1988	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero + Plomo	Concreto Reforzado
Centro de cómputo No. 2 de la compañía eléctrica Tohhoku	1988	Elastómero Laminado de alto amortiguamiento	Concreto Reforzado
Almacén de la constructora Tokyo	1988	Elastómero Laminado de alto amortiguamiento	Concreto Reforzado
Laboratorio de desarrollo animal	1988	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero	Concreto Reforzado
Casa de descanso Itoh	1988	Elastómero Laminado	Madera
Edificio Harvest Hills	1988	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero	Concreto Reforzado
Laboratorio de sonido del Centro Tecnológico Kajima	1988	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero	Concreto Reforzado
Edificio Tohsin 24 Ohomori	1989	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero	Acero
Laboratorio Haseko	1989	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero	Concreto Reforzado
Edificio Minami - Ohtsuka 2	1989	Elastómero Laminado	Concreto Reforzado
Edificio del Tunel de viento del Centro Tecnológico Tobishima	1989	Elastómero Laminado de alto amortiguamiento	Concreto Reforzado
Edificio C.P. - Fukuzumi	1989	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero Amortiguador de Fricción	Concreto Reforzado
Dormitorio	1989	Edif. A.- Elastómero con corazón de plomo Edif. B.- Elastómero Laminado de alto amortiguamiento	Concreto Reforzado
Centro Administrativo Tohhou - Gas Yokkaichi	1989	Apoyo Elástico deslizante Resortes horizontales	Concreto Reforzado
Dormitorio Tsudanuma de la constructora Toda	1989	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero	Concreto Reforzado
Casa Yamada Takaaki	1990	Elastómero con corazón de plomo	Madera
Casa Konagei	1990	Elastómero Laminado Elastómero con corazón de plomo	Concreto Reforzado
Centro Operativo contra incendio de Nissan	1990	Elastómero Laminado Elastómero con corazón de plomo	Acero - Concreto Reforzado
Planta Kuki de corporación Urawa	1990	Elastómero Laminado de alto amortiguamiento	Concreto Reforzado
Edificio administrativo - lab. de la compañía Japan - Kokudo Kaihatsu	1990	Elastómero Laminado Amortiguador Viscoso	Concreto Reforzado

Edificio	Año	Sistema de Aislamiento	Tipo de Estructura
Centro de Información de Agricultura Hiroshima	1990	Elastómero con corazón de plomo	Concreto Reforzado
Edificio C - 1	1990	Elastómero con corazón de plomo	Acero - Concreto Reforzado
Centro de Investigación de Mecánica Computacional	1990	Elastómero Laminado Amortiguador Viscoso	Concreto Reforzado
Almacén de la constructora Mitsui	1990	Elastómero Laminado de alto amortiguamiento Amortiguador M - Slit	Concreto Reforzado
Laboratorio de pruebas eléctricas y de sonido del Instituto Tsukuba	1990	Elastómero Laminado Amortiguador de Fricción Elastómero de alto amortiguamiento	Concreto Reforzado
Edificio de apartamentos Yamato de la compañía Nishimatsu	1990	Elastómero Laminado Amortiguador de anillo	Concreto Reforzado
Dormitorio Kawaguchi	1990	Elastómero con corazón de plomo	Concreto Reforzado
Centro de Información de la compañía Power Reactor & Nuclear Fuel	1990	Elastómero Laminado Amortiguador de plomo	Concreto Reforzado
Laboratorio Andoh - Construction	1990	Elastómero con corazón de plomo	Concreto Reforzado
Apartamentos Shihamata de la corporación Toyo Rubber	1990	Elastómero Laminado Amortiguador de Acero Amortiguador de Aceite	Concreto Reforzado
Laboratorio Sekisui - House	1990	Elastómero con corazón de plomo	Concreto Reforzado

Tabla 2.2 Estructuras en Nueva Zelanda con aislamiento de base (DIS, 1995-a y DIS, 1995-b)

Estructura	Año	Sistema de Aislamiento	Tipo de Estructura
Puente sobre el río Motu	1973	Barra de acero a flexión "U"	Acero
Puente Rangitikei Sur	1974	Barra de acero a torsión "E" Pila con cabeceo	Concreto Reforzado
Puente de la calle Bolton	1974	Amortiguador por extrusión del plomo	Concreto Reforzado
Puente Aurora Terrace	1974	Amortiguador por extrusión del plomo	Concreto Reforzado
Chimenea Industrial	1978	Barra de acero en Cantiliver "T"	Desconocido
Puente Toetoe	1978	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente de la calle King Edward	1979	Barra de acero en cantiliver "T"	Concreto Reforzado
Puente Cromwell	1979	Barra de acero a flexión "U"	Acero
Edificio William Clavton	1981	Elastómero con corazón de plomo	Concreto Reforzado
Puente Clyde	1981	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Waiotukupuna	1981	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Ohaaki	1981	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Maungatapu	1981	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Edificio de la Union House	1982	Barra de acero en cantiliver "T" Pila encamisada	Concreto Reforzado
Puente Scamperdown	1982	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Gulliver	1983	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Donne	1983	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Whangapora	1983	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Karakatuwhero	1983	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Devils Creek	1983	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Aoere	1983	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Rangitaiki	1983	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Ngaparika	1983	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Oreti	1984	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Rapids	1984	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Tamaki	1984	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puentes Hikuwai No. 1-4	1984	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Deep Gorge	1985	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Makaritea	1985	Barra de acero en cantiliver "T"	Desconocido
Puente Twin Tunnels	1985	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Tarawera	1985	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Moonshine	1987	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Makatote	1987	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puentes Kopuaroa No. 1 & 4	1987	Barra de acero en cantiliver "T"	Desconocido
Puentes Glen Motorway 1 & 2	1987	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Grafton No. 4	1987	Elastómero con corazón de plomo	Concreto Reforzado

Estructura	Año	Sistema de Aislamiento	Tipo de Estructura
Puente Grafton No. 5	1987	Elastómero con corazón de plomo	Concreto Reforzado
Puente Northern Wairoa	1987	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Ruamahanga	1988	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Rangitikei	1988	Elastómero laminado Barra de acero a torsión "E"	Concreto Reforzado
Puente Bannockburn	1989	Elastómero con corazón de plomo	Acero - Concreto R.
Puente Limeworks	1989	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Estación de Policía de Wellington	1990	Amortiguador por extrusión del plomo Pila Encamisada	Concreto Reforzado
Puente Hairini	1990	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Waingawa	1990	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido
Puente Mangaone	1990	Elastómero con corazón de plomo	Desconocido

Tabla 2.3 Estructuras construidas originalmente con aislamiento de base en E.E.U.U. (Kelly, 1993, DIS, 1995-a y DIS, 1995-b)

Estructura	Año	Sistema de Aislamiento	Tipo de Estructura
Interruptores eléctricos del Departamento de abastecimiento de agua de California	1979	Elastómeros Laminados	Equipo
Foothill Communities Law and Justice Center	1986	Elastómeros de alto amortiguamiento	Concreto Reforzado
Calorímetro de Argón Líquido	1987	Elastómeros con corazón de plomo	Equipo
Detector Mark II	1987	Elastómeros con corazón de plomo	Equipo
Instalaciones de Salt Lake City Manufacturing	1987	Elastómeros con corazón de plomo	Desconocido
Tanque para almacén de agua	1988	Péndulo - Fricción	Acero
Instalaciones de Comando y Control contra Incendios	1989	Elastómeros Laminados	Acero
Puente Sexton Creek	1989	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Hospital de enseñanza de la Universidad del Sur de Calif.	1989	Elastómeros con corazón de plomo	Acero - Concreto R.
Puente Peatonal de la Cárcel del condado de Milwaukee	1990	Elastómeros con corazón de plomo	Desconocido
Puente de la Calle Toll Plaza	1990	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Centro de cómputo Kaiser	1991	Péndulo - Fricción	Concreto Reforzado
Puente sobre el río Pequannock	1991	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Almacén de Misiles "Titán"	1991	Elastómeros Laminados	Desconocido
Puente de la carretera 161	1991	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Tren elevado de San Louis M.	1991	Elastómeros con corazón de plomo	Acero y Concreto R.
Puente sobre el Río Wabash	1991	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Puente sobre el Río Blackstone	1991	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Conector Clamakas	1992	Elastómeros con corazón de plomo	Concreto Postensado
Puente No. 1 sobre el río Squamscott	1992	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Biblioteca principal de Sn. Francisco	1992	Elastómeros con corazón de plomo	Desconocido
Laboratorio de calidad del agua	1992	Elastómeros con corazón de plomo	Desconocido
Puente sobre el río Dog	1992	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Puente en la carretera 51	1992	Elastómeros con corazón de plomo	Concreto Preesforzado
Puente de la ruta 81 sobre la ruta 101	1992	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Edificios de departamentos al oeste de Los Ángeles (2)	1992	Resortes de acero Amortiguamiento viscoso	Acero

Estructura	Año	Sistema de Aislamiento	Tipo de Estructura
Puente del Blvd. Carlson	1993	Elastómeros con corazón de plomo	Concreto Reforzado
Puente sobre el río Cedar	1993	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Puente en el Blvd. Olympic	1993	Desconocido	Acero
Puente sobre el lago Saltonstall	1994	Desconocido	Acero
Acceso de la Calle Poplar este al camino C	1994	Desconocido	Acero
Puente del camino Chain of Rocks sobre FAP 310	1994	Desconocido	Acero
Puente sobre el río Neponset	1994	Desconocido	Acero
Puente del Viaducto South Boston	1994	Desconocido	Concreto Reforzado
Conector South Station	1994	Desconocido	Acero
Puente de la calle Pine Hill sobre Everett Turnpike	1994	Desconocido	Acero
Acceso E-NSO W106.26A	1994	Desconocido	Acero
Puente Conrail	1994	Desconocido	Acero - Concreto R.
Puente No. 11 de Coldwater Creek	1994	Desconocido	Acero
Puente No. 14 East Creek	1994	Desconocido	Acero
Puente Home	1994	Desconocido	Concreto Preesforzado
Puente sobre el río West Fork	1994	Desconocido	Acero - Concreto R.
Puente No. 2 sobre el río Squamscott	1995	Desconocido	Acero
Centro de Control de Tráfico Caltrans	1995	Elastómeros de alto amortiguamiento	Desconocido
Centro Traumatológico Martin Luther King Jr.	1995	Elastómeros Laminados	Desconocido
Centro Médico Sn. Bernardino	1995	Elastómeros Laminados	Desconocido
Acceso de la calle Poplar East a la carretera C	1995	Desconocido	Acero

Tabla 2.4 Estructuras reparadas con aislamiento de base en E.E.U.U. (Kelly, 1993, DIS, 1995-a y DIS, 1995-b)

Estructura	Año	Sistema de Aislamiento	Tipo de Estructura
Puente Sierra Point	1985	Elastómeros Laminados	Acero
Puente sobre el río Santa Ana	1986	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Puente sobre el río Eel	1987	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Puente de acceso a Main Yard	1987	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Puente sobre el canal All American	1988	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Edificio de oficinas del condado de Salt Lake City	1988	Elastómeros con corazón de plomo	Mampostería
Puente sobre el río Cache	1990	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Puente Lacey V. Murrow	1990	Elastómeros con corazón de plomo	Concreto Reforzado
Edificio Rockwell 80	1990	Elastómeros con corazón de plomo	Desconocido
Escuela de minas Mackay	1991	Elastómeros con corazón de plomo	Desconocido
Edificio de departamentos Marina	1991	Péndulo - Fricción Apoyos deslizantes	Desconocido
Paso elevado West Street	1991	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Acceso oeste al puente Lacey V. Murrow	1992	Desconocido	Concreto Reforzado
Casa de retiro Channing - House	1992	Elastómeros con corazón de plomo	Desconocido
Puentes I-80, B764 E&O	1992	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Hospital Long Beach	1992	Elastómeros con corazón de plomo	Desconocido
Acceso a la calle Poplar Este	1992	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Corte de Justicia del Estado de California	1992	Desconocido	Desconocido
Puente sobre el río Ompompanoosuc	1992	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Viaducto Providence	1992	Elastómeros con corazón de plomo	Acero
Puente de la calle Main	1993	Desconocido	Acero - Concreto R.
Paso elevado 106.68 de la calle Foundry	1993	Desconocido	Acero - Concreto R.
Puente de la autopista Aurora	1993	Desconocido	Acero - Concreto R.
Oakland City Hall	1994	Elastómeros con corazón de plomo	Desconocido
Edificio Hughes S-12	1994	Elastómeros con corazón de plomo	Desconocido
Campbell Hall	1994	Elastómeros con corazón de plomo	Desconocido
Intercambio de la ruta 101 Alemany	1994	Desconocido	Acero
Paso elevado del Blvd. Bayshore	1994	Desconocido	Acero
Ramal de la ruta 242 / I-680	1994	Desconocido	Concreto Preesforzado

Estructura	Año	Sistema de Aislamiento	Tipo de Estructura
Puente sobre el río Saugatuck	1994	Desconocido	Acero
Ramal del paso elevado W106.57 sobre Conrail Newark	1994	Desconocido	Acero
Paso elevado de la Av. Wilson	1994	Desconocido	Acero
Puente sobre el río Mohawk	1994	Desconocido	Acero
Puente Moodna Creek	1994	Desconocido	Acero
Corte de apelaciones de San Francisco	1995	Péndulos de fricción	Desconocido
Kerckhoff Hall	1995	Elastómeros con corazón de plomo	
Avenida Colfax sobre el río Los Angeles	1995	Desconocido	Acero
Puente Clays Ferry	1995	Desconocido	Desconocido
Puente No. K-26 de la Calle Norte	1995	Desconocido	Acero
Puente No. K-27 del camino Old Westborough	1995	Desconocido	Acero
Puente de la calle Summer	1995	Desconocido	Acero
Puente de la calle Oeste sobre J-93	1995	Desconocido	Concreto Reforzado
Puente Berry's Creek	1995	Desconocido	Acero
Puente No. EB-744	1995	Desconocido	Acero
Puente sobre el río Seekonk	1995	Desconocido	Acero
Puente sobre el río Duwamish	1995	Desconocido	Acero - Concreto R.
Calle Primera sobre calle Figueroa	1995	Desconocido	Acero
Los Angeles City Hall	1996	Elastómeros de alto amortiguamiento	Desconocido
San Francisco City Hall	1996	Elastómeros con corazón de plomo	Desconocido

Tabla 2.5 Estructuras en Italia con aislamiento de base (Kelly, 1993).

Estructura	Año	Sistema de Aislamiento	Tipo de Estructura
Edificio de Administración de la Compañía Telefónica Nacional	1990	Elastómeros Laminados	Concreto Reforzado
Edificio de Apartamentos en Squillace, Calabria	Desconocido	Desconocido	Desconocido
Ministerio de Defensa	Desconocido	Desconocido	Desconocido
Reparación de la Iglesia de Sn. Pedro	Desconocido	Elastómeros Laminados	Mampostería

REGLAMENTOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON AISLADORES DE BASE

3.1 Introducción

A partir de que se inició la construcción de estructuras con aislamiento de base en los Estados Unidos de América, se reflexionó sobre la necesidad de contar con un reglamento que avalara los diseños de las estructuras. La falta de este reglamento provocó que la tecnología del aislamiento no fuera completamente aceptada.

En 1980, la Asociación de Ingenieros Estructuristas del Norte de California (SEAONC, por su nombre en inglés) convocó a formar un grupo de trabajo que desarrollara una guía de diseño para edificios con aislamiento de base. De aquí surgió un documento que fue el punto de inicio para crear un subcomité de la asociación que se instauró a principios de 1985, y que a finales de 1986, lanzó los requerimientos tentativos para el diseño de aislamiento sísmico (Kelly, 1993-b).

En 1990 la SEAONC publicó un documento titulado "Requerimientos Generales para el Diseño y Construcción de Estructuras con Aislamiento Sísmico", que fue adoptado por el Uniform Building Code (UBC) en 1991 (Kelly, 1993-b). En 1994 salió un nuevo reglamento del UBC, el cual tiene ligeras modificaciones con respecto al anterior, y en 1997 se publicó la más reciente edición. En ésta se incluyen los más recientes criterios adoptados para el diseño de estructuras con aislamiento, por ello, la edición de 1997 será la que se utilice en el presente trabajo.

En temblores recientes ocurridos en los Estados Unidos de América, por ejemplo, Loma Prieta en 1989 y Northridge en 1994, se han presentado severos daños en puentes. Debido a la destrucción producida por este último se tuvieron que reconstruir diez puentes carreteros que fueron dañados total o parcialmente. Para ello se tuvieron que invertir más de 135 millones de dólares (Moehle *et al*, 1995). Se observó que algunas fallas se presentaron ante niveles bajos de aceleración del suelo. Según especialistas, este nivel de aceleración se puede presentar en la mayoría de los estados de la Unión Americana por lo que la Asociación Americana de Caminos Federales y Transportes (AASHTO, por su nombre en inglés) adoptó, en 1983, las guías para diseño sísmico de puentes desarrolladas en 1981 por el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC, por su nombre en inglés). En octubre de 1990, la AASHTO adoptó los requerimientos de diseño para estructuras con aislamiento sísmico de la SEAONC y realizó ciertas modificaciones debido a la diferencia en la geometría estructural y en las cargas de diseño para su aplicación en puentes carreteros. Un año después se les dió el carácter reglamentario (Mayes *et al*, 1992).

En la reglamentación para el diseño con aislamiento sísmico de la AASHTO se considera que, a pesar de la reducción de fuerzas sísmicas en el superestructura, existirán pequeñas demandas de ductilidad.

Existen dos filosofías de diseño en el reglamento de la AASHTO (Mayes *et al*, 1992)

- 1) Aprovechar la reducción de fuerzas sísmicas para diseñar una estructura más económica en relación con el diseño convencional.
- 2) Diseñar una estructura más segura, con mejor desempeño ante excitaciones sísmicas y eliminar el daño debido a deformaciones inelásticas.

En Japón, como ya se mencionó, el Instituto de Arquitectura (AIJ, por su nombre en inglés) preparó recomendaciones para el diseño de estructuras con aislamiento de base (Kelly, 1993-b), que incluyen guías de diseño y casos prácticos. Estas recomendaciones aún no adquieren carácter de reglamento, por ello se necesita un permiso del Ministerio de Construcción para edificar estructuras con aislamiento de base.

3.2 Reglamento del UBC para el diseño de estructuras con aislamiento sísmico

3.2.1 Simbología

La normatividad para el diseño de estructuras con aislamiento sísmico se encuentra contenida en el apéndice del capítulo 16, división IV del reglamento del Uniform Building Code ("Uniform", 1997)

Para facilitar la comprensión de los símbolos y notaciones incluidas en él, se enlista a continuación el significado de cada uno de ellos.

B_D	Coeficiente numérico relacionado con el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento (tabla 3.1).
B_M	Coeficiente numérico relacionado con el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento (tabla 3.1).
b	Dimensión mínima de la estructura en planta.
C_{AD}	Coeficiente sísmico.
C_{AM}	Coeficiente sísmico para una intensidad de movimiento $M_M Z N_a$.
C_{VD}	Coeficiente sísmico, C_v (tabla 3.2).

C_{VM}	Coficiente sísmico, C_v , para una intensidad de movimiento $M_M Z N_a$. (tabla 3.3).
D_D	Desplazamiento de diseño al centro de rigidez del sistema de aislamiento.
D_D'	Desplazamiento de diseño al centro de rigidez del sistema de aislamiento obtenido de acuerdo con el diseño dinámico.
D_M	Desplazamiento máximo al centro de rigidez del sistema de aislamiento.
D_M'	Desplazamiento máximo al centro de rigidez del sistema de aislamiento obtenido de acuerdo con el diseño dinámico.
D_{TD}	Desplazamiento total de diseño.
D_{TM}	Desplazamiento total máximo.
d	Dimensión máxima de la estructura en planta.
e	Excentricidad medida en planta, desde el centro de rigidez al centro de masa de la estructura.
g	Aceleración de la gravedad.
H	Altura total de la estructura.
k_{eff}	Rigidez efectiva de un aislador.
k_{Dmax}	Máxima rigidez efectiva del sistema de aislamiento al desplazamiento de diseño.
k_{Mmax}	Máxima rigidez efectiva del sistema de aislamiento al desplazamiento máximo.
k_{Dmin}	Mínima rigidez efectiva del sistema de aislamiento al desplazamiento de diseño.
k_{Mmin}	Mínima rigidez efectiva del sistema de aislamiento al desplazamiento máximo.
M	Magnitud máxima del momento.
M_M	Coficiente relacionado con el máximo sismo probable (tabla 3.5).
N_a	Coficiente relacionado con la proximidad de una falla activa (tabla 3.7).
N_v	Coficiente relacionado con la proximidad de una falla activa (tabla 3.8).
R_I	Coficiente numérico relacionado con el tipo de sistema resistente a fuerzas laterales (tabla 3.10).
S_u	Resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

- T_D Periodo efectivo de la estructura aislada al desplazamiento de diseño.
- T_M Periodo efectivo de la estructura aislada al desplazamiento máximo.
- V_h Cortante total en el sistema de aislamiento.
- V_s Cortante basal en la superestructura.
- W Carga muerta total de la superestructura.
- y Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento que se va a diseñar, medida perpendicularmente a la dirección estudiada.

En el UBC-97 se define al máximo sismo probable como aquel que producirá la máxima intensidad de movimiento en un sitio dado. En las zonas sísmicas 3 y 4 definidas en esta norma, la máxima intensidad será aquella cuya probabilidad de ser excedida en un periodo de 100 años es del 10% ("Uniform", 1997).

3.2.2 Requerimientos del sistema de aislamiento

El Uniform Building Code en su edición de 1997 especifica que el sistema de aislamiento de base deberá tener las siguientes propiedades ("Uniform", 1997)

- 1) La rigidez efectiva del sistema de aislamiento una vez alcanzado el desplazamiento de diseño es mayor que un tercio de la rigidez efectiva al 20% del desplazamiento de diseño.
- 2) El sistema de aislamiento debe ser capaz de producir una fuerza restitutiva.
- 3) Las propiedades carga-deformación del sistema de aislamiento son independientes de la velocidad de carga.
- 4) Las propiedades carga-deformación del sistema de aislamiento son independientes de la carga vertical o lateral bidireccional.
- 5) El sistema de aislamiento no limita el desplazamiento máximo, debido al máximo sismo probable, a menos de C_{VM} / C_{VD} veces el desplazamiento total de diseño.

El sistema de aislamiento se debe modelar de tal manera que se tomen en cuenta los siguientes detalles

- 1) La distribución espacial de cada aislador.
- 2) El movimiento translacional en ambas direcciones horizontales, así como la torsión de la superestructura, considerando la excentricidad más desfavorable.
- 3) La magnitud de las fuerzas que provocan volteo y alzamiento en los aisladores.

- 4) Los efectos de las cargas vertical y bilateral, además de verificar si las propiedades del sistema son dependientes o no de la velocidad de carga.

Requisitos de detallado del sistema de aislamiento:

- 1) *Condiciones ambientales.* Se deben considerar los efectos del envejecimiento, flujo plástico, fatiga, temperatura de operación, exposición a humedad o a sustancias peligrosas, en el material del aislador.
- 2) *Fuerzas de viento.* Debe proveerse de un mecanismo que impida que la acción del viento desplace a la estructura.
- 3) *Resistencia al fuego.* Los aisladores deben cumplir con al menos los mismos requisitos de resistencia al fuego que se exigen para los elementos estructurales comunes.
- 4) *Fuerza restitutiva.* El sistema se debe configurar para producir una fuerza restitutiva de tal manera que la fuerza lateral, producida una vez que se alcanza el desplazamiento total de diseño sea al menos igual al 2.5% de la carga muerta total mayor que la fuerza lateral al 50% del desplazamiento total de diseño. No es necesario que se cumpla con el requisito anterior si el sistema es capaz de permanecer estable bajo la carga vertical total y además es capaz de absorber un desplazamiento máximo (D_{TM}) igual al mayor de los siguientes valores:

$$D_{TM} \geq 3D_{TD} \text{ (pulgadas)}$$

$$D_{TM} \geq 36C_{VM} \text{ (pulgadas)}$$

- 5) *Restricción al desplazamiento.* Se debe proveer de un dispositivo al sistema de aislamiento que limite los desplazamientos laterales producidos por el máximo sismo probable, a menos de C_{VM} / C_{VD} veces el desplazamiento total de diseño. Lo anterior pretende impedir que se alcance el desplazamiento máximo del aislador, ello evita que se presente la inestabilidad del mismo.
 - a) La respuesta del máximo sismo probable se debe calcular de acuerdo con los requisitos del análisis dinámico, considerando las características no lineales del sistema de aislamiento y de la superestructura.
 - b) La capacidad última del sistema de aislamiento y de los elementos localizados por debajo de éste, debe exceder las demandas máximas de desplazamiento y resistencia provocadas por el sismo máximo probable.
 - c) La superestructura debe satisfacer las demandas de estabilidad y de ductilidad ocasionadas por el sismo máximo probable.
 - d) El dispositivo restrictor del desplazamiento no debe trabajar a un desplazamiento menor del 75% del desplazamiento total de diseño, a menos que se demuestre analíticamente que no se provoca un comportamiento no deseado si éste comienza a trabajar a un desplazamiento menor.
- 6) *Estabilidad.* Cada aislador debe ser estable bajo la carga vertical total combinada con el desplazamiento máximo total.
- 7) *Volteo.* Se debe verificar que el factor de seguridad contra el volteo sea mayor a 1.0 bajo todas las condiciones de carga.
- 8) *Inspección y remplazo.* Debe existir espacio para que se puedan reparar o cambiar los componentes del sistema de aislamiento.

9) *Control de calidad.* Se debe mantener un programa de pruebas experimentales para asegurar el control de calidad, ya que se debe asegurar que todo aislador del sistema cumpla con las propiedades mecánicas con las que fue diseñado.

3.2.3 Requisitos de detallado en la superestructura

1) *Distribución de fuerzas laterales.* Debe existir un diafragma o cualquier otro sistema estructural que garantice la continuidad entre el sistema de aislamiento y la estructura, el cual tenga suficiente resistencia y ductilidad para transmitir fuerza cortante.

2) *Separación entre edificios.* La separación entre edificios no será menor que el desplazamiento máximo total (D_{TM}), en el caso de que dos edificios adyacentes posean aislamiento de base, dicha separación deberá ser la suma de los desplazamientos máximos obtenidos para cada estructura.

3.2.4 Tipos de análisis sísmico

De acuerdo con el reglamento del UBC, las estructuras con aislamiento sísmico se pueden analizar mediante los métodos estático y dinámico.

Para poder emplear el método estático se debe cumplir con los siguientes requisitos:

- 1) La estructura se localiza a más de 10 km de cualquier falla activa.
- 2) La estructura se ubica en un suelo tipo S_A , S_B , S_C o S_D , de acuerdo a la clasificación establecida por el UBC-97.
- 3) La superestructura no sobrepasa los cuatro pisos o 19.8 metros de altura.
- 4) El periodo efectivo de la estructura aislada, T_M , no excede los tres segundos.
- 5) El periodo efectivo de la estructura aislada, T_D , es al menos tres veces el periodo elástico con base empotrada, de la superestructura.
- 6) La superestructura tiene una configuración regular. Ver los criterios de la tabla 3.11.
- 7) El sistema de aislamiento cumple con los requisitos del inciso 3.2.2 del presente capítulo

Se deberá utilizar el análisis dinámico cuando no se cumplan los requisitos del análisis estático.

A continuación se mencionan los requerimientos para emplear cada tipo de análisis dinámico

A.- Para realizar un análisis con espectro de respuesta o con espectro de diseño reglamentario:

- 1) La estructura se ubica en un suelo tipo S_A , S_B , S_C o S_D , de acuerdo a la clasificación establecida por el reglamento UBC-97.

- 2) El sistema de aislamiento cumple con los requisitos del inciso 3.2.1 del presente capítulo

B.- Para realizar el análisis paso a paso:

- 1) El análisis paso a paso se deberá utilizar para el diseño de estructuras con aislamiento de base que no cumplan los criterios del inciso A.

C.- Para realizar el análisis con espectro de respuesta de sitio:

- 1) La estructura se localiza en un suelo tipo S_E o S_F .
- 2) La estructura se localiza a menos de 10 km de una falla activa.
- 3) El periodo de la estructura aislada, T_M , es mayor a tres segundos.
- 4) La estructura se localiza en zona sísmica No, 1, 2A o 2B, del reglamento de referencia.

3.2.4.1 Diseño Estático

Como ya se mencionó, para realizar un análisis sísmico estático en una estructura, es necesario que se cumplan los requisitos establecidos en el inciso 3.2.4 del presente capítulo.

A continuación se presenta, de manera muy simplificada el procedimiento propuesto por el UBC-97 para el análisis estático de estructuras con aislamiento de base ("Uniform", 1997):

Desplazamiento de diseño de los aisladores

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VD} T_D}{B_D} \quad \dots(3.1)$$

Periodo efectivo de la estructura aislada al desplazamiento de diseño

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Dmin}g}} \quad \dots(3.2)$$

El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento en la dirección más crítica

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VM} T_M}{B_M} \quad \dots(3.3)$$

El periodo efectivo al desplazamiento máximo:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Mmin}g}} \quad \dots(3.4)$$

Los valores de k_{Dmin} y k_{Mmin} se deben basar en la mínima rigidez efectiva de un aislador como se establece en las pruebas cíclicas con una amplitud de desplazamiento igual a la amplitud de diseño y a la amplitud máxima, respectivamente.

El desplazamiento total de diseño (D_{TD}) y el desplazamiento total máximo (D_{TM}) se calculan con las siguientes ecuaciones

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad \dots(3.5)$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad \dots(3.6)$$

Los desplazamientos calculados con las ecuaciones 3.5 y 3.6 se consideran totales, ya que se incluye el componente de desplazamiento y una excentricidad accidental que toma en cuenta un componente por rotación.

El desplazamiento total de diseño, y el desplazamiento total máximo deben cumplir con

$$D_{TD} \geq 1.1D_D \quad \dots(3.7)$$

$$D_{TM} \geq 1.1D_M \quad \dots(3.8)$$

El sistema de aislamiento y los elementos estructurales debajo del sistema, deben diseñarse y construirse para soportar una fuerza lateral mínima, V_h , que se puede calcular mediante la siguiente expresión

$$V_h = k_{Dmax} D_D \quad \dots(3.9)$$

La superestructura deberá ser diseñada y construida para soportar una fuerza cortante mínima, V_s , de

$$V_s = \frac{k_{Dmax} D_D}{R_f} \quad \dots(3.10)$$

donde el factor R_f está dado en la tabla 3.10.

El valor del cortante basal para el diseño de la superestructura no deberá ser menor que

- 1) El cortante basal para una estructura con base rígida, con el mismo peso y con un periodo igual al de la estructura aislada.
- 2) El cortante basal debido a la acción del viento.
- 3) La fuerza sísmica lateral requerida para activar el sistema de aislamiento multiplicada por 1.5.

La fuerza sísmica se debe distribuir en la superestructura de acuerdo con la siguiente fórmula

$$F_x = \frac{V_s w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad \dots(3.11)$$

Donde F_x es la fuerza aplicada en el nivel x , w_x es el peso del nivel x y n es el número de niveles de la estructura. Se puede observar que la ecuación 3.11 es la misma que se utiliza para distribuir las fuerzas sísmicas en estructuras con base rígida. Esta fórmula distribuye las fuerzas de acuerdo con el peso y con la altura de cada nivel.

La máxima distorsión de entrepiso en la superestructura no debe exceder de

$$\delta \leq \frac{0.010}{R_1} \quad \dots(3.12)$$

La distorsión de entrepiso es independiente de que estén ligados o no los elementos no estructurales a la construcción. Únicamente es función del coeficiente numérico relacionado al tipo de sistema resistente a fuerzas laterales (R_1).

3.2.4.2 Análisis Dinámico

Existen en el reglamento del Uniform Building Code (UBC) tres tipos de análisis sísmico dinámico

- 1) Análisis con el espectro de diseño reglamentario.
- 2) Análisis paso a paso.
- 3) Análisis con espectro de respuesta de sitio.

En el inciso 3.2.4 de este capítulo se especificaron los requisitos que debe tener la estructura para asignar el tipo de análisis que se debe realizar.

El desplazamiento total del sistema de aislamiento no debe considerarse menor que el 90% del desplazamiento total calculado para el análisis estático, es decir

$$D_{TD} \geq 0.90D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad \dots(3.13)$$

además, el desplazamiento máximo total del sistema no debe considerarse menor que el 80% del mismo desplazamiento, calculado por el método estático, tal como se indica con la siguiente expresión

$$D_{TM} \geq 0.80D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad \dots(3.14)$$

Los valores del desplazamiento de diseño y del desplazamiento máximo se calcularán con las expresiones que se enuncian a continuación

$$D_D' = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D} \right)^2}} \quad \dots(3.15)$$

$$D_M' = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M} \right)^2}} \quad \dots(3.16)$$

El cortante de diseño en el sistema de aislamiento y en los elementos estructurales por debajo de éste debe cumplir con

$$V_h \geq 0.9k_{Dmax}D_D \quad \dots(3.17)$$

De igual manera, el cortante en la superestructura, si es de configuración regular, deberá cumplir con

$$V_s \geq 0.80 \frac{k_{Dmax}D_D}{R_I} \quad \dots(3.18)$$

Cuando se utiliza un análisis paso a paso, el cortante basal no deberá satisfacer que

$$V_s \geq 0.60 \frac{k_{Dmax}D_D}{R_I} \quad \dots(3.19)$$

En el caso que la estructura sea irregular en su configuración, la fuerza lateral deberá cumplir con

$$V_s \geq \frac{k_{Dmax}D_D}{R_I} \quad \dots(3.20)$$

Si se emplea un análisis paso a paso en una estructura irregular, la fuerza V_s debe cumplir con la siguiente desigualdad

$$V_s \geq 0.80 \frac{k_{Dmax} D_D}{R_1} \quad \dots(3.21)$$

El acotar un límite inferior para el cortante basal obedece a que en el análisis dinámico, al ser más complejo, se pueden cometer errores. Este límite previene que no se aplique un cortante menor a un cierto porcentaje del obtenido mediante el método estático, ello conduce al diseño del lado de la seguridad. De igual forma, ante la incertidumbre que se tiene en el comportamiento de estructuras de configuración irregular, se especifica un cortante basal mínimo, siendo éste mayor al establecido para estructuras regulares. En el análisis con espectro de diseño reglamentario, el cortante debe ser, como mínimo, el estipulado para un diseño estático (ecuación 3.10).

En ningún caso el cortante basal deberá ser menor que

- 1) El obtenido al realizar un análisis estático considerando la estructura con base rígida, con un periodo T_D y de igual peso a la estructura aislada.
- 2) El cortante correspondiente a un diseño por viento.
- 3) La fuerza sísmica lateral para activar el sistema de aislamiento factorizada por 1.5.

La distorsión máxima de entrepiso en la superestructura, calculada mediante un análisis con espectro de diseño, no deberá exceder de

$$\delta \leq \frac{0.015}{R_1} \quad \dots(3.22)$$

Pero si se utiliza un análisis paso a paso, se debe cumplir que

$$\delta \leq \frac{0.020}{R_1} \quad \dots(3.23)$$

Las distorsiones de entrepiso permitidas para estructuras con aislamiento de base son menores a las establecidas para estructuras con base rígida (2.5% si $T < 0.7$ s y 2.0% si $T \geq 0.7$ s). En el último caso, el cálculo de las distorsiones está basado en el desplazamiento máximo inelástico. La razón de que sean menores los límites establecidos para estructuras con aislamiento de base se debe primordialmente a que se espera que en la superestructura se observe un comportamiento esencialmente elástico, lo que es difícil de lograr si se permiten grandes niveles de distorsión.

Se deberán considerar los efectos de segundo orden si la distorsión de entrepiso excede de

$$\delta = \frac{0.010}{R_1} \quad \dots(3.24)$$

3.3 Diseño de los aisladores

El diseño de los aisladores debe apoyarse en un proceso analítico, basado en la figura 3.1 y en los requisitos del aislador estipulados en el inciso 3.2.1 de este capítulo.

El UBC-97 exige que la rigidez lateral efectiva del sistema de aislamiento, al desplazamiento de diseño, sea mayor que un tercio de la rigidez efectiva al 20% del desplazamiento de diseño. Ello puede expresarse matemáticamente de la siguiente manera, como ha sido demostrado por Gómez (1996) y Tena (1997-c)

$$k_{eff} \geq \frac{1}{3} k_{eff2} \quad \therefore \quad k_{eff2} \leq 3k_{eff} \quad \dots(3.25)$$

siendo que

$$k_{eff2} = \frac{V_2}{0.2\Delta_{max}} \quad \dots(3.26)$$

Sustituyendo la ecuación 3.26 en la ecuación 3.25 y despejando

$$V_2 \leq 0.6\Delta_{max} k_{eff} \quad \dots(3.27)$$

De la figura 3.1 se sabe que

$$\Delta_{max} k_{eff} = V_{max} \quad \dots(3.28)$$

Quedando la ecuación 3.27 de la siguiente forma

$$V_2 \leq 0.6V_{max} \quad \dots(3.29)$$

Para obtener los valores de k_1 y k_2 , se debe resolver un sistema de ecuaciones, en el que se debe considerar que la relación existente entre la rigidez postfluencia de los aisladores k_2 , es por lo regular el 10% de su rigidez inicial k_1 , particularmente para aisladores de naturaleza elastomérica, por ello

$$k_2 = 0.1k_1 \quad \dots(3.30)$$

De la figura 3.1 se puede obtener Δ_{max} , a partir de V_{max} . Se sabe que Δ_{max} es el desplazamiento total máximo (D_{TM}) estipulado en el UBC-97

$$V_{\max} = k_1 \Delta_y + k_2 (\Delta_{\max} - \Delta_y) \quad \dots(3.31)$$

y sustituyendo la ecuación 3.30 en la ecuación 3.31

$$V_{\max} = 0.9k_1 \Delta_y + 0.1k_1 \Delta_{\max} \quad \dots(3.32)$$

Ahora bien, para un desplazamiento al 20% de Δ_{\max} (D_{TM}), se requiere una fuerza máxima limitada por V_2 . De la ecuación 3.29 y de la figura 3.1, se sabe que

$$0.6V_{\max} = 0.9k_1 \Delta_y + 0.1k_1 (0.2\Delta_{\max}) \quad \dots(3.33)$$

Las ecuaciones 3.32 y 3.33 forman el sistema que se debe resolver para conocer k_1 , hecho esto y aplicando la expresión 3.30 se conoce k_2 . Con base en lo anterior se tiene que

$$k_1 = 5 \frac{V_{\max}}{\Delta_{\max}} = 5k_{\text{eff}} \quad \dots(3.34)$$

y

$$k_2 = 0.1(k_1) = 0.5k_{\text{eff}} \quad \dots(3.35)$$

Conocidas estas rigideces se puede calcular el valor de V_y y Δ_y , sustituyendo estos valores en la ecuación 3.32.

$$V_{\max} = 0.9k_1 \Delta_y + 0.5 \frac{V_{\max}}{\Delta_{\max}} \Delta_{\max} \quad \dots(3.36)$$

De la figura 3.1 se sabe que

$$V_y = k_1 \Delta_y \quad \dots(3.37)$$

sustituyendo en 3.36 y simplificando términos, se tiene lo siguiente

$$V_y = \frac{0.5V_{\max}}{0.9} = 0.555V_{\max} \quad \dots(3.38)$$

con esto se puede conocer el último término que se busca

$$\Delta_y = \frac{0.555V_{\max}}{5 \frac{V_{\max}}{\Delta_{\max}}} = 0.111\Delta_{\max} \quad \dots(3.39)$$

Con el procedimiento aquí descrito se puede diseñar el sistema de aislamiento de acuerdo con las especificaciones del UBC-97. Sin embargo, adicionalmente se deben realizar pruebas de laboratorio en donde se obtendrán los valores del amortiguamiento efectivo y de las rigideces, tanto al desplazamiento de diseño como al desplazamiento máximo.

Tabla 3.1 Coeficiente de amortiguamiento (Tabla A-16-C, "Uniform" 1997)	
Amortiguamiento efectivo del sistema aislante (%)	" β "
< 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
> 50	2.0

Tabla 3.2 Coeficiente sísmico C_{VD} (Tabla 16-R, "Uniform" 1997)					
Tipo de suelo	Factor de zona sísmica, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
S _A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32 N _v
S _B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40 N _v
S _C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56 N _v
S _D	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64 N _v
S _E	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96 N _v
S _F	Ver nota ¹				

¹Se deberán hacer estudios geotécnicos y análisis de respuesta dinámica del sitio para determinar el coeficiente sísmico del tipo de suelo S_F.

² Únicamente en la zona 4 (Z = 0.4) se modifica la ordenada del espectro de aceleraciones por el factor N_v que considera la cercanía de una falla activa.

Tabla 3.3 Coeficiente sísmico C_{VM} (Tabla A-16-G, "Uniform" 1997)

Tipo de suelo	Intensidad del máximo evento probable. $M_M Z N_V$				
	$M_M Z N_V = 0.075$	$M_M Z N_V = 0.15$	$M_M Z N_V = 0.2$	$M_M Z N_V = 0.3$	$M_M Z N_V \geq 0.40$
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32 N_v
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40 N_v
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56 N_v
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64 N_v
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96 N_v
S_F	Ver nota ¹				

¹Se deberán hacer estudios geotécnicos y análisis de respuesta dinámica del sitio para determinar el coeficiente sísmico del tipo de suelo S_F .

² Únicamente cuando la intensidad del máximo sismo probable es igual o mayor a 0.4 ($M_M Z N_V \geq 0.4$) se modifica la ordenada del espectro de aceleraciones por el factor N_v que considera la cercanía de una falla activa.

Tabla 3.4 Tipos de Suelo (Tabla 16-J, "Uniform" 1997)

Tipo de suelo	Descripción genérica del tipo de suelo	Propiedades promedio de los 100 pies (30 m) superficiales del terreno a clasificar		
		Velocidad de ondas de cortante pies/s (m/s)	Prueba de penetración standard (golpes/pie)	Resistencia a cortante en prueba no drenada lb/pie ² (kg/cm ²)
S_A	Roca dura	> 5,000 (1,500)	-	-
S_B	Roca	2,500 a 5,000 (760 a 1,500)	-	-
S_C	Suelo muy denso y Roca suave	1,200 a 2,500 (360 a 760)	> 50	> 2,000 (0.98)
S_D	Suelo Rígido	600 a 1,200 (180 a 360)	15 a 50	1,000 a 2,000 (0.49 a 0.98)
S_E¹	Suelo Blando	< 600 (180)	< 15	< 1,000 (0.49)
S_F	Suelo que requiere estudios específicos de sitio			

¹El tipo de suelo S_E también incluye cualquier suelo con más de 10 pies de arcilla suave, definida como un suelo con índice de plasticidad $IP > 20$, $w_{mc} \geq 40\%$ y $S_u < 500$ lb/pie² (0.24 kg/cm²).

Tabla 3.5 Coeficiente del máximo sismo probable M_M (Tabla A-16-E, "Uniform" 1997)

Intensidad del sismo de diseño, ZN_V	Coeficiente del máximo sismo probable
0.075	2.67
0.15	2.00
0.20	1.75
0.30	1.50
0.40	1.25
≥ 0.50	1.20

Tabla 3.6 Factor de zona Z (Tabla 16-I, "Uniform" 1997)

Zona	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

Tabla 3.7 Valores del coeficiente N_u (Tabla 16-S, "Uniform" 1997)

Origen del evento	Distancia mínima a la falla		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.5	1.2	1.0
B	1.3	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

Tabla 3.8 Valores del coeficiente N_v (Tabla 16-T, "Uniform" 1997)

Origen del evento	Distancia mínima a la falla			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	2.0	1.6	1.2	1.0
B	1.6	1.2	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

Tabla 3.9 Clasificación del origen del evento (Tabla 16-U, "Uniform" 1997)

Tipo de origen del evento	Descripción del origen del evento	Definición del origen del sismo	
		Magnitud de momento máximo M	Intervalo de deslizamiento (mm/año)
A	Fallas capaces de provocar eventos de gran magnitud y que tienen un amplio intervalo de actividad sísmica	$M \geq 7.0$	$SR \geq 5.0$
B	Todos los tipos de falla no clasificados en A y en C	$M \geq 7.0$ $M < 7.0$ $M \leq 6.5$	$SR < 5.0$ $SR > 2.0$ $SR < 2.0$
C	Fallas que no son capaces de producir eventos de gran magnitud y que tienen baja actividad sísmica	$M < 6.5$	$SR \leq 2.0$

Tabla 3.10 Factor R_1 (Tabla A-16-E, "Uniform" 1997)

Sistema estructural básico	Descripción del sistema resistente a cargas laterales	R_1	H pies (m)
1. Sistema de muros a flexión.	1. Marcos con muros ligeros de cortante:		
	a) Muros de triplay en estructuras de no más de tres niveles.	2.0	65 (19.8)
	b) Todos los demás marcos con muros ligeros.	2.0	65 (19.8)
	2. Muros de cortante:		
	a) Concreto	2.0	160 (48.8)
	b) Mampostería	2.0	160 (48.8)
	3. Marcos de acero con muros ligeros o contravientos que trabajan sólo a tensión.	1.6	65 (19.8)
	4. Marcos contraventeados, donde las diagonales soportan carga vertical:		
	a) Acero	1.6	160 (48.8)
	b) Concreto	1.6	-
c) Madera pesada (columnas, vigas y diagonales a base de polines)	1.6	65 (19.8)	
2. Sistemas a base de marcos.	1. Marcos de acero con diagonales excéntricas (EBF ¹).	2.0	240 (73.2)
	2. Marcos con muros ligeros y paneles de cortante:		
	a) Muros de triplay en estructuras de hasta tres niveles.	2.0	65 (19.83)
	b) Todos los demás marcos con muros ligeros.	2.0	65 (19.83)
	3. Muros de cortante:		
	a) Concreto	2.0	240 (73.2)
	b) Mampostería	2.0	160 (48.8)
	4. Marcos con diagonales concéntricas		
a) Acero	1.6	160 (48.8)	
b) Concreto	1.6	-	
c) Madera pesada	1.6	65 (19.8)	
3. Sistemas a base de marcos resistentes a momento.	1. Marcos especialmente resistentes a momento o dúctiles (SMRF ²)		
	a) Acero	2.0	S.L.
	b) Concreto	2.0	S.L.
	2. Muros de mampostería resistentes a momento (MMRWF ³)	2.0	160 (48.8)
3. Marcos de concreto intermedios resistentes a momento (IMRF ⁴)	2.2	-	

Cont. Tabla 3.10			
	4. Marcos ordinarios resistentes a momento (OMRF ⁵)		
	a) Acero	2.0	160 (48.8)
	b) Concreto	2.0	--
	5. Marcos de acero resistentes a momento contraventeados (STMF ⁶)	2.0	240 (73.2)
4. Sistemas duales. (mixtos)	1. Muros a cortante		
	a) Concreto con sistema SMRF	2.0	S.L.
	b) Concreto con acero OMRF	2.0	160 (48.8)
	c) Concreto con sistema IMRF de concreto	2.0	160 (48.8)
	d) Mampostería con sistema SMRF	2.0	160 (48.8)
	e) Mampostería con acero OMRF	2.0	160 (48.8)
	f) Mampostería con sistema IMRF de concreto	2.0	-
	g) Mampostería con mampostería MMRWF	2.0	160 (48.8)
	2. Acero EBF		
	a) Con acero SMRF	2.0	S.L.
	b) Con acero OMRF	2.0	160 (48.8)
	3. Marcos ordinarios contraventeados		
	a) Acero con sistema SMRF de acero	2.0	S.L.
b) Acero con sistema OMRF de acero	2.0	160 (48.8)	
c) Concreto con sistema SMRF de concreto	2.0	-	
d) Concreto con sistema IMRF de concreto	2.0	-	
5. Edificaciones con sistemas de columnas en cantiliver	1. Elementos con columnas en cantiliver	1.4	35 (10.7)
6. Sistemas mixtos de muros de cortante y marcos	1. Concreto	2.0	-

S.L.: Sin límite.

¹ Son los marcos de acero cuyos contravientos no son concéntricos al nudo que forman una trabe y una columna y que cuentan con un detallado especial.

² Son los marcos resistentes a momento especialmente detallados para proveer un comportamiento dúctil.

³ Son los sistemas de marcos y muros de mampostería con detallado especial para tener un comportamiento dúctil.

⁴ Son los marcos cuyo detallado limita a un nivel intermedio el comportamiento dúctil.

⁵ Son los marcos que no cuentan con detallado especial para tener comportamiento dúctil.

⁶ Son los marcos contraventeados resistentes a momento especialmente detallados para proveer un comportamiento dúctil.

FALTA PAGINA

No. 65

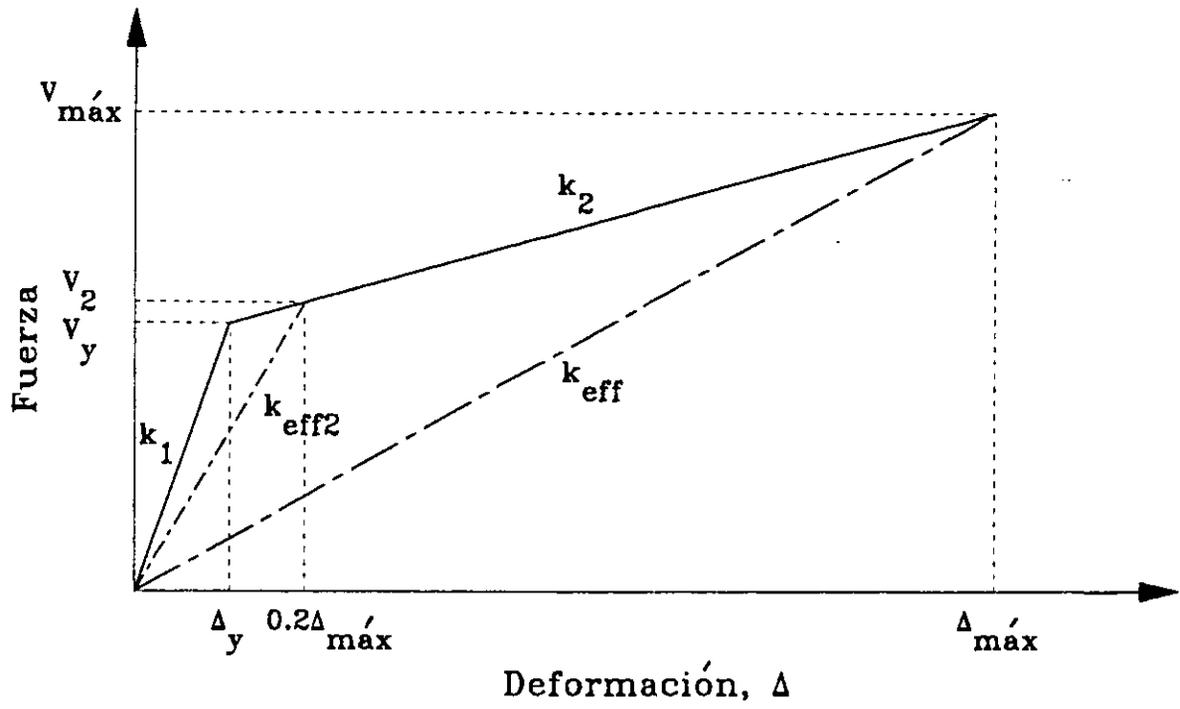


Fig 3.1 Gráfica esfuerzo-deformación de un aislador bilineal

ESTRUCTURAS EN ESTUDIO

4.1 Edificio HGZ-IMSS

4.1.1 Descripción de la estructura

Para el presente trabajo, se seleccionó la geometría de un Hospital General de Zona del IMSS (Instituto Mexicano del Seguro Social), ubicado en la ciudad de Manzanillo, Colima. La razón primordial por la que se eligió este edificio es su geometría irregular en planta (en forma de Y), que lo hace ideal para la aplicación del método de análisis dinámico. Los criterios para afirmar que esta estructura es de configuración irregular son los siguientes: considerando las masas, los muros y los elementos resistentes, la planta no es simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y además tiene entrantes y salientes que exceden del 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección de los ejes de referencia.

Como se mencionó, únicamente se utilizó la geometría de la planta estructural (fig 4.1a), ya que se carece de planos estructurales e información que permita conocer tanto las dimensiones como los refuerzos existentes, por lo que se hizo una elección arbitraria de la altura de entrepiso, así como la elaboración de un diseño original de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Estado de Guerrero (RCEG-90) para zona D-I (fig 4.2).

El Hospital General de Zona del IMSS, localizado en Manzanillo, Colima, sufrió un moderado daño estructural en su estructura principal durante el sismo del 9 de octubre de 1995, debido en gran parte al mal proceso constructivo que provocó que los muretes alojados en las trabes perimetrales contribuyeran en la respuesta estructural, provocando el efecto de columna corta de manera incipiente en la estructura principal, y colapsos notables en la estructura anexa de servicios del hospital. Adicionalmente, la presencia de asentamientos diferenciales en el terreno provocó agrietamientos en algunas columnas (Tena *et al.*, 1997).

Esta construcción tiene una configuración regular en elevación, con una altura total de 17.5m, ya que consta de cinco niveles de 3.5 m de altura cada uno (fig 4.1 b). El edificio tiene 53.4 m de longitud en la dirección X, con ocho crujías, tres de 6.5 m en cada extremo y dos de 7.2 m al centro; mientras que en la dirección Y se tienen cinco crujías, tres de 6.5 m, una de 7.2 m y una de 8.2 m, con una longitud total de 34.9 m.

En el edificio existe un muro de concreto reforzado en el eje F; a falta de información adicional, se decidió incluir este elemento dentro del modelo estructural, a

diferencia de los muretes de concreto alojados en las trabes perimetrales, que se desligaron de la estructura, ya que el considerarlos dentro del modelo no presentaba ningún beneficio. Por el contrario, ello obligaba a incrementar el refuerzo por corte en las columnas. De igual forma, los cubos de elevadores se consideraron desligados de la estructura principal. Es de vital importancia especificar, en planos, el detalle con el cual se pretende desligar los muros perimetrales de la respuesta estructural, ya que de lo contrario se podría llegar a presentar el fenómeno conocido como columna corta.

La clasificación de este tipo de edificación, según el RCEG-90, es de estructura tipo A. Por esto deben adoptarse ciertas modificaciones en el espectro de diseño y en el factor de carga para acciones gravitacionales. Asimismo, por tratarse de un edificio irregular, el factor reductivo de fuerzas sísmicas con fines de diseño, Q' , se obtiene reduciendo en un 20% el factor de comportamiento sísmico ($Q' = 0.8Q$). Estas consideraciones conducen a un diseño más conservador.

Se propuso como propiedades índice de los materiales las siguientes: la resistencia nominal a compresión del concreto, $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Se estipuló que el concreto sería Tipo I, teniendo como módulo de elasticidad $E_c = 14,000 \sqrt{f'_c}$. Para la estimación de cargas totales se utilizaron las cargas vivas estipuladas para hospitales. Se decidió clasificar a esta estructura como no dúctil ($Q = 2$) debido a que existe incertidumbre tanto en la calidad del material como en la mano de obra disponible en el lugar donde se localizará la estructura. Por ello se cree que el detallado y la supervisión de obra requerida para la construcción de un edificio con propiedades de marco dúctil podrían llegar a ser deficientes y no cumplir con la calidad que un diseño de este tipo demanda.

4.1.2 Análisis estructural

Se realizó un análisis elástico tridimensional utilizando el programa ETABS (Habibullah, 1991). Para obtener resultados más realistas, se consideró la contribución de la losa a la rigidez lateral del edificio, modelando las trabes rectangulares como secciones T para marcos interiores y como secciones L para marcos extremos. Las dimensiones de los patines se obtuvieron de acuerdo con lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-96) citadas por el RCEG-90. Dentro del análisis se consideraron diecisiete combinaciones de carga estipuladas en el RCEG-90. Estas se mencionan en la tabla 4.1. En dichas combinaciones se considera la acción de la componente vertical del sismo, la cual según la reglamentación debe ser del orden del 75% de la aceleración horizontal sin aplicar el factor reductivo de fuerzas sísmicas (Q').

4.1.3 Análisis sísmico

El análisis sísmico se realizó utilizando el método dinámico (modal espectral), utilizando el espectro de diseño del estado de Guerrero para la zona D. Este espectro se

redujo por un factor $Q' = 1.6$. Debido a la forma del espectro de diseño ($T_a = 0$), el factor Q' no depende del periodo y permanece constante.

Para efectuar el análisis modal espectral se calcularon los pesos y masas de entrepiso, contenidos en la tabla 4.2. Se consideró que con la obtención de los primeros nueve modos de vibrar se obtendría una respuesta satisfactoria, aunque la reglamentación exige como mínimo los primeros tres modos en cada dirección de traslación. La combinación de las respuestas máximas de los modos de vibrar se realizó utilizando el método de la Combinación Cuadrática Completa (CQC, por su nombre en inglés) ya que es aplicable en una gran variedad de estructuras, sin importar si las frecuencias de cada modo están cercanas entre sí (Chopra, 1995).

Las propiedades dinámicas del edificio se pueden consultar en la tabla 4.3. Se puede verificar que el modo fundamental de vibración es de traslación pura en la dirección Y de la estructura (fig. 4.3 a). El segundo y tercer modo son de traslación en la dirección X y rotación acoplada (fig. 4.3 b y c), esto se debe a que la estructura en esta dirección no es simétrica tanto en rigideces como en masas.

4.1.4 Diseño de traveses principales y secundarios

Una vez realizado el análisis, se utilizó el postprocesador CONKER (Habibullah, 1992) del programa ETABS, mediante el cual se obtuvieron las áreas preliminares del acero de refuerzo. Se propusieron traveses tipo con sus respectivas áreas comerciales y se estimó su capacidad utilizando los criterios contenidos en las NTCC-96, cuidando que el área de refuerzo no excediera el porcentaje máximo permisible, que es $0.75\rho_{bal}$ (1.43%).

El diseño de las traveses se tipificó, tomando como referencia los miembros con elementos mecánicos más grandes; lo anterior evita adicionar a la estructura excentricidades por resistencia. El nivel 2 fue el que controló el diseño de los niveles 1 al 4, mientras que las vigas de azotea se diseñaron con los elementos mecánicos obtenidos en este nivel. En las tablas 4.4 y 4.5 se estipulan las dimensiones de las traveses principales y secundarios, así como el área de refuerzo por flexión y cortante, y el porcentaje de acero tanto a momento positivo como negativo en los extremos y al centro del claro de las vigas. En las figuras 4.4 y 4.5 se ilustra la ubicación de las traveses tipo. Los arreglos del acero de refuerzo en las vigas principales y secundarios se puede consultar en las figuras 4.6 y 4.7, respectivamente.

Las traveses principales en la dirección X tienen un ancho de 0.50 m y un peralte de 0.90 m, mientras que las contenidas en la dirección Y son de 0.50 x 0.80 m, a excepción del eje 5, las cuales son de las mismas propiedades geométricas que las contenidas en el eje X. Todas las vigas secundarios tienen las mismas dimensiones, 0.30 x 0.60 m. La geometría se conserva en todos los niveles de la estructura.

4.1.5 Diseño de columnas

Las columnas se diseñaron de manera similar a las vigas, es decir, del postprocesador se obtuvieron áreas preliminares de refuerzo y se propuso un armado (fig 4.8) cuidando que el porcentaje de acero longitudinal no excediera del 2.5 %. Esta decisión se tomó para evitar saturar de acero las columnas y evitar problemas constructivos, aunque las NTCC-96 estipulan como porcentaje máximo el 6% para marcos de concreto no dúctiles. Posteriormente, se pulieron los diseños con diagramas de interacción, de acuerdo con las NTCC-96 de las dos secciones propuestas y se compararon con la combinación crítica para cada columna por nivel (fig 4.9 y fig 4.10). Las columnas que controlaron el diseño de los niveles 1 y 2 fueron las que se localizan en el nivel 1 en el cruce de los ejes A-1, A-4, A-6 y A-9, debido a los efectos inducidos por la combinación número 7, la cual se puede observar que es crítica al combinar fuerza de tensión con un momento relativamente grande, lo que la ubica en la parte inferior del diagrama de interacción. Es obvio que al estar dicha combinación por debajo de la falla balanceada, la falla de dichas columnas será por tensión. Las columnas de los niveles 3 al 5 se diseñaron con el área propuesta para la columna ubicada en la intersección de los ejes C-5, en esta columna la combinación número 7 también fue la más crítica, aunque no se presentó fuerza de tensión. El arreglo del refuerzo transversal se propuso de acuerdo a lo establecido en las NTCC-96 para confinar el acero longitudinal. Hecho esto se revisaron ambas secciones por cortante para obtener la separación de los estribos, que fue mayor en los dos casos, a la que se obtiene por confinamiento. Las columnas son de sección cuadrada de 0.80 x 0.80 m de los niveles 1 al 2, mientras que en los niveles restantes son de 0.70 x 0.70 m. En la tabla 4.6 se especifica el arreglo de refuerzo, tanto longitudinal como transversal, de las columnas tipo.

4.1.6 Diseño de muros

Como ya se mencionó, se incluyó el muro contenido en el eje F dentro de la respuesta estructural. Al estar colados monolíticamente el muro y las columnas extremas, se consideró que el elemento tiene una sección transversal con forma de I, (fig 4.11). Para revisar que el espesor propuesto fuera el adecuado, se comparó el cortante último con el máximo permisible. Después de satisfacer este requerimiento, se realizó el diseño por flexión calculando el diagrama de interacción del muro considerando únicamente el refuerzo de las columnas en los extremos, a dicho diagrama se le agregaron las combinaciones de carga (fig. 4.12). Finalmente se realizó el diseño por cortante. El espesor del muro quedó de 0.35 m de los niveles 1 al 3 y de 0.20 m de los niveles 4 al 5.

4.1.7 Diseño de losas

El diseño se inició proponiendo espesores de losa mínimos para evitar la revisión por deflexiones, como lo indican las NTCC-96. Se sabe que el espesor existente en los paneles contenidos entre los ejes C-D y 4-5 ($h = 0.12$ m) es mayor que en los demás. Se acepta que esto se hizo para distribuir de manera adecuada las fuerzas cortantes que se concentran en esa zona (Tena, 1997-a). Este espesor se revisó y resultó ser adecuado. Para todos los demás

paneles el espesor que se obtuvo fue de 0.11 m. Se verificó que la capacidad ante fuerza cortante de la losa fuera mayor a la demanda. En todos los casos el espesor propuesto satisfacía este requisito.

Para realizar el diseño de la losa se dividieron los tableros en franjas (fig 4.13) y se obtuvieron los momentos en los bordes y al centro, los cuales son función de la carga uniformemente distribuida, de la longitud de su claro corto y de los coeficientes incluidos en la tabla 4.1 de las NTCC-96. Ya que la relación de lado corto a largo (m) de los tableros se encuentra en un valor intermedio de los contenidos en la tabla, se interpolaron las cantidades para obtener el valor correspondiente del coeficiente m en cada tablero; hecho esto se obtuvo el área del acero de refuerzo así como su separación. En la mayoría de los casos dominó la separación máxima estipulada en las NTCC-96 (50 cm o 3.5 veces el peralte de la losa).

4.1.8 Distorsiones

Las distorsiones de entrepiso que se obtuvieron se multiplicaron por el factor de comportamientos sísmico ($Q = 2$) para obtener los valores reales (tabla 4.7). Se observó que las distorsiones se mantuvieron por debajo de las permisibles (0.012) para estructuras con elementos no estructurales desligados.

La comparación de los valores de las distorsiones actuantes con las permisibles se ilustra en la figura 4.14. Las distorsiones máximas no superaron el límite permisible (0.006) para estructuras con elementos no estructurales ligados.

Las mayores distorsiones se presentan en la dirección "Y" en el nivel 3. Es lógico que se presente en esta dirección, ya que es el lado más flexible de la estructura. Por otra parte, que se presente en el nivel 3 se debe principalmente al cambio de rigidez (las columnas disminuyen su sección de 0.80 x 0.80 m a 0.70 x 0.70 m) y a la combinación de los modos de vibrar.

4.2 Edificio EBA

4.2.1 Descripción de la estructura

Se eligió la geometría de un edificio con uso bancario ubicado en el municipio de Metepec en el Estado de México, debido a que presenta una configuración irregular, que lo hace sujeto de estudio. El edificio está estructurado con cuatro marcos ortogonales de concreto reforzado en ambas direcciones. La planta del edificio es de forma rectangular, teniendo una longitud total de 24.31 m y 20.74 m en la dirección X y Y respectivamente. La altura de entrepiso es de 4.03 m del primer nivel a la azotea y de 4.90 m de ésta al helipuerto. El edificio tiene una altura total 33.11 m. El sistema de piso consta de una losa, perimetralmente apoyada, de 0.25 m de espesor aligerada con bloques de cemento y arena.

La configuración de las plantas del edificio se ilustra en la figura 4.15. Se observa que, debido a la eliminación de la viga del eje 4 entre los ejes A y B, de los niveles 1 al 6, así como del diafragma rígido en esa zona, se presentan diferencias importantes tanto en la masa como en el centro de rigidez con respecto al nivel azotea. Ello ocasiona problemas de torsión. El nivel helipuerto tiene una planta menor con respecto a los demás niveles, debido a que se eliminan los marcos de los ejes A y 4. Otro factor relevante es que existe un considerable cambio de rigidez del primero al segundo nivel en la dirección Y debido a que en el primero existen muros de concreto reforzado en los ejes A y D. Dentro del modelo también se incluyó la contribución de los muros de concreto reforzado con forma de canal, ubicados de manera excéntrica en los ejes 1 y 4. El modelo tridimensional del edificio se aprecia en la figura 4.16.

De los planos estructurales se sabe que las propiedades índice de los materiales son las siguientes: la resistencia nominal a compresión del concreto, $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, con excepción de las columnas de los niveles 1 al 4, cuya resistencia nominal es de 300 kg/cm^2 . El esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, en todos los casos es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Se especifica que el concreto es Tipo I, teniendo como módulo de elasticidad $E_c = 14,000 \sqrt{f'_c}$. Para la estimación de cargas totales y masas se utilizaron las cargas vivas estipuladas en la reglamentación para oficinas. De la misma fuente se sabe que el factor de comportamiento sísmico (Q) utilizado en el diseño es de tres. Sin embargo, al tener las irregularidades mencionadas, el factor reductivo de fuerzas sísmicas con fines de diseño (Q') se obtuvo disminuyendo en 20% el valor de Q ($Q' = 2.4$).

Todas las columnas son de sección cuadrada, las columnas ubicadas en los ejes exteriores son de $75 \times 75 \text{ cm}$, mientras que las interiores son de $70 \times 70 \text{ cm}$ para los niveles ubicados del uno al cuarto, mientras que en los pisos superiores todas tienen una dimensión de $60 \times 60 \text{ cm}$. Las vigas principales son de $80 \times 35 \text{ cm}$ en todos los niveles.

4.2.2 Análisis estructural

Como a este edificio únicamente se le diseñará el sistema de aislamiento, del análisis solamente se necesitarán los eigenvalores y las formas modales de la estructura. Los demás resultados no son útiles en este caso. Para obtener dichas propiedades, nuevamente se recurrió al programa ETABS (Habibullah, 1991). Al igual que el HGZ-IMSS, también se consideró la contribución de la losa a la rigidez lateral del edificio modelando las trabes rectangulares como secciones T para marcos interiores y como secciones L para marcos externos. En la tabla 4.8 se muestran los pesos y masas, mientras que la tabla 4.9 contiene los periodos y los factores de masa efectiva de los modos de vibración de la estructura.

En la figura 4.17 se encuentran ilustrados, tanto en planta como en proyección isométrica, los primeros tres modos de vibración de la estructura. Se aprecia que los primeros dos modos de vibración no son de translación pura ya que se encuentran acoplados, aunque de forma mínima con la translación en el sentido ortogonal y con la rotación alrededor del eje Z, lo mismo sucede con el tercer modo que no es de rotación pura. Sin

embargo, estos acoplamientos son mínimos, como se puede verificar revisando la tabla 4.9. Estas características se deben a la asimetría, tanto en masas como en rigideces, que presenta la estructuración del edificio.

Tabla 4.1 Combinaciones de Carga

Número de combinación	Factor de carga	Carga Muerta	Carga Viva	Carga Viva Instantánea	Sismo en dirección X	Sismo en dirección Y
1	1.5	C.M.	C.V.	-	-	-
2	1.1	1.56 C.M.	-	1.56 C.V.I.	Sismo X	0.3 Sismo Y
3	1.1	1.56 C.M.	-	1.56 C.V.I.	0.3 Sismo X	Sismo Y
4	1.1	1.56 C.M.	-	1.56 C.V.I.	Sismo X	- 0.3 Sismo Y
5	1.1	1.56 C.M.	-	1.56 C.V.I.	- 0.3 Sismo X	Sismo Y
6	1.1	1.56 C.M.	-	1.56 C.V.I.	- Sismo X	- 0.3 Sismo Y
7	1.1	1.56 C.M.	-	1.56 C.V.I.	- 0.3 Sismo X	- Sismo Y
8	1.1	1.56 C.M.	-	1.56 C.V.I.	- Sismo X	0.3 Sismo Y
9	1.1	1.56 C.M.	-	1.56 C.V.I.	0.3 Sismo X	- Sismo Y
10	1.1	0.44 C.M.	-	0.44 C.V.I.	Sismo X	0.3 Sismo Y
11	1.1	0.44 C.M.	-	0.44 C.V.I.	0.3 Sismo X	Sismo Y
12	1.1	0.44 C.M.	-	0.44 C.V.I.	Sismo X	- 0.3 Sismo Y
13	1.1	0.44 C.M.	-	0.44 C.V.I.	- 0.3 Sismo X	Sismo Y
14	1.1	0.44 C.M.	-	0.44 C.V.I.	- Sismo X	- 0.3 Sismo Y
15	1.1	0.44 C.M.	-	0.44 C.V.I.	- 0.3 Sismo X	- Sismo Y
16	1.1	0.44 C.M.	-	0.44 C.V.I.	- Sismo X	0.3 Sismo Y
17	1.1	0.44 C.M.	-	0.44 C.V.I.	0.3 Sismo X	- Sismo Y

Tabla 4.2 Masas y pesos del edificio HGZ-IMSS

Nivel	Peso (ton)	Masa ($\text{ton}\cdot\text{s}^2/\text{m}$)
5 (Azotea)	1090.0	111.10
4	1227.7	125.14
3	1233.2	125.71
2	1283.6	130.84
1	1283.6	130.84
Σ	6118.1	623.63

Tabla 4.3 Características dinámicas del edificio HGZ-IMSS

Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa modal (%)		
			X	Y	Rotación
1	Y	0.425	0.00	81.05	0.00
2	Acoplado	0.375	49.28	0.00	32.02
3	Acoplado	0.171	29.84	0.00	46.80
4	Y	0.141	0.00	11.95	0.00
5	Acoplado	0.125	7.71	0.00	4.20
6	Y	0.081	0.00	3.99	0.00
7	Acoplado	0.073	2.26	0.00	1.72
8	Acoplado	0.056	7.10	0.00	10.54
9	Y	0.055	0.00	1.57	0.00

Tabla 4.4 Refuerzo de las vigas (extremos)

Trabe tipo	b (m)	h (m)	Flexión						Cortante (ramas de estribos)
			Refuerzo M -	As - (cm ²)	ρ -	Refuerzo M +	As + (cm ²)	ρ +	
TP - 1	0.50	0.90	6#8 + 6#6	47.52	0.011	6#8 + 3#6	38.97	0.0091	2#3 @ 13
TP - 2	0.50	0.90	6#8 + 2#6	36.12	0.0085	4#8 + 2#6	25.98	0.0061	2#3 @ 13
TP - 3	0.50	0.90	6#8	30.42	0.0071	4#8	20.28	0.0048	2#3 @ 20
TP - 4	0.50	0.90	4#8 + 1#6	23.13	0.0054	3#8	15.21	0.0036	2#3 @ 20
TP - 5	0.50	0.90	3#8	15.21	0.0036	3#8	15.21	0.0036	2#3 @ 40
TP - 6	0.50	0.80	6#8 + 8#6	53.22	0.014	6#8 + 6#6	47.52	0.0126	2#3 @ 12
TP - 7	0.50	0.80	6#8 + 6#6	47.52	0.0126	6#8 + 3#6	38.97	0.0103	2#3 @ 15
TP - 8	0.50	0.80	6#8 + 6#6	47.52	0.0126	6#8 + 3#6	38.97	0.0103	2#3 @ 15
TP - 9	0.50	0.90	9#8 + 4#6	57.03	0.0134	6#8 + 5#6	44.67	0.0105	2#3 @ 12
TP - 10	0.50	0.90	5#6	14.25	0.0033	5#6	14.25	0.0033	2#3 @ 27
TP - 11	0.50	0.90	5#6	14.25	0.0033	5#6	14.25	0.0033	2#3 @ 40
TP - 12	0.50	0.80	2#8 + 1#6	12.99	0.0035	2#8 + 1#6	12.99	0.0035	2#3 @ 27
TP - 13	0.50	0.80	2#8 + 3#6	18.69	0.0050	2#8 + 1#6	12.99	0.0035	2#3 @ 27
TP - 14	0.50	0.90	4#8 + 1#6	23.13	0.0054	3#8	15.21	0.0036	2#3 @ 23
TS - 1	0.30	0.60	4#6	11.40	0.0070	2#6	5.70	0.0034	2#3 @ 27
TS - 2	0.30	0.60	2#6	5.70	0.0034	2#6	5.70	0.0034	2#3 @ 27

Tabla 4.5 Refuerzo de las vigas (centro)

Trabe tipo	b (m)	d (m)	Flexión						Cortante (ramas de estribos)
			Refuerzo M -	As - (cm ²)	ρ -	Refuerzo M +	As + (cm ²)	ρ +	
TP - 1	0.50	0.90	3#8	15.21	0.0036	3#8	15.21	0.0036	2#3 @ 14
TP - 2	0.50	0.90	3#8 + 2#6	20.91	0.0049	3#8	15.21	0.0036	2#3 @ 17
TP - 3	0.50	0.90	4#8	20.28	0.0048	4#8	20.28	0.0048	2#3 @ 27
TP - 4	0.50	0.90	3#8	15.21	0.0036	3#8	15.21	0.0036	2#3 @ 27
TP - 5	0.50	0.90	3#8	15.21	0.0036	3#8	15.21	0.0036	2#3 @ 40
TP - 6	0.50	0.80	3#8 + 3#6	23.76	0.0063	3#8 + 3#6	23.76	0.0063	2#3 @ 14
TP - 7	0.50	0.80	3#8 + 3#6	23.76	0.0063	4#8 + 3#6	26.61	0.0071	2#3 @ 19
TP - 8	0.50	0.80	3#8 + 3#6	23.76	0.0063	4#8	20.28	0.0054	2#3 @ 20
TP - 9	0.50	0.90	4#8 + 4#6	31.68	0.0074	4#8 + 2#6	25.98	0.0061	2#3 @ 20
TP - 10	0.50	0.90	5#6	14.25	0.0033	5#6	14.25	0.0033	2#3 @ 27
TP - 11	0.50	0.90	5#6	14.25	0.0033	5#6	14.25	0.0033	2#3 @ 40
TP - 12	0.50	0.80	2#8 + 1#6	12.99	0.0035	2#8 + 1#6	12.99	0.0035	2#3 @ 37
TP - 13	0.50	0.80	2#8 + 1#6	12.99	0.0035	2#8 + 1#6	12.99	0.0035	2#3 @ 37
TP - 14	0.50	0.90	3#8	15.21	0.0036	3#8	15.21	0.0036	2#3 @ 27
TS - 1	0.30	0.60	4#6	11.40	0.0069	2#6	5.70	0.0034	2#3 @ 27
TS - 2	0.30	0.60	2#6	5.70	0.0034	2#6	5.70	0.0034	2#3 @ 27

Tabla 4.6 Refuerzo de las columnas

Columna tipo	Ubicación	Niveles	b (m)	h (m)	Armado	Area	ρ	Cortante (ramas de estribos)	
								Extremos	Centro
CT - 1	Todas	1 y 2	0.80	0.80	32#8	162.24	0.025	6 E #3 @ 12	6 E #3 @16
CT - 2	Todas	3 al 5	0.70	0.70	20#8	101.40	0.021	4 E #3 @ 12	4 E #3 @16

Tabla 4.7 Distorsiones de entrepiso

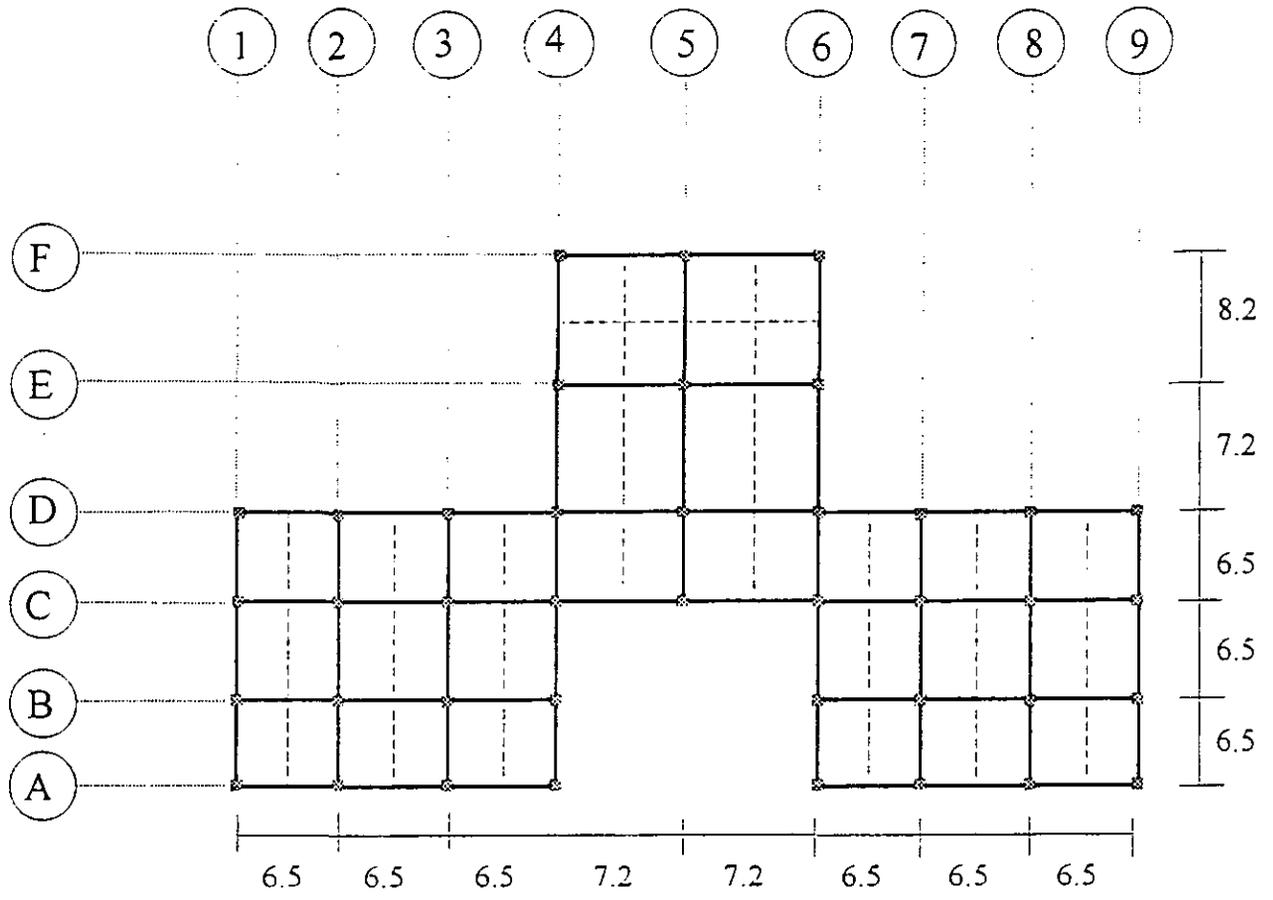
Nivel	Dirección X	Dirección Y
5 (Azotea)	0.0014	0.0018
4	0.0024	0.0031
3	0.0033	0.0042
2	0.0030	0.0039
1	0.0023	0.0028

Tabla 4.8 Masas y pesos del edificio EBA

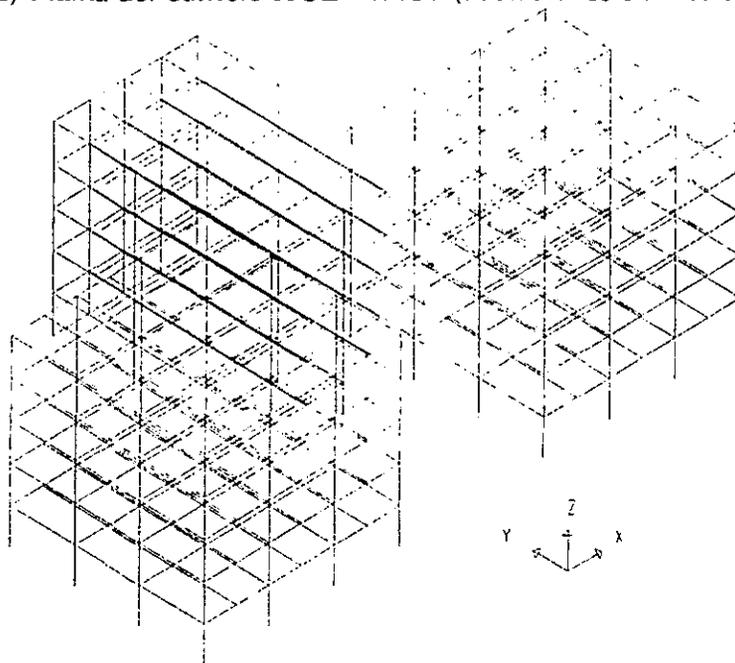
Nivel	Peso (ton)	Masa (ton-s ² /m)
8 (Helipuerto)	276.6	28.2
7 (Azotea)	580.1	59.1
6	790.5	80.6
5	799.2	81.5
4	824.9	84.1
3	824.9	84.1
2	883.1	90.0
1	787.2	80.2
Σ	5766.4	587.8

Tabla 4.9 Características dinámicas del edificio EBA

Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa modal (%)		
			X	Y	Rotación
1	Acoplado	1.016	70.3	0.18	0.59
2	Acoplado	0.977	0.23	62.71	0.10
3	Acoplado	0.705	0.72	0.05	65.32
4	Acoplado	0.372	10.68	0.02	0.24
5	Acoplado	0.332	0.03	10.20	0.16
6	Acoplado	0.247	0.24	0.00	11.78
7	Acoplado	0.228	3.35	0.09	0.13
8	Acoplado	0.210	0.10	2.72	0.09
9	Acoplado	0.160	2.35	0.01	0.10



a) Planta del edificio HGZ - IMSS (acotaciones en metros)



b) Modelo Tridimensional del Edificio HGZ-IMSS

Figura 4.1

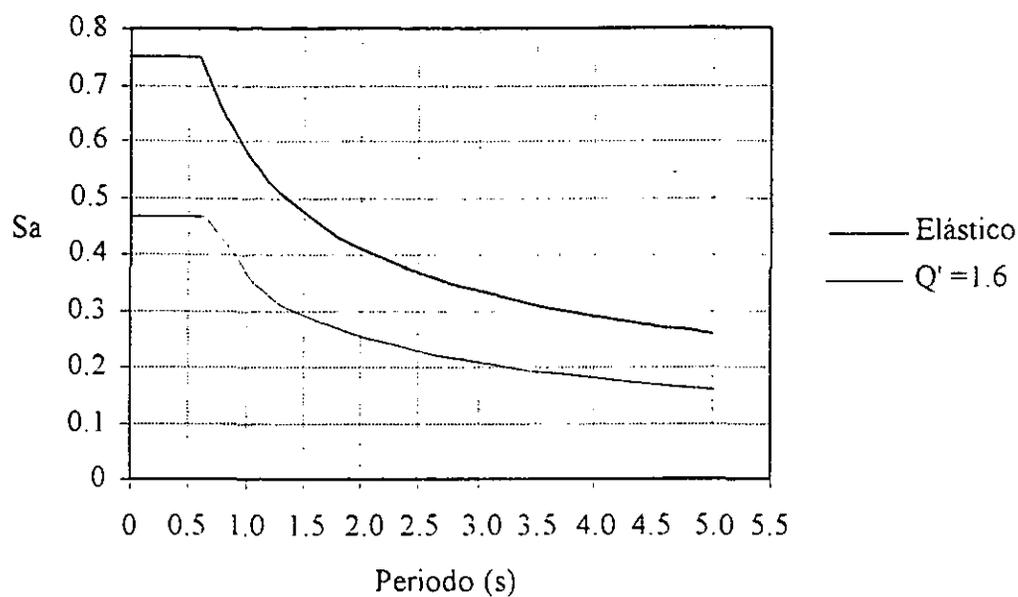
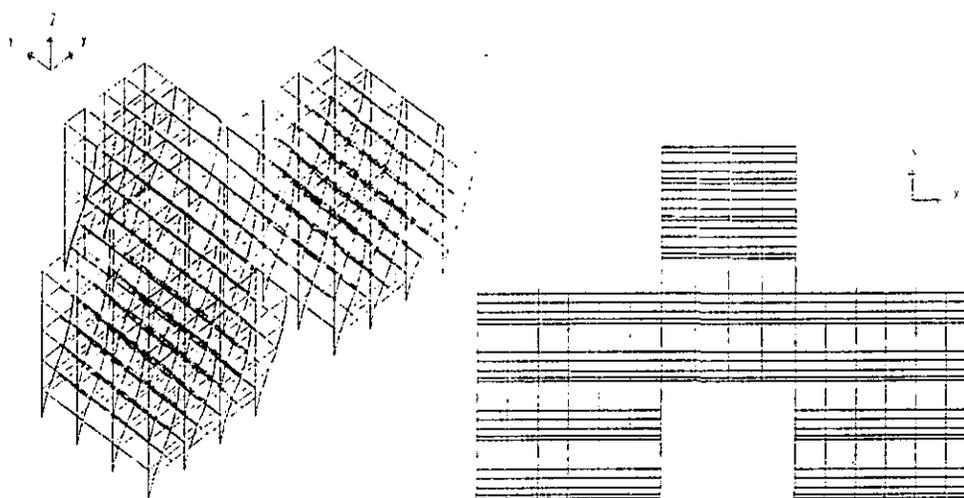


Figura 4.2 Espectro de diseño para zona D1

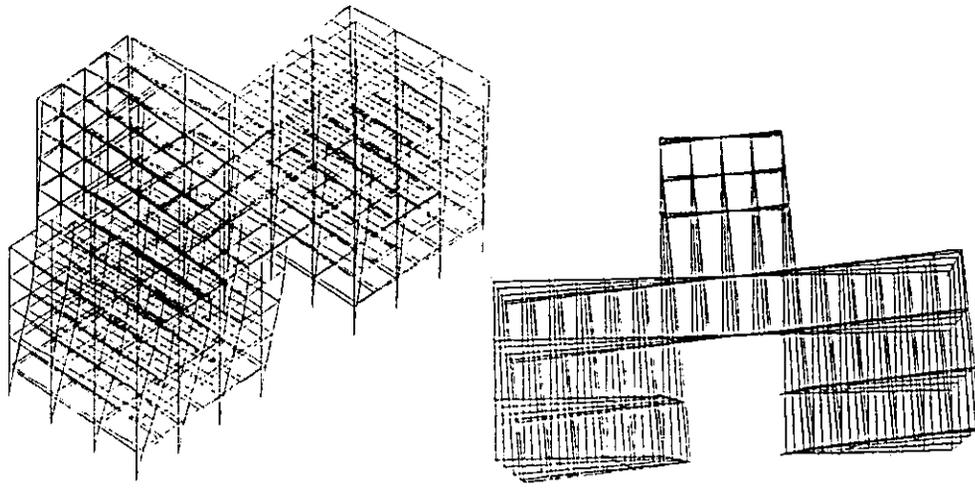


Modelo tridimensional

Planta

a) 1er modo de vibración, $T = 0.425$ s.

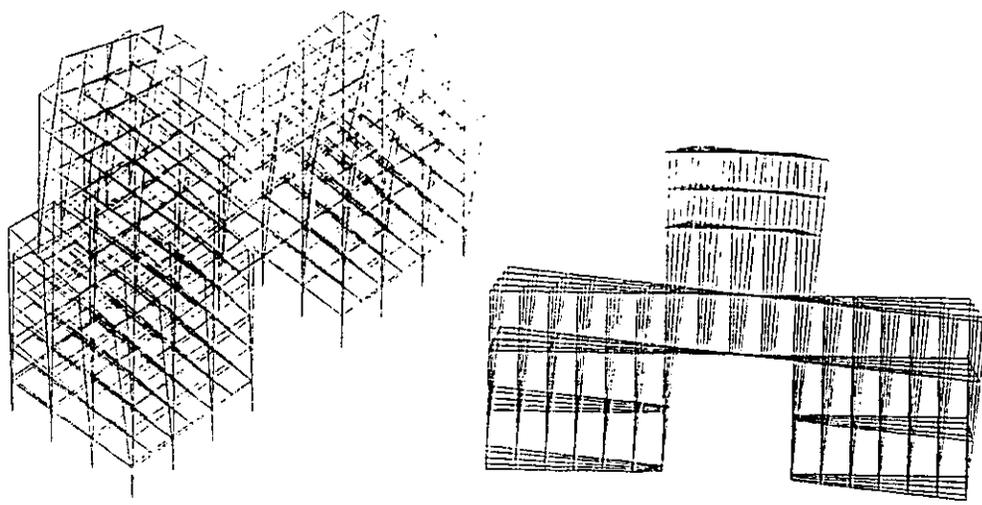
Figura 4.3 Primeros tres modos de vibración



Modelo tridimensional

Planta

b) 2do modo de vibración, $T = 0.375$ s.



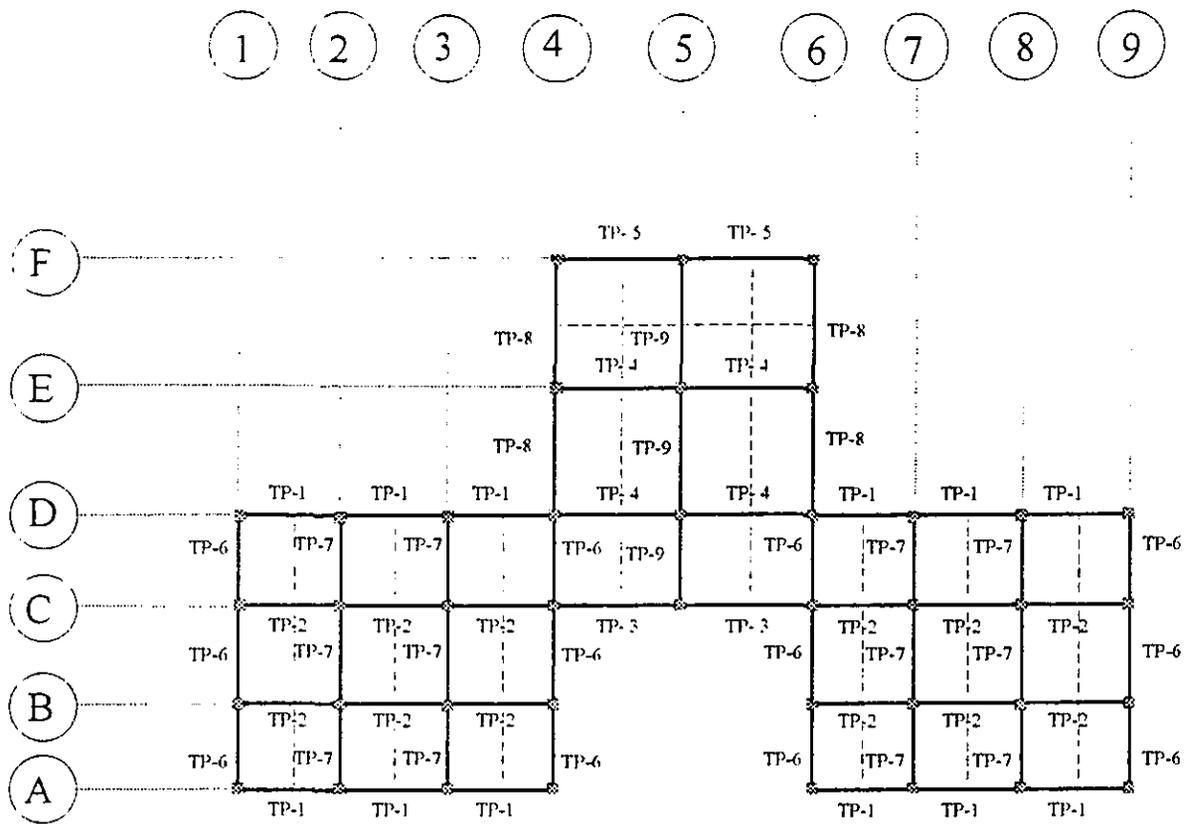
Modelo tridimensional

Planta

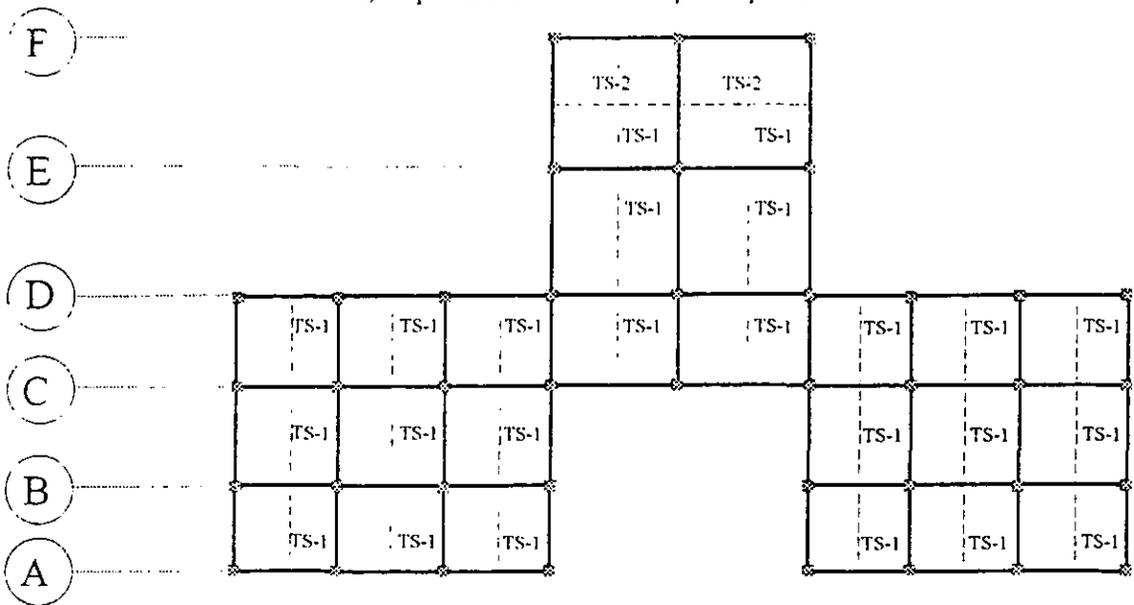
c) 3er modo de vibración, $T = 0.172$ s.

Figura 4.3 Continuación

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

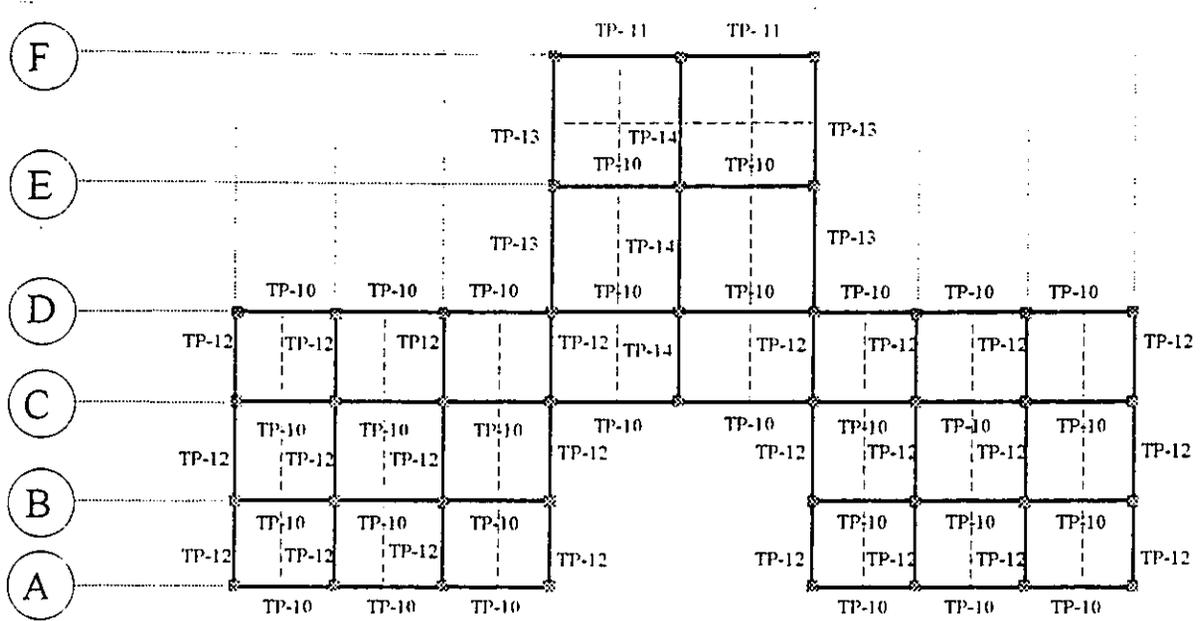


a) Tipificación de traves principales

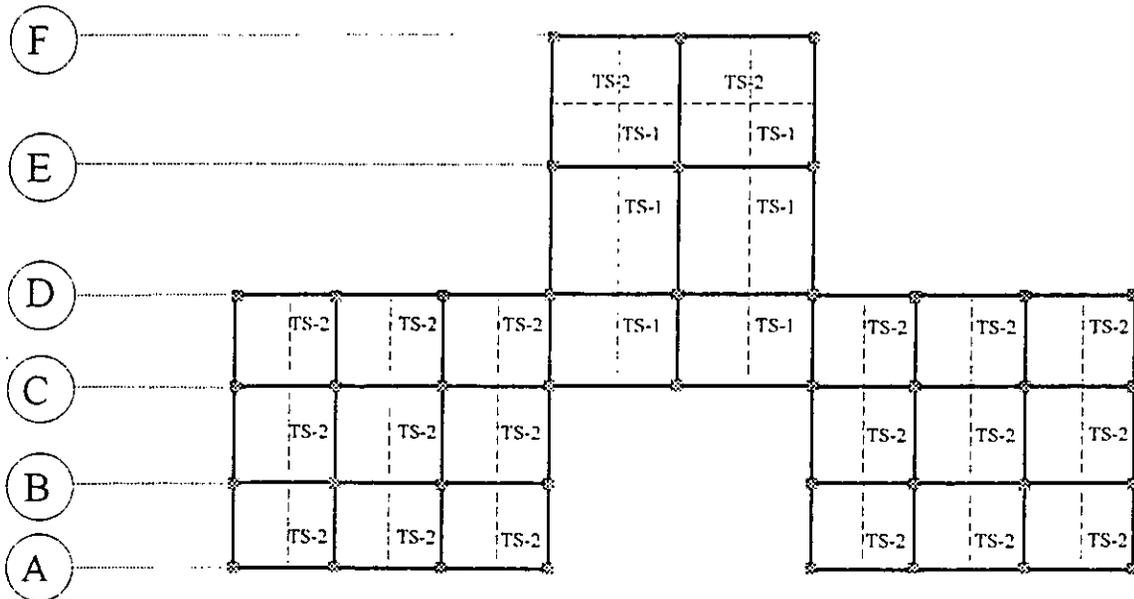


b) Tipificación de traves secundarias

Figura 4.4 Distribución de las traves tipo de los niveles 1 al 4



a) Tipificación de traves principales



b) Tipificación de traves secundarias

Figura 4.5 Distribución de las traves tipo del nivel azotea

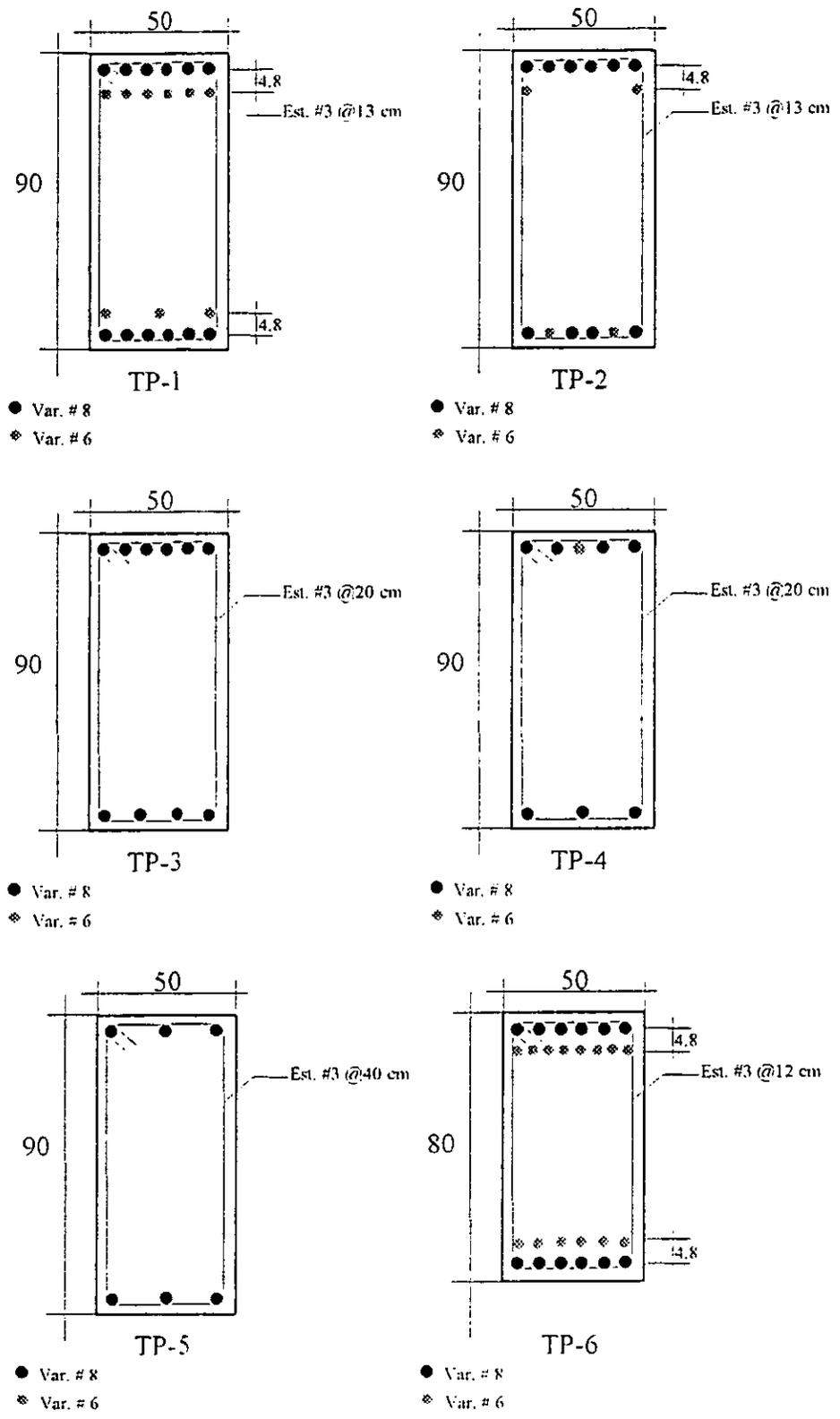


Figura 4.6 Trabes tipo principales

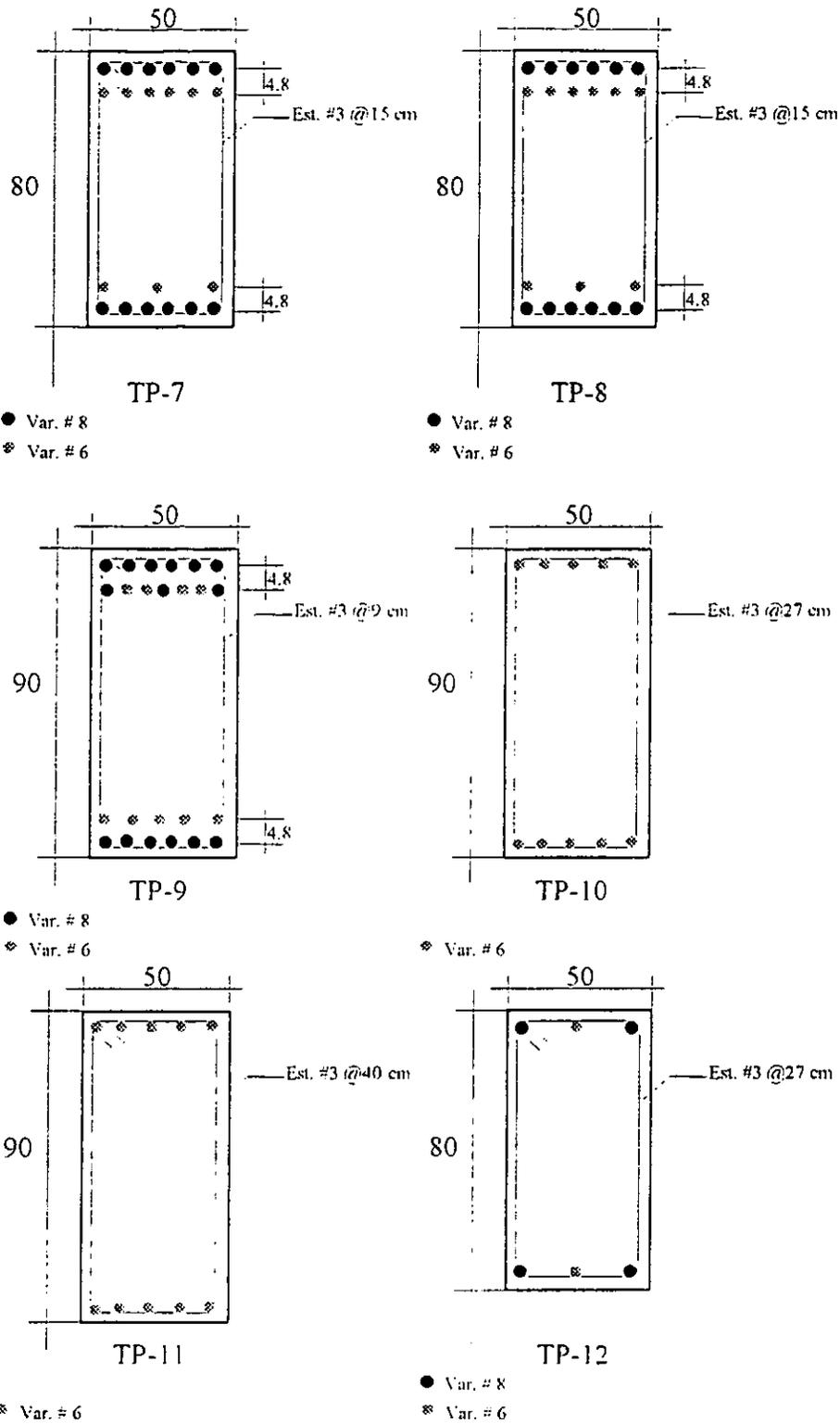


Figura 4.6 Continuación

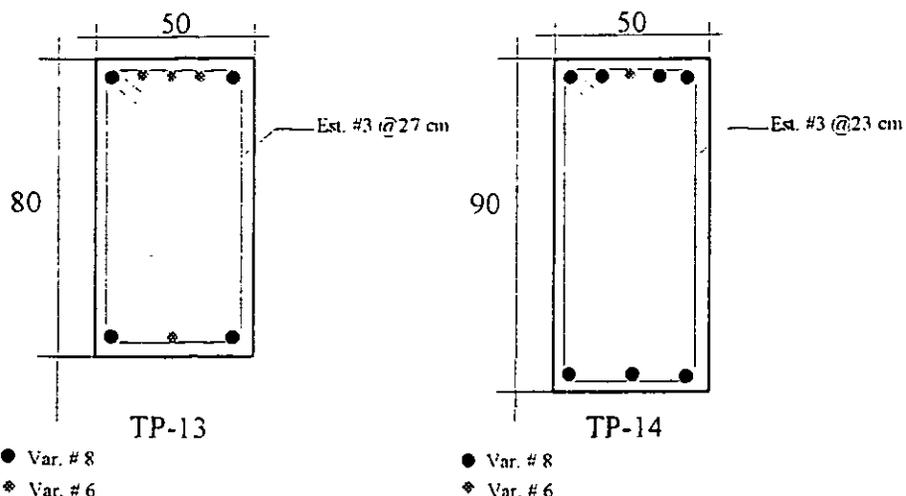


Figura 4.6 Continuación

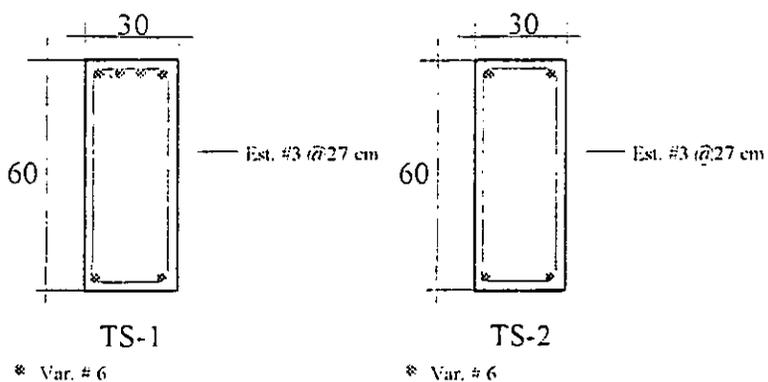


Figura 4.7 Trabes tipo secundarias

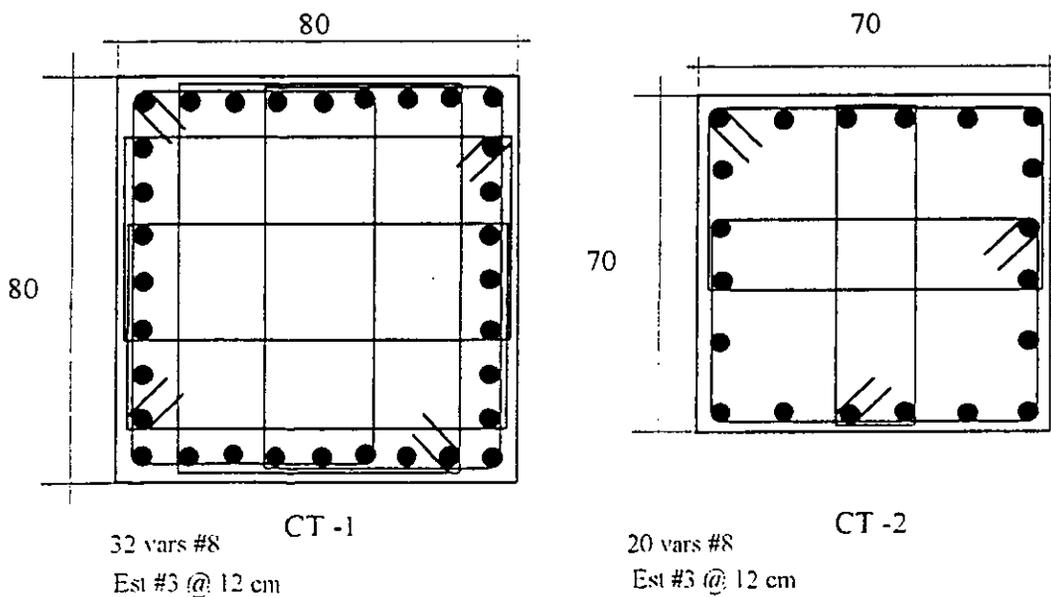


Figura 4.8 Columnas tipo

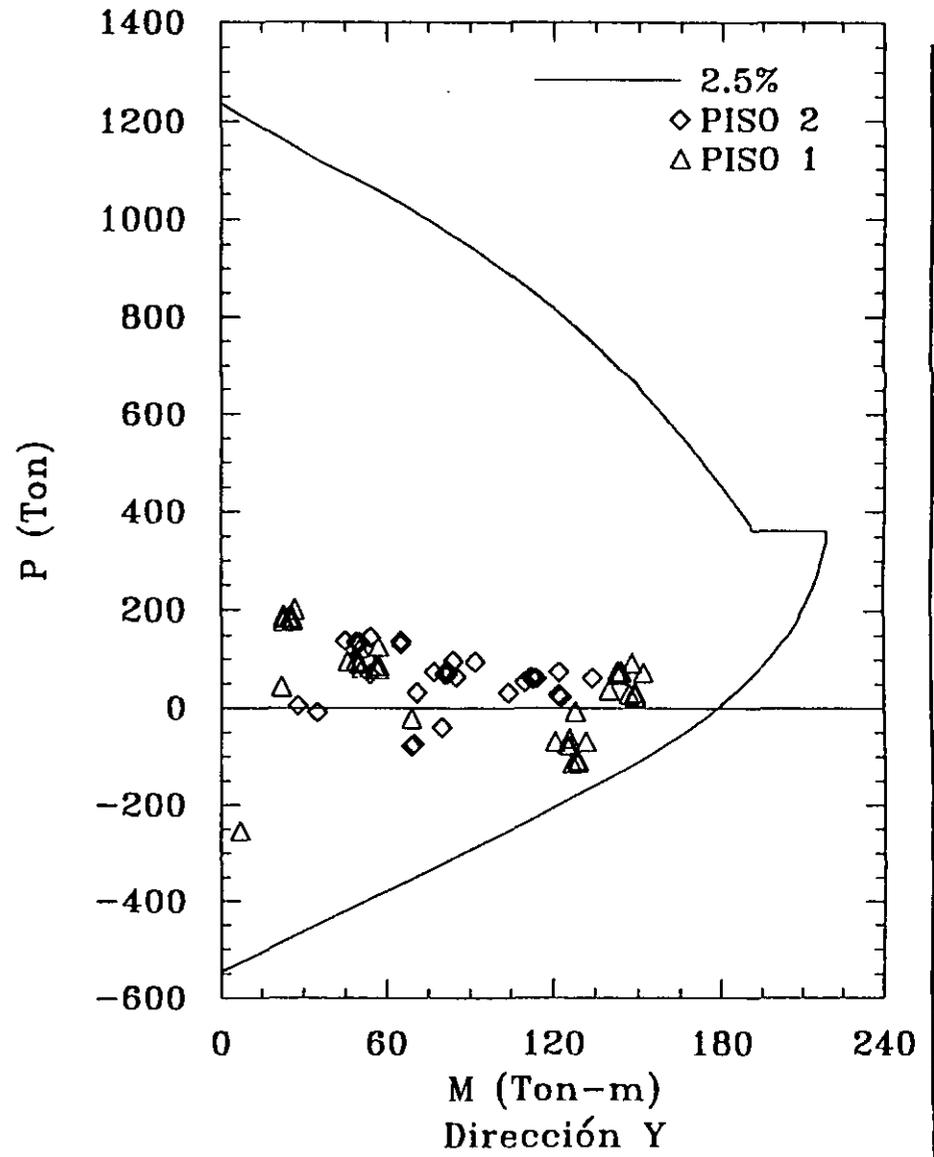
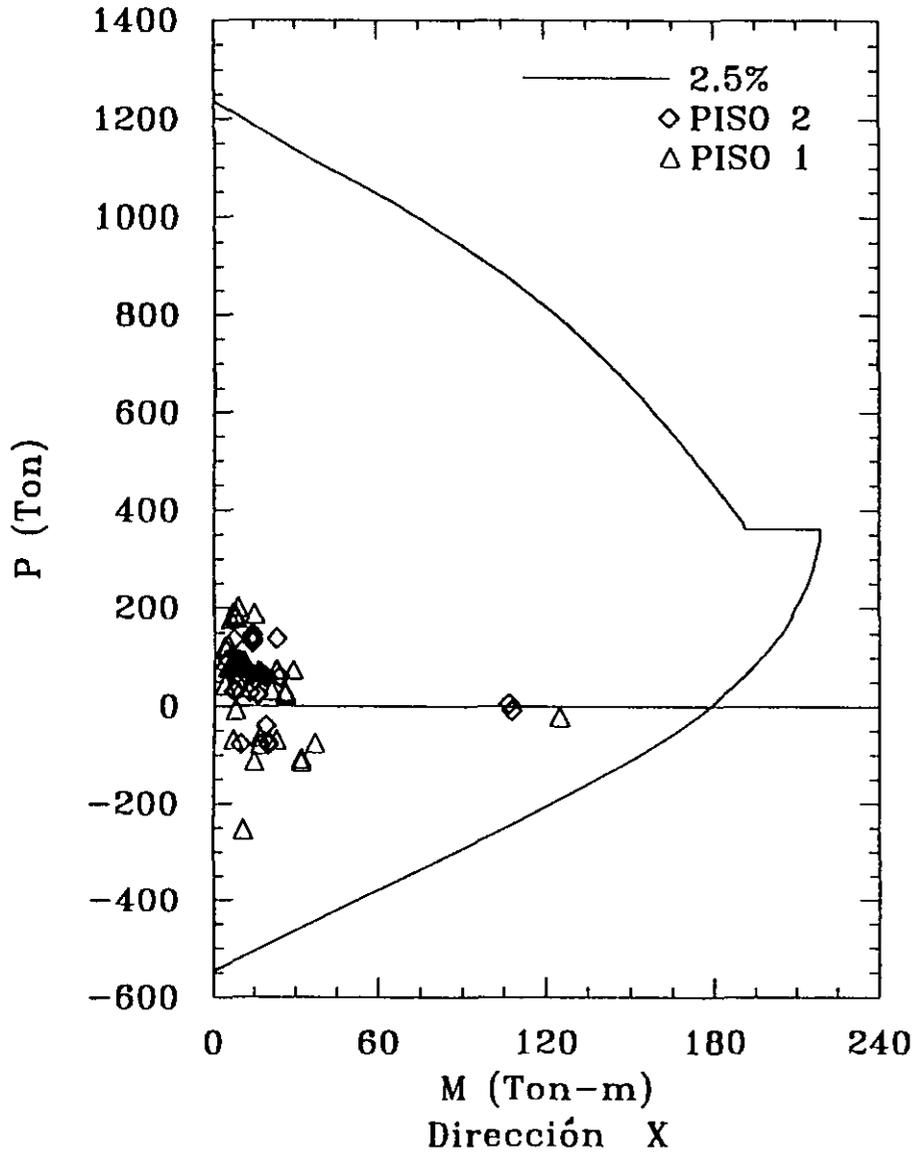


Figura 4.9 Diagramas de interacción de la sección 80 x 80 Pisos 1 y 2

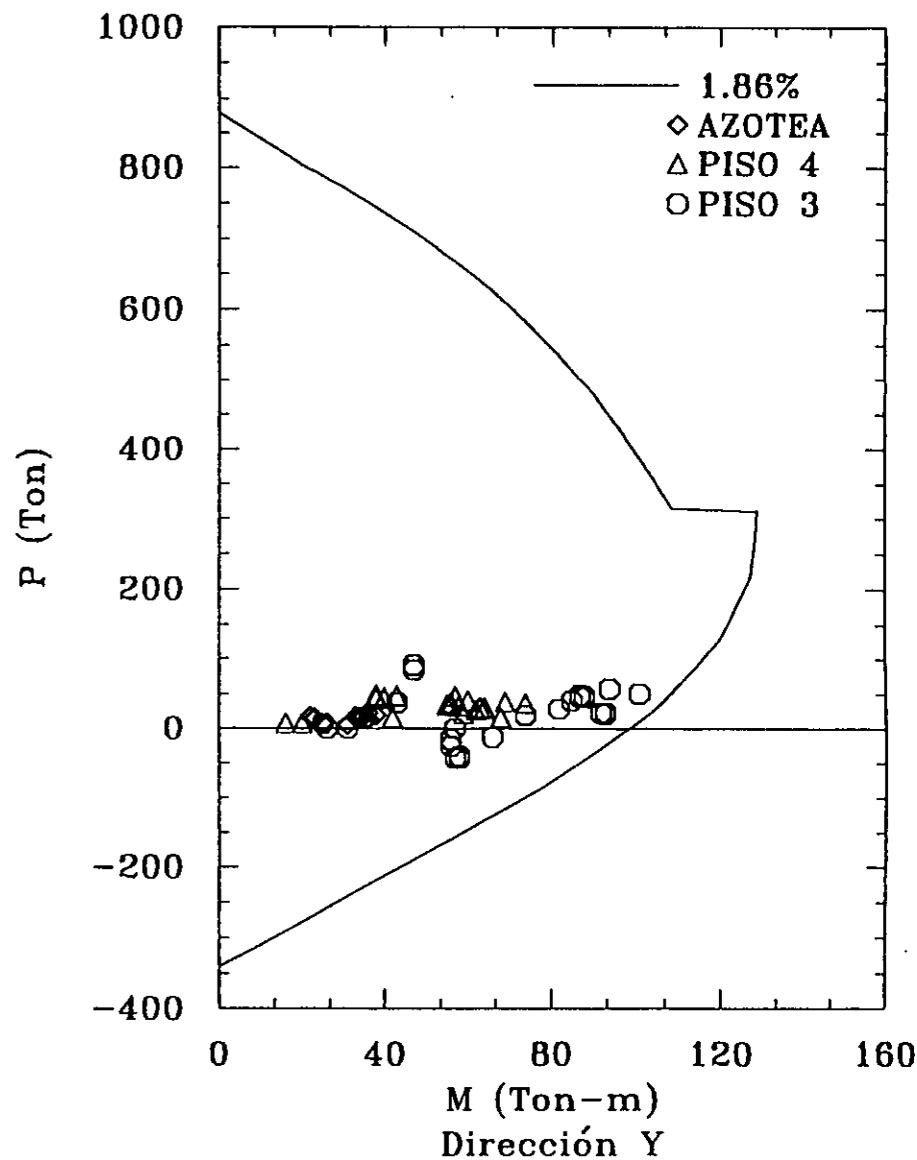
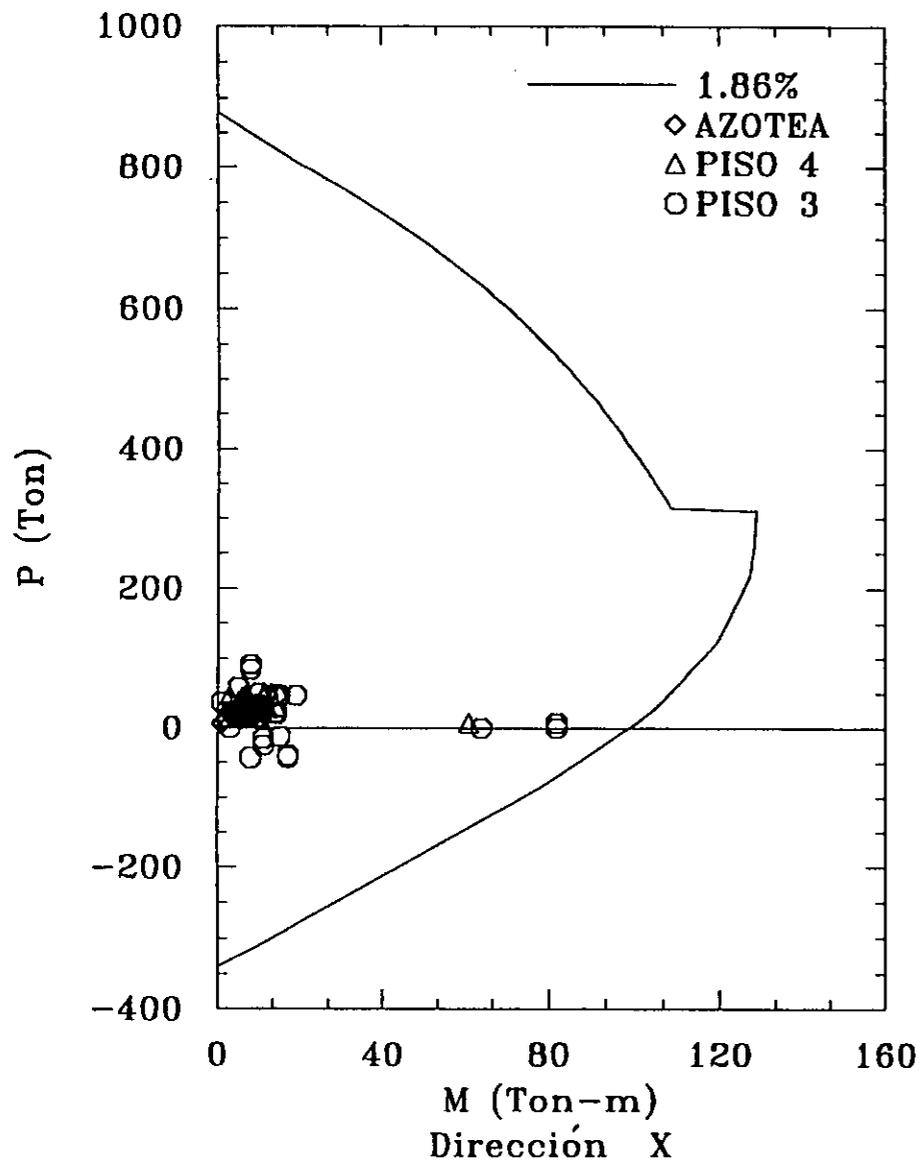
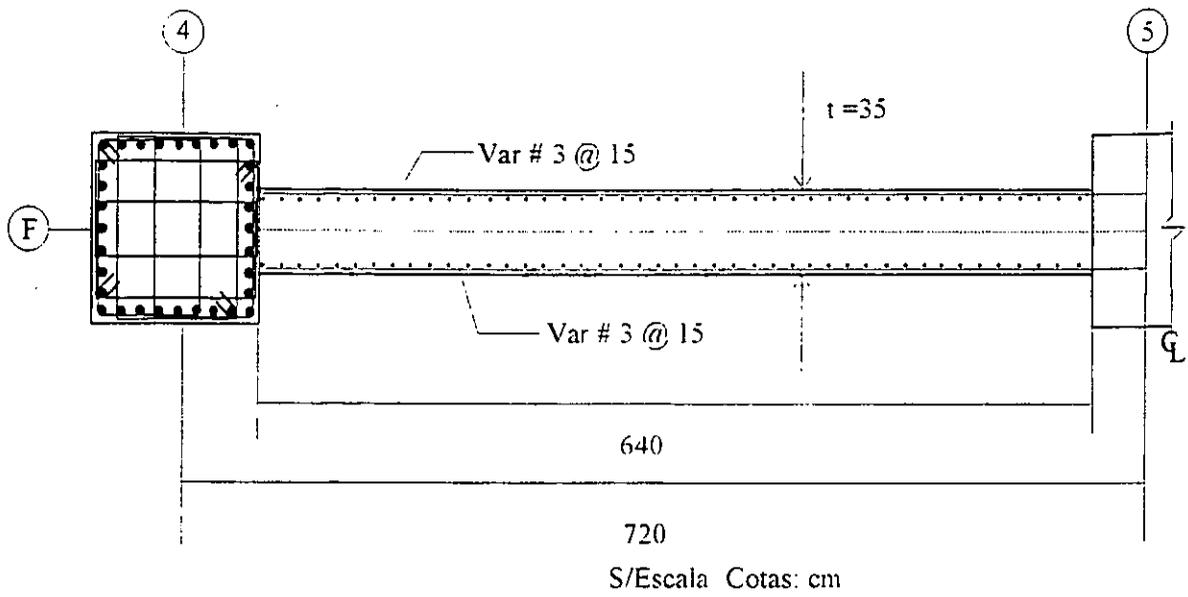
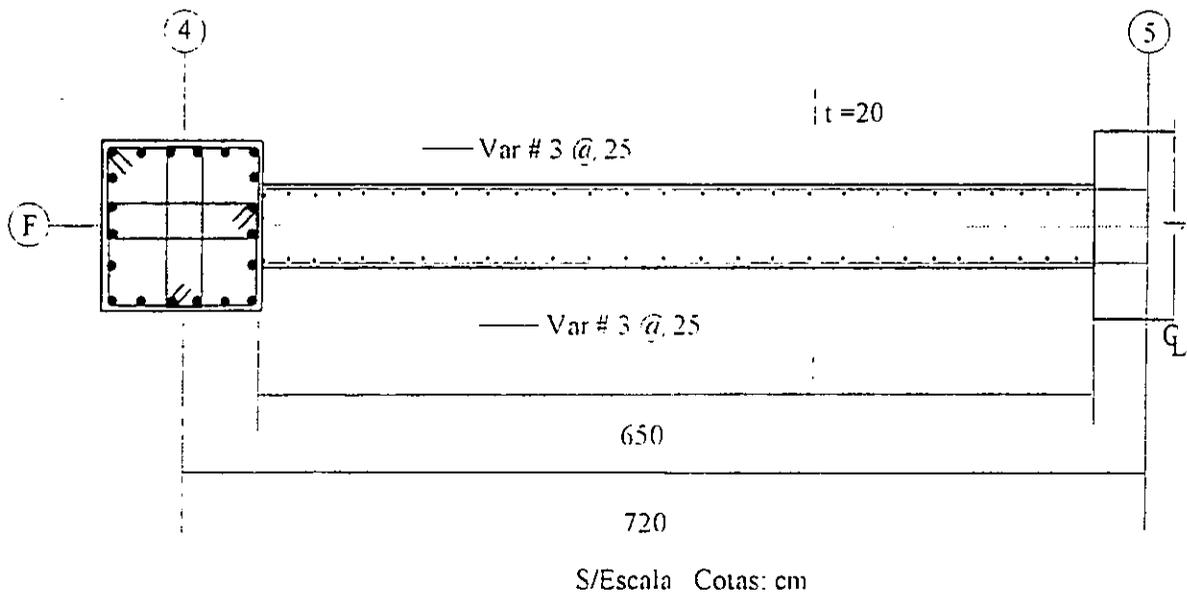


Figura 4.10 Diagramas de interacción de la sección 70 x 70
 Pisos 3 a 5 (azotea)



a) Muro estructural de los niveles 1 al 3



b) Muro estructural de los niveles 4 y 5

Figura 4.11 Muros tipo

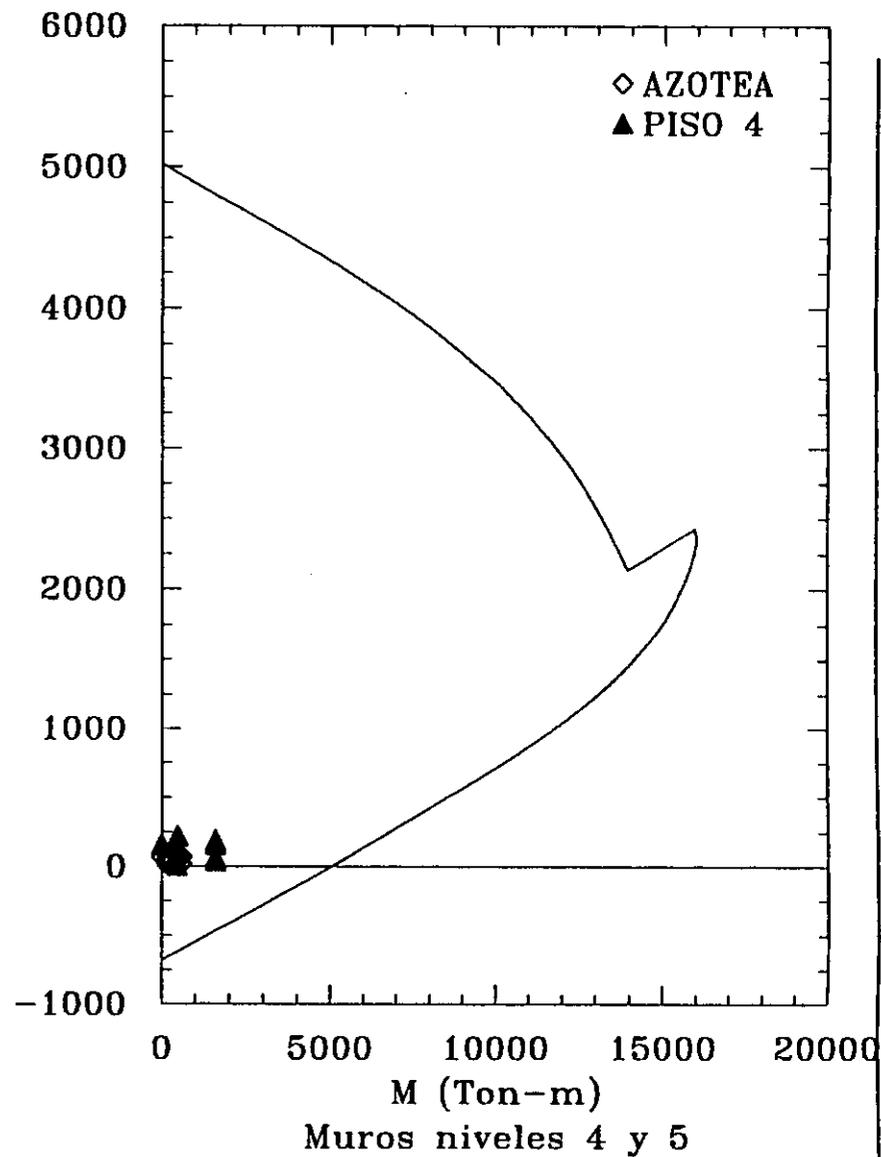
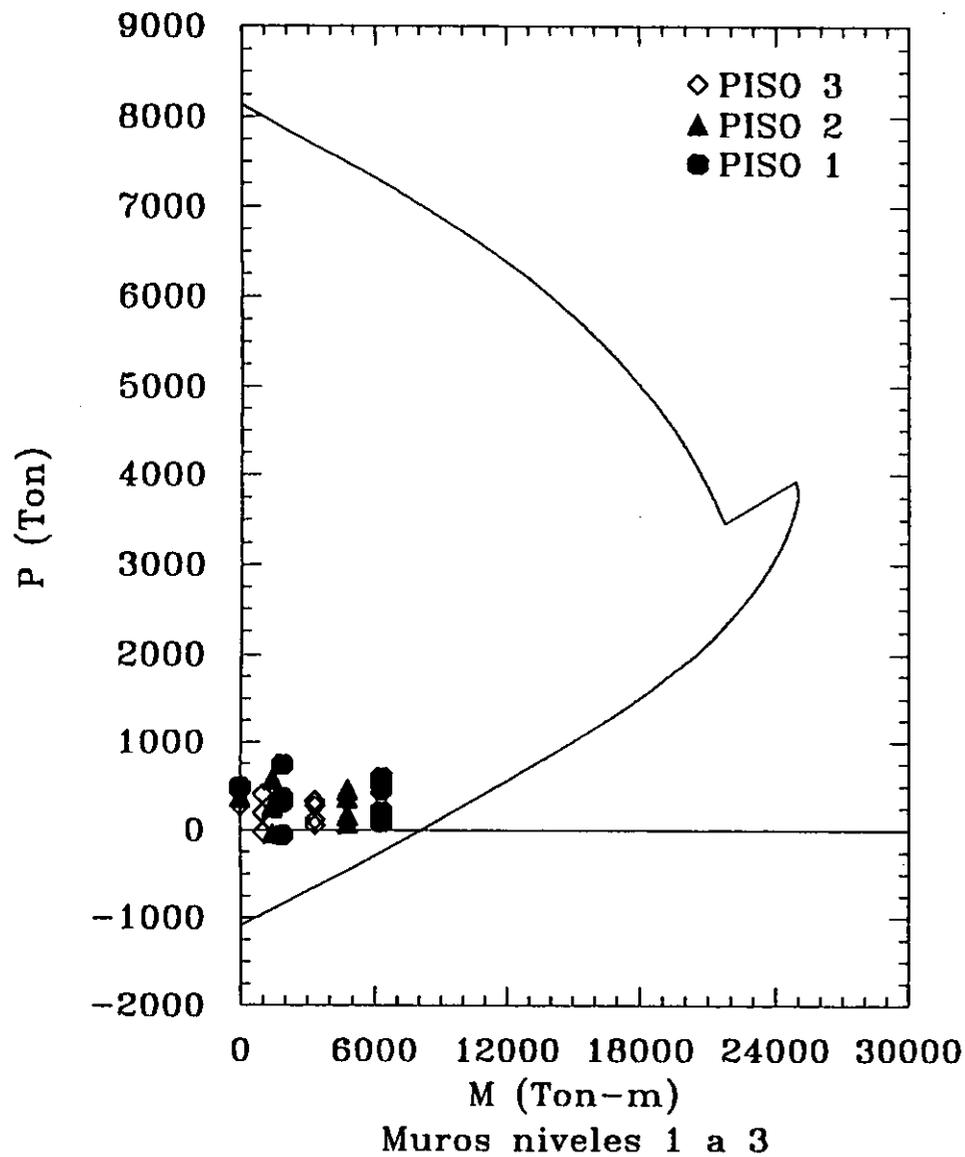
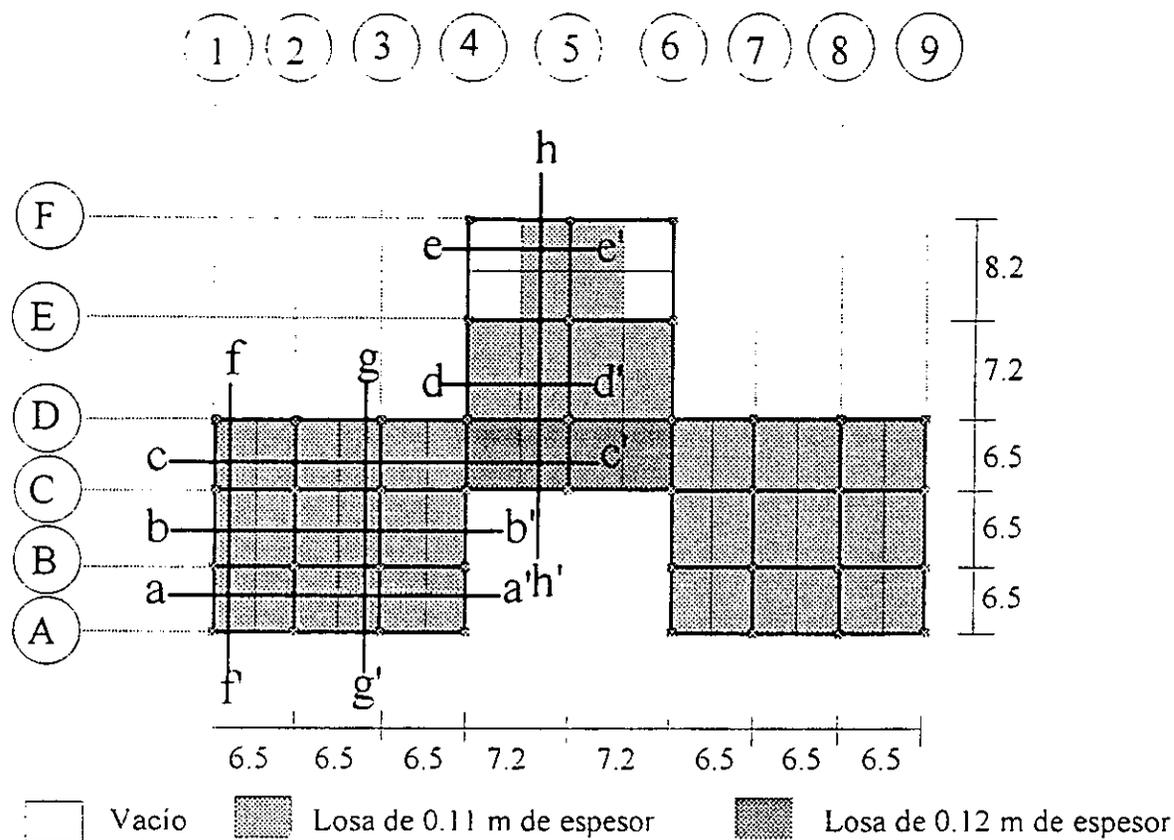
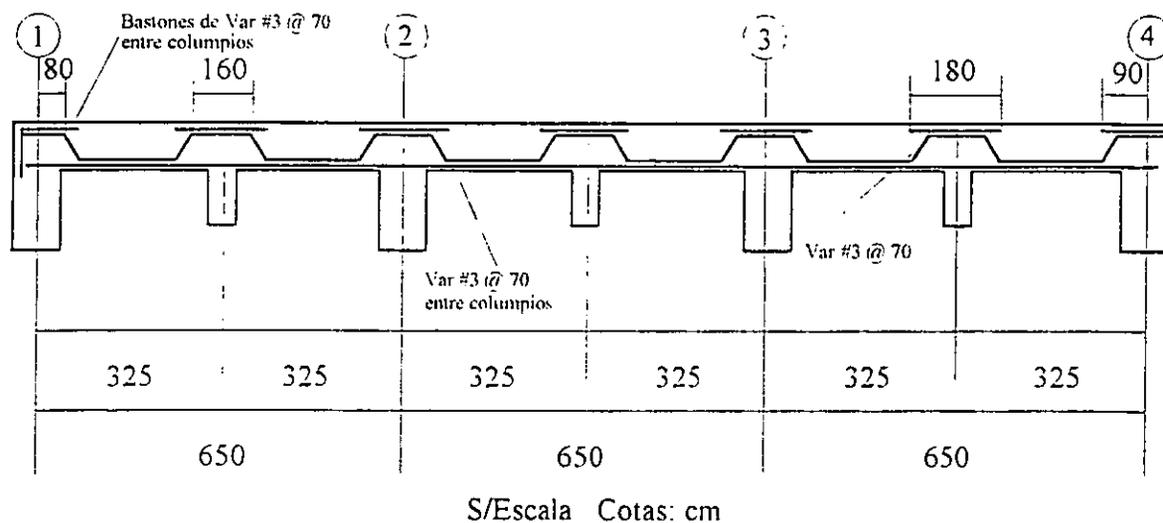


Figura 4.12 Diagramas de interacción de los muros estructurales

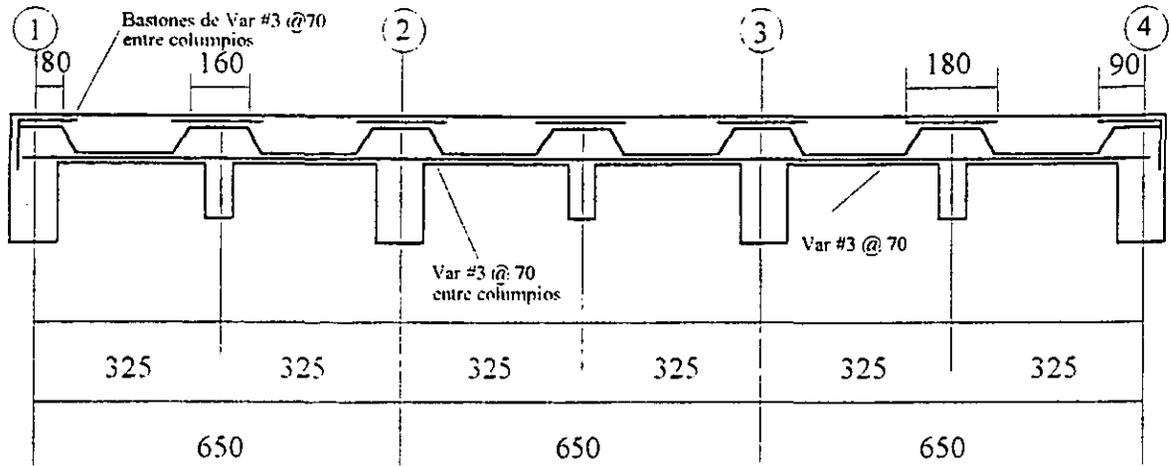


Localización de las franjas de losa diseñadas



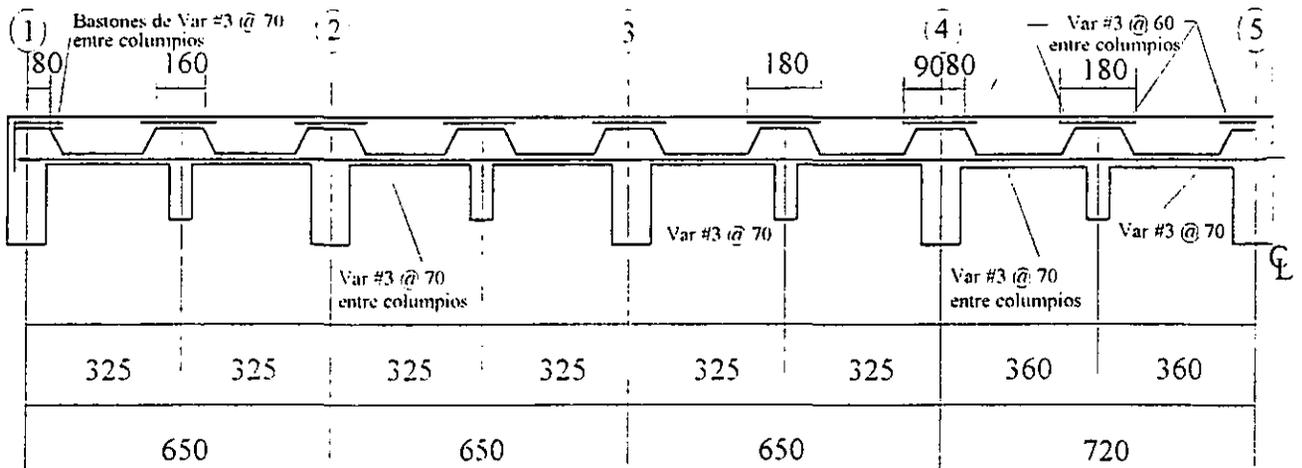
Franja a- a'

Figura 4.13 Diseño de las franjas de losa



S/Escala Cotas: cm

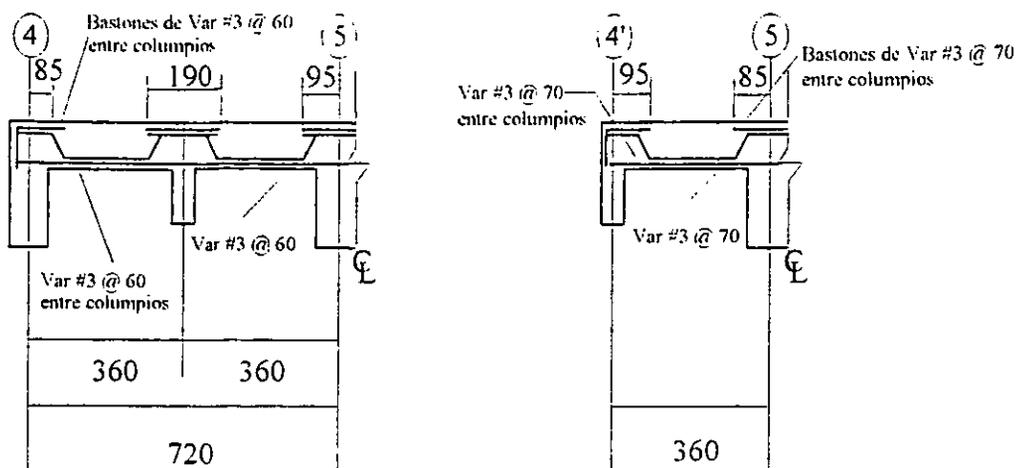
Franja b-b'



S/Escala Cotas: cm

Franja c-c'

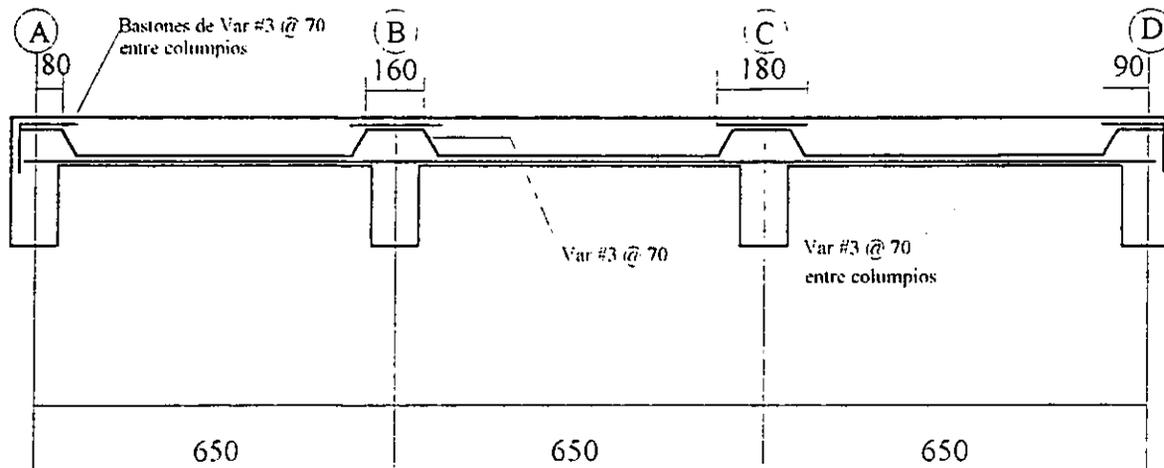
Figura 4.13 Continuación



S/Escala Cotas: cm

Franja d-d'

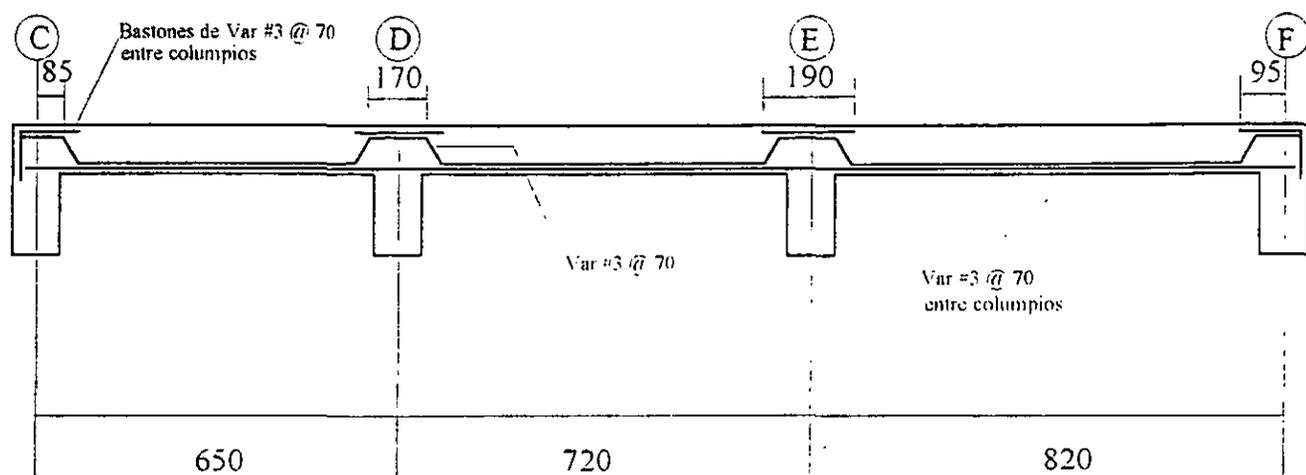
Franja e-e'



S/Escala Cotas: cm

Franja f-f' y g-g'

Figura 4.13 Continuación



S/Escala Cotas: cm

Franja h-h'

Figura 4.13 Continuación

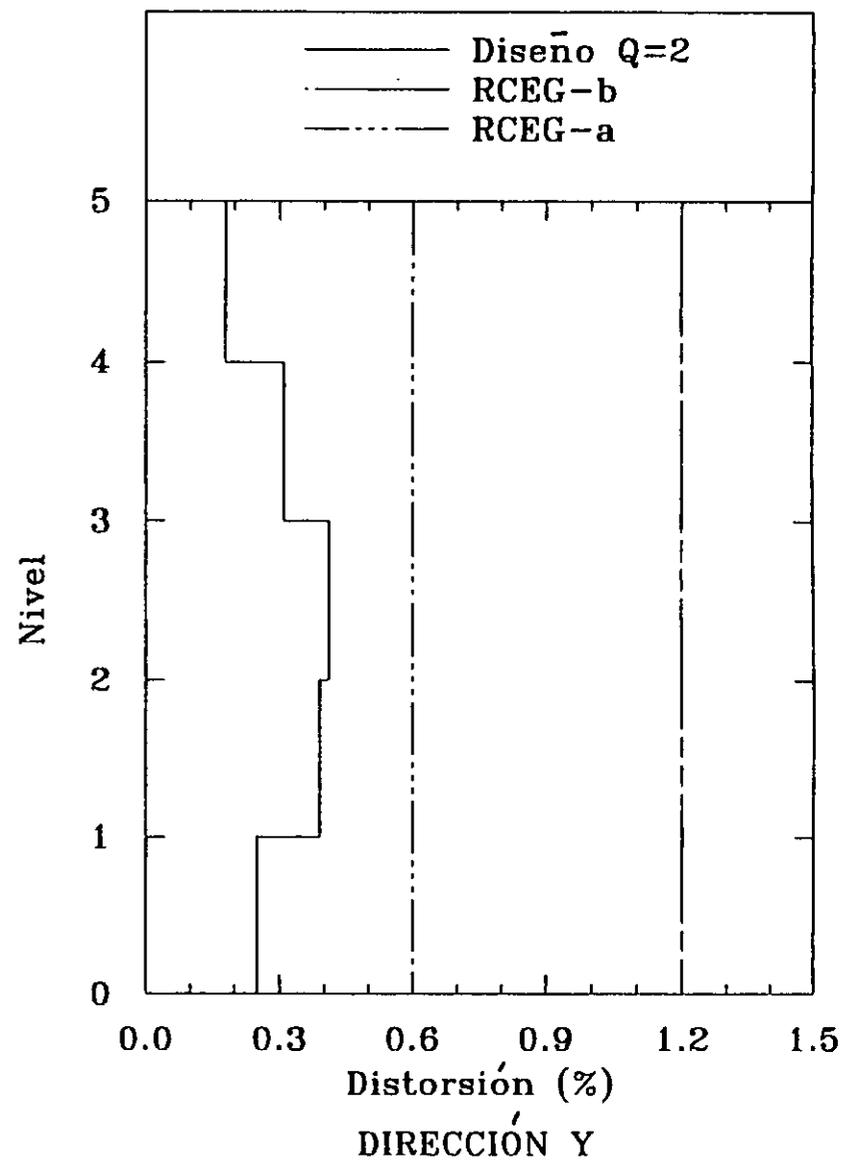
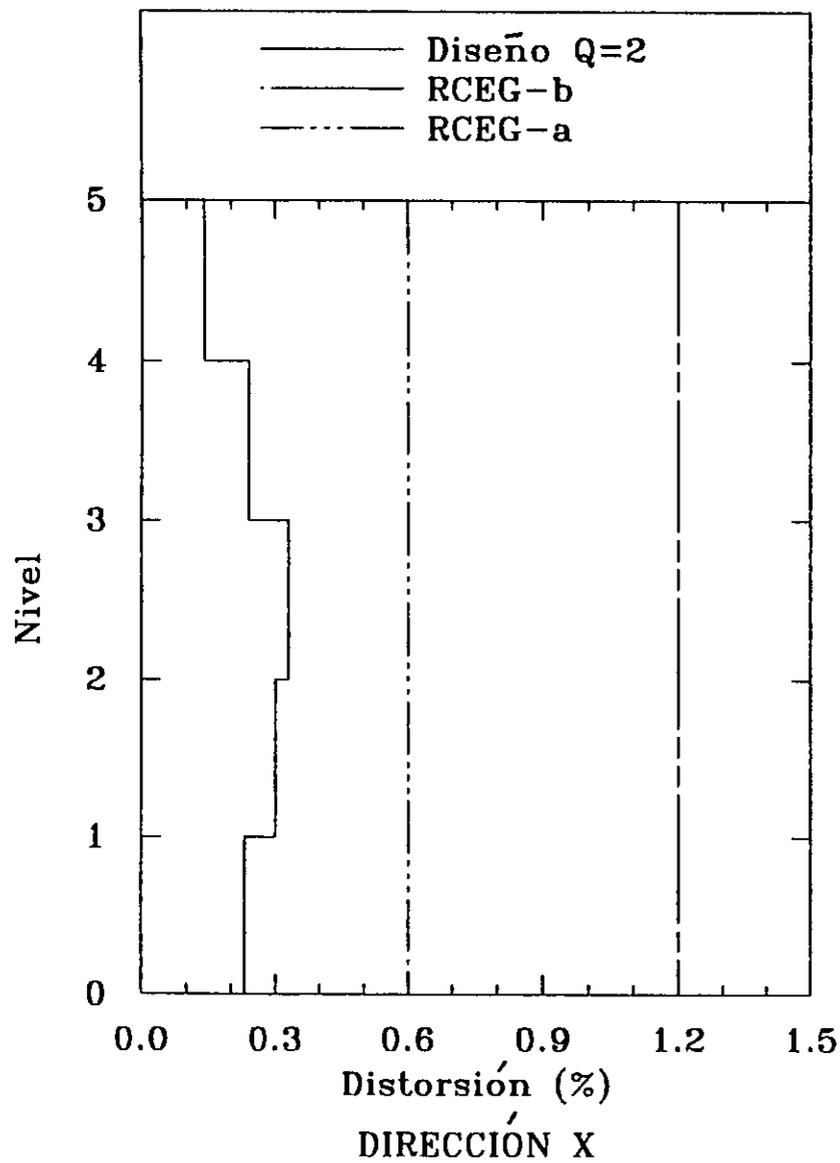
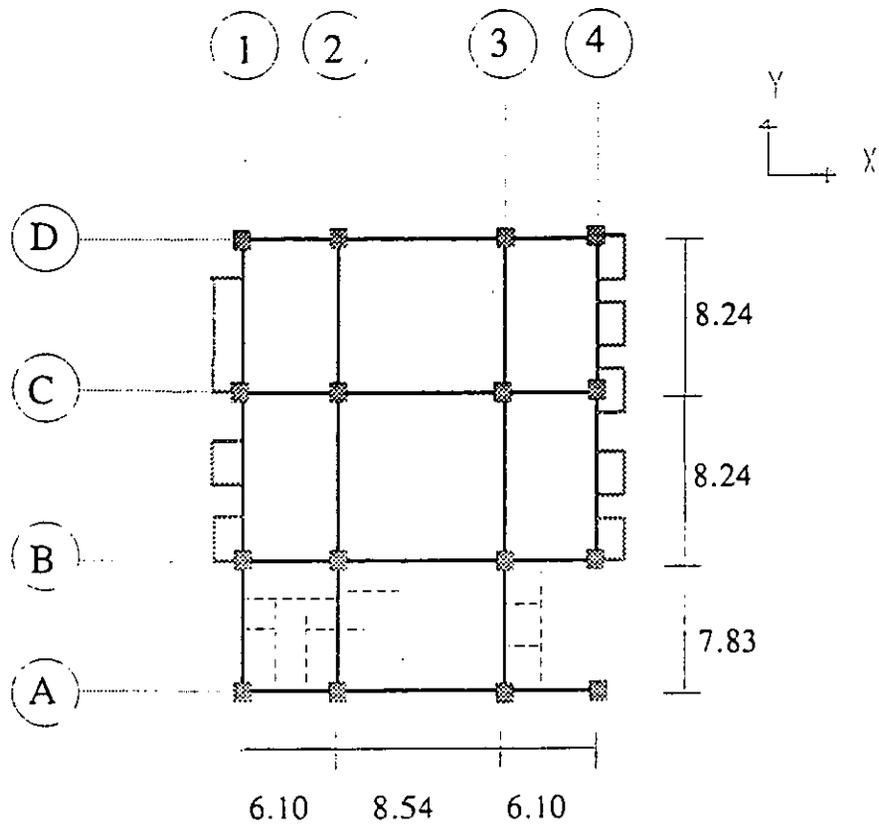
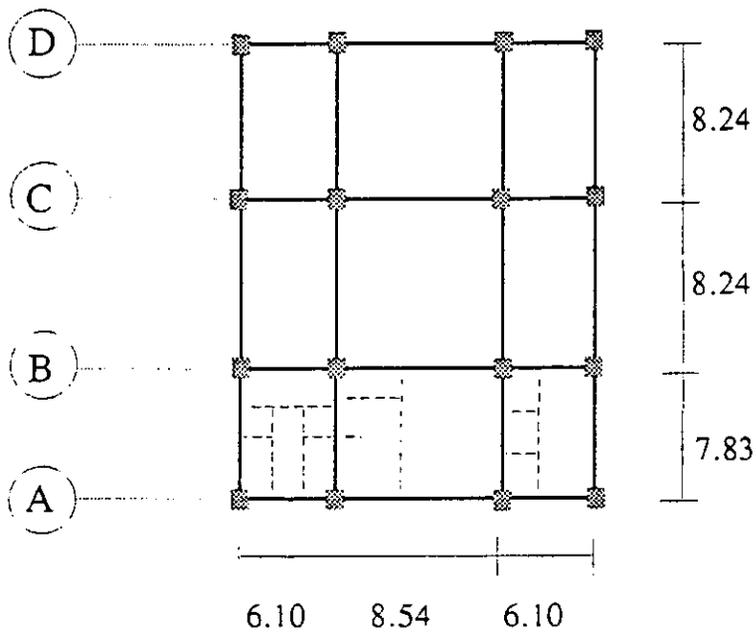


Figura 4.14 Distorsiones de entrepiso para el modelo original

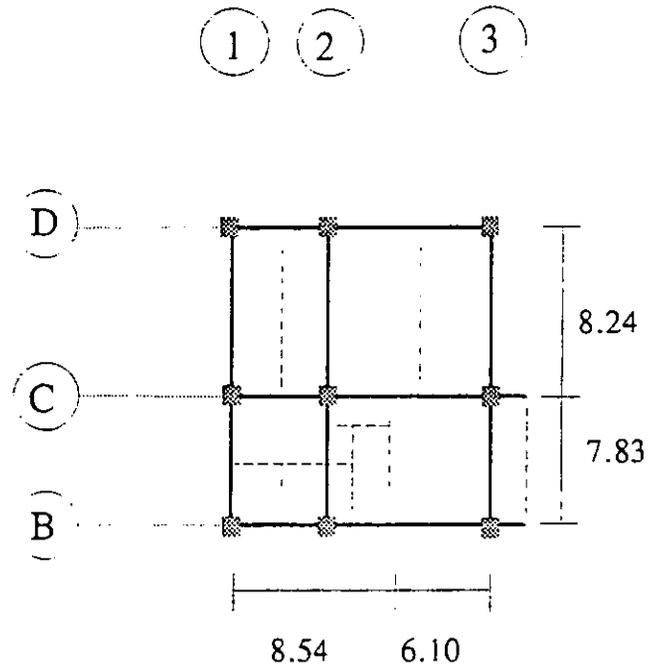


a) Planta tipo niveles 1 al 6



b) Planta tipo nivel 7 (Azotea)

Figura 4.15 Plantas del edificio EBA



c) Planta nivel 8 (helipuerto)

Figura 4.15 Continuación

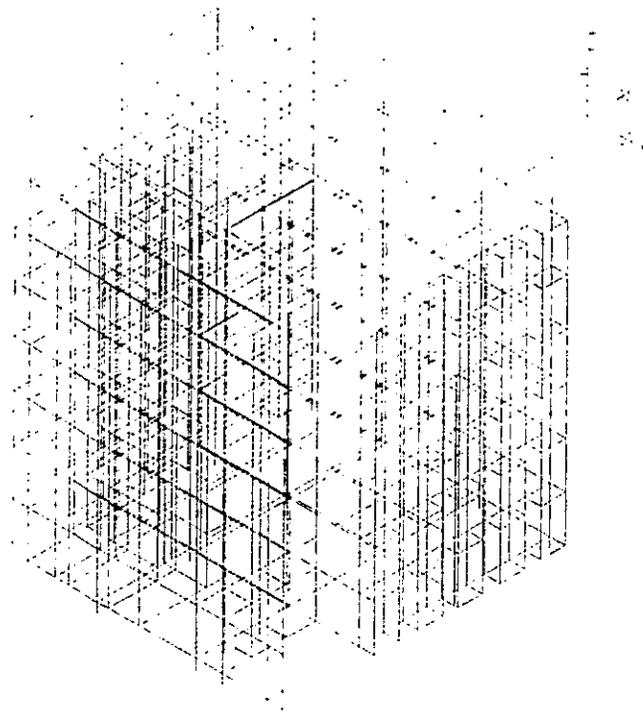
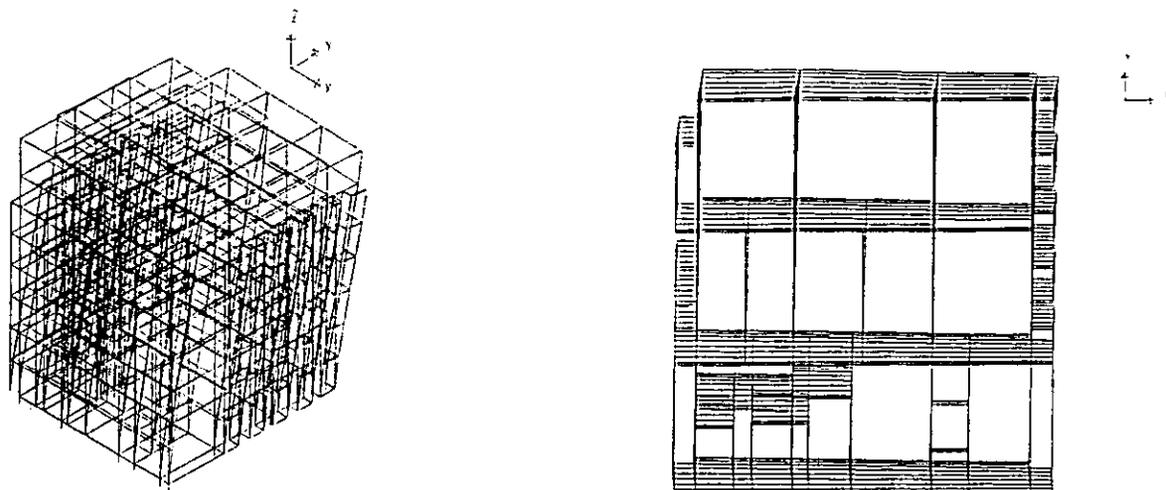
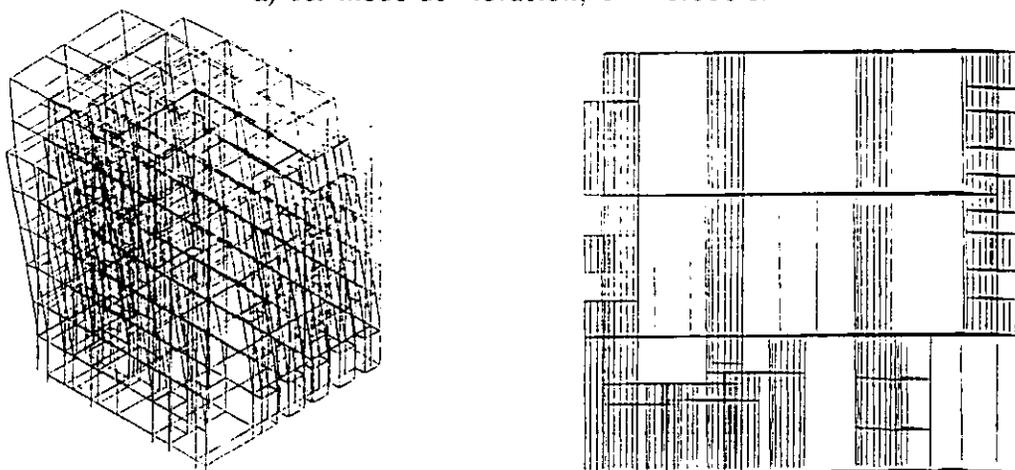


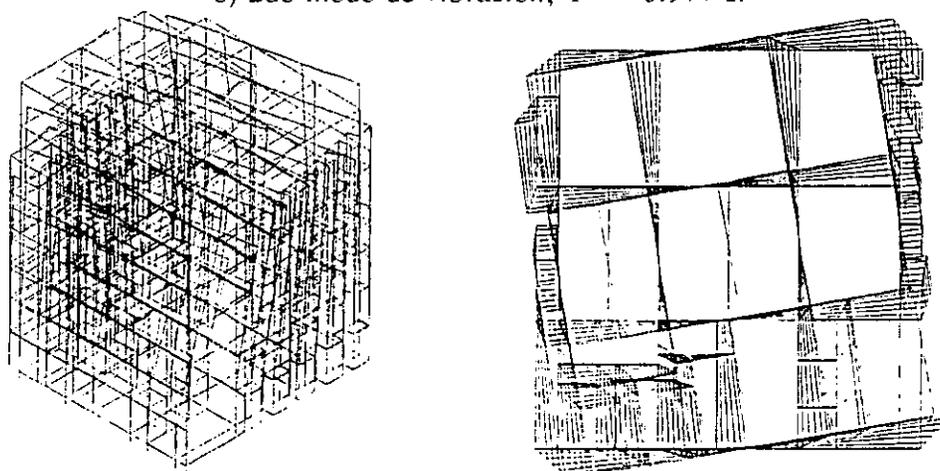
Figura 4.16 Modelo tridimensional del edificio EBA



a) 1er modo de vibración, $T = 1.016$ s.



b) 2do modo de vibración, $T = 0.977$ s.



c) 3er modo de vibración, $T = 0.705$ s.

Figura 4.17 Primeros tres modos de vibración del edificio EBA

ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS DE SISMOS COSTEROS

5.1 Introducción

Existen dos propósitos en este capítulo:

- 1) Seleccionar los acelerogramas con que se realizará la verificación de la confiabilidad de los prediseños del sistema de aislamiento.
- 2) Establecer los desplazamientos de diseño del sistema de aislamiento con diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico.

Inicialmente se seleccionaron las estaciones ubicadas en la zona sísmica D, terreno tipo I (Roca) ubicadas en la costa del Pacífico. Para ello se recurrió al catálogo de estaciones acelerográficas ("Base", 1993). Las estaciones seleccionadas se indican en la tabla 5.1. y su localización se ilustra en la figura 5.1.

Una vez seleccionadas las estaciones, se eligieron los eventos sísmicos de los que se tienen registros. Los sismos seleccionados son los siguientes:

- 1) 19 de septiembre de 1985 ($M_s = 8.1$).
- 2) 21 de septiembre de 1985 ($M_s = 7.6$).
- 3) 25 de abril de 1989 ($M_s = 6.9$).

Debido a que existe un consenso general en la comunidad científica de que la zona denominada brecha sísmica de Guerrero tiene un alto potencial sísmico, el cual puede producir uno o dos sismos de magnitud $M_s = 8.0$ (Singh y Ordaz, 1994), se decidió uniformizar la magnitud de los eventos, escalando a 8.1, los acelerogramas registrados durante los eventos del 21 de septiembre de 1985 y 25 de abril de 1989, utilizando un programa elaborado por el Dr. Luis Eduardo Pérez Rocha, está basado en el método propuesto por Ordaz *et al*, (1993) donde se considera a los registros pequeños como funciones de Green empíricas y se utiliza el modelo sismológico ω^2 . Se especificó como fase intensa del movimiento a la duración de la ruptura, es decir, el inverso de la frecuencia de esquina ($T_D = f_c^{-1}$) (Boore, 1983 y Pérez, 1998). Esta duración es de 30 segundos para eventos con una magnitud $M_s = 8.0$.

Con este procedimiento se calculó una numerosa familia de acelerogramas sintéticos. Los sistemas de aislamiento de base son sensibles a los niveles de desplazamiento inducidos por un sismo, por ello, se calcularon los espectros de respuesta de desplazamiento para valores de amortiguamiento crítico del 5%, 10%, 15% y 20%, tanto de los acelerogramas

originales como de los escalados, con el propósito de hacer una selección realista de los movimientos del terreno que se podrían presentar en la zona D-I del RCEG-90. Para los fines de este estudio, se seleccionaron únicamente los acelerogramas cuyos espectros de respuesta de desplazamiento ($\xi = 5\%$) fueran mayores o cercanos a los diez centímetros en un intervalo de periodos comprendido entre 1.5 y 3.0 segundos, por lo que muchos registros se desecharon, ya sea por ser poco representativos al tener desplazamientos muy pequeños, o por que al escalarse se obtuvieron desplazamientos exageradamente grandes. Se sabe que lo expuesto anteriormente modifica los valores estadísticos tales como la media (X) y la desviación estándar (σ_x); sin embargo, al no tener conocimiento de un cálculo previo de los niveles máximos esperados de desplazamiento en la zona en estudio se decidió ser conservador eligiendo únicamente los registros que provoquen grandes desplazamientos.

5.2 Sismo del 19 de septiembre de 1985

El 19 de septiembre de 1985 ocurrió un sismo con magnitud $M_s = 8.1$, cuyo epicentro se localizó en la brecha de Michoacán con coordenadas 18.081° N y 102.942° W a una profundidad de 15 km ("Base", 1995). El evento se originó en las costas de Michoacán y se debió a la subducción de la placa de cocos bajo la placa de Norteamérica. Aunque el epicentro se localizó a 360 km del Distrito Federal, este sismo provocó la muerte de 10,000 personas aproximadamente, dejó a 50,000 damnificados y produjo pérdidas materiales de alrededor de 4,000 millones de dólares, incluyendo el colapso de más de 200 edificios. La mayor parte del daño se concentró en la zona del antiguo lago en la Cd. de México (Esteva, 1988).

De este sismo se seleccionaron los acelerogramas registrados en las estaciones AZIH, CALE, PARS, UNIO y VILE, los cuales se ilustran, junto con su espectro de respuesta de aceleraciones para $\xi = 5\%$ en la figura 5.2. Sus características se resumen en la tabla 5.2.

5.3 Sismo del 21 de septiembre de 1985

Este sismo, con magnitud $M_s = 7.6$, fue la replica más importante del sismo del 19 de septiembre. Su epicentro se ubicó en la brecha de Petatlán con coordenadas 18.021° N y 101.479° W, a una profundidad de 15 km ("Base", 1995). La acción de este movimiento provocó que muchas estructuras previamente dañadas por el sismo principal se colapsaran, lo que agravó la situación de urgencia en la ciudad, provocando mayor alarma entre la población urbana (Carmona *et al*, 1987).

Los acelerogramas escalados que se seleccionaron fueron los obtenidos en las estaciones AZIH, PAPN y VILE, cuyas características se identifican en la tabla 5.3 y se ilustran en la figura 5.3.

5.4 Sismo del 25 de abril de 1989

El 25 de abril de 1989, tuvo origen en la costa de Guerrero, a una profundidad de 17.3 km, un temblor de subducción con magnitud $M_s = 6.9$, que provocó pánico entre los habitantes de la Cd. de México y además el deterioro de edificaciones dañadas por los sismos de 1985 (Arciniega *et al*, 1991). El epicentro se localizó en las coordenadas 16.603° N y 99.40° W ("Base", 1995). Debido a la magnitud de este evento y a la cantidad de registros obtenidos de él, es posible aseverar que hasta el sismo del 14 de septiembre de 1995, era el temblor más estudiado de nuestro país (Pérez, 1998 y Ortiz, 1998).

Se eligieron los registros originales de la estación SMR2 para incluirlos en el estudio debido a que su espectro de respuesta de desplazamientos supera los 10 cm en el intervalo de periodos de interés. Adicionalmente se escalaron los registros de las estaciones CPDR, MSAS, SMR2, y VIGA.

El registro SMR2 original se ilustra en la figura 5.2 mientras que sus propiedades se resumen en la tabla 5.2. Los acelerogramas escalados se ilustran en la gráfica 5.3, y las características de éstos se indica en la tabla 5.3.

5.5 Desplazamientos propuestos

Para proponer un nivel de desplazamiento confiable para cada valor de amortiguamiento, se propuso obtener la media más una vez y media la desviación estándar ($X+1.5\sigma_x$) del desplazamiento correspondiente a cada periodo del espectro de respuesta de desplazamiento de los 22 registros seleccionados. Los espectros de desplazamiento de los 22 acelerogramas, así como la media más una vez y media la desviación estándar correspondiente a cada periodo, se ilustran en las figuras 5.4, 5.5, 5.6 y 5.7 para cada valor de amortiguamiento seleccionado ($\xi = 5\%$, 10% , 15% , 20%) respectivamente.

Lo anterior permitió proponer una ecuación aproximada de desplazamiento (D) en función del periodo de aislamiento para cada caso. Esta fórmula se enuncia a continuación, en su caso general:

$$D = m(T - 1.5) + b \quad \dots(5.1)$$

Siendo T, el periodo de la estructura con aislamiento de base. Los valores de m y b se obtienen de la siguiente tabla

ξ (%)	m	b
5	13.40	20.5
10	7.67	15.5
15	7.00	12.5
20	7.33	10.5

Si se desea, se puede utilizar la siguiente expresión para obtener los desplazamientos de una manera más sencilla y conservadora

$$D = \frac{20.5 + 13.4(T - 1.5)}{B} \quad \dots(5.2)$$

ξ (%)	B
5	1.00
10	1.32
15	1.64
20	1.89

Se puede observar claramente que la expresión 5.2 difiere a la enunciada por el UBC-97 (ecuación 3.3) en que esta última es función de la ordenada espectral de aceleraciones (C_{VM}) y del factor de amortiguamiento (B). Sin embargo, ambas expresiones son lineales en función del periodo (T). Se aprecia que para los niveles de desplazamiento calculados en este capítulo, no es conservador aplicar la expresión propuesta por Gómez (1996) y Tena (1997-b) basada en el UBC, tal como se puede observar gráficamente para un valor de amortiguamiento crítico del 5% ($B = 1.0$) en la figura 5.8. En dicha gráfica se aprecia que para el intervalo de periodos comprendido entre 1.5 y 1.8 segundos ($1.5 \text{ s} \leq T \leq 1.8 \text{ s}$), los desplazamientos obtenidos, utilizando el espectro de diseño para estructuras del grupo A, son más conservadores que los obtenidos mediante la expresión 5.2. Sin embargo, para $T > 1.8 \text{ s}$, los desplazamientos obtenidos son notablemente más pequeños, llegando a ser, aproximadamente, el 71% del obtenido aplicando la ecuación 5.2 cuando $T = 3.0 \text{ s}$. Adicionalmente, se calcularon los desplazamientos que se obtienen a partir del espectro de diseño mediante la siguiente ecuación

$$S_d = \frac{S_a T^2}{4\pi^2} \quad \dots(5.3)$$

En la figura 5.8, se observa que los desplazamientos obtenidos con el espectro de diseño para estructuras del grupo A son mayores en todo el intervalo de periodos, a los obtenidos con la ecuación 5.2. La mayor diferencia se presenta cuando el periodo es igual a tres segundos ($T = 3 \text{ s}$) donde existe una variación aproximada del 85%. Con respecto al espectro de diseño para las estructuras del grupo B, los desplazamientos de la ecuación 5.2 son mayores hasta un periodo de dos segundos ($T = 2 \text{ s}$), a partir de ese periodo, los desplazamientos son menores, llegando a existir una diferencia máxima del 25%.

Con la ayuda del Dr. Mario Ordaz se estimó que el periodo de retorno asociado al desplazamiento máximo del espectro de desplazamientos relativos calculado para el 5% de amortiguamiento crítico es de 250 años, lo que implica una probabilidad del 10% de ser excedido en 25 años. En comparación con el UBC-97, el cual estipula un periodo de retorno

de 500 años para el sismo máximo probable, el periodo de retorno calculado parece corto. En la figura 5.8 también se graficaron los desplazamientos del UBC-97 para el sismo máximo probable (ecuación 3.3), en esta se observa que en todo el intervalo de periodos, los desplazamientos calculados son menores a los de la ecuación 5.2, aún cuando el periodo de retorno del UBC-97 sea mayor al calculado para este trabajo. Sin embargo se debe considerar que la sismicidad en los Estados Unidos de América es muy distinta a la de la costa del Pacífico mexicano. Ello implica que usar el UBC-97 para diseñar estructuras con aislamiento de base para la zona D terreno tipo I puede resultar poco conservador.

Establecidos los niveles de desplazamiento se puede realizar una propuesta de diseño dinámico para la zona en estudio, lo que se discute con detalle en el siguiente capítulo.

5.6 Demandas de ductilidad

Basado en el concepto expuesto por Tena (1997-c), se calcularon los espectros de demandas de ductilidad para todos los registros seleccionados en este capítulo (figura 5.9), dichos espectros no son sino curvas de isorresistencias para un modelo histerético dado. Para este caso se utilizó una resistencia lateral del 5% del peso de la estructura ($V/W = 0.05$) y el modelo histerético bilineal que se expuso en el inciso 3.3 del capítulo 3.

El cálculo de los espectros tiene la finalidad de evaluar si existe una reducción en la demanda de ductilidad con el incremento de periodo debido al uso de aislamiento de base. En la figura 5.9 se aprecia que en todos los casos existe una disminución considerable en las demandas en el intervalo de periodos dentro del cual se ubicará la estructura aislada ($1.5 \text{ s} \leq T \leq 3.0 \text{ s}$). Es importante hacer notar que la mayor parte de la demanda que se le induzca a la estructura se concentrará en el sistema de aislamiento, ya que éste será sometido a desplazamientos laterales de gran magnitud.

La disminución de la demanda dependerá de las características del registro acelerográfico, el cual a su vez depende del tipo de terreno donde se ubique la estructura y de la génesis del movimiento telúrico, por lo que una vez más resalta la importancia de elegir correctamente el terreno donde se construirá una estructura con aislamiento.

Tabla 5.1 Estaciones Seleccionadas ("Base", 1993)

Institución	Estación		Tipo de Suelo	Localización	
	Clave	Nombre		Lat. N	Long. W
CENAPRED	ACAJ	Acapulco	Roca	16.8400	99.8900
I de I UNAM	ACAN	Acapulco La Salle	Granito Alterado	16.8660	99.8630
I de I UNAM	ACAP	Acapulco Pelandini	Roca Granítica	16.8356	99.9135
I de I UNAM	ARTG	Arteaga	Roca	18.3560	102.2930
I de I UNAM	ATYC	Atoyac	Roca	17.2110	100.4310
I de I UNAM	AZIH	Aeropuerto Zihuatanejo	Roca	17.6030	101.4550
I de I UNAM	BALC	El Balcón	Roca	18.0110	101.2160
I de I UNAM	CALE	Caleta de Campos	Roca	18.0730	102.7550
I de I UNAM	CAYR	Cayaco Roca	Roca	17.0458	100.2661
I de I UNAM	CAZO	Cañón del Zopilote	Roca	17.8010	99.4530
CENAPRED	CHIL	Chilpancingo	Roca	17.4660	99.4520
I de I UNAM	CHII	Chilpancingo	Roca	17.5530	99.5000
I de I UNAM	COLI	Colima	Suelo Duro	19.2380	103.7210
I de I UNAM	COMD	La Comunidad	Roca	18.1240	100.5070
I de I UNAM	COPL	Copala	Roca	16.6050	98.9740
I de I UNAM	COYC	Coyuca	Roca	16.6800	100.0840
I de I UNAM	CPDR	Cerro de Piedra	Roca	16.7690	99.6330
I de I UNAM	ESTA	La Estancia	Roca	17.0313	100.2557
I de I UNAM	FIC2	Filo de Caballo	Roca	17.6520	99.8420
I de I UNAM	LLAV	La Llave	Roca	17.3460	100.7920
I de I UNAM	MAGY	Los Magueyes	Roca	17.3770	100.5770
CENAPRED	MEZC	Mezcala	Roca	17.9300	99.5900
I de I UNAM	MSAS	Las Mesas	Roca	17.0070	99.4560
I de I UNAM	NUXC	Nuxco	Roca	17.2068	100.7581
I de I UNAM	OCIT	El Ocotito	Roca	17.2500	99.5110

Cont. Tabla 5.1					
Institución	Estación		Tipo de Suelo	Localización	
	Clave	Nombre		Lat. N	Long. W
I de I UNAM	OCLL	Ocotillo	Roca	17.0380	99.8750
I de I UNAM	PAPN	Papanao	Roca	17.3280	100.0400
I de I UNAM	PARS	El Paraíso	Roca	17.3440	100.2140
I de I UNAM	PETA	Petatlán	Roca	17.5420	101.2710
I de I UNAM	PTQL	Petaquillas	Roca	17.4660	99.4530
I de I UNAM	SLUI	San Luis de La Loma	Roca	17.2720	100.8910
I de I UNAM	SMR2	San marcos	Roca	16.7760	99.4080
I de I UNAM	SUCH	El Suchil	Roca	17.2260	100.6420
I de I UNAM	UNIO	La Unión	Roca	17.9820	101.8050
I de I UNAM	VILE	La Villita, Margen Derecha	Roca	18.0160	102.2050
I de I UNAM	VIGA	Las vigas	Roca	16.7570	99.2360
I de I UNAM	VNTA	La Venta	Roca	16.9230	99.8160
I de I UNAM	XALT	Xaltianguis	Roca	17.0950	99.7200

Tabla 5.2 Características de los acelerogramas originales seleccionados para el análisis

ESTACIÓN		FECHA GMT DEL SISMO	INTERVALO DE MUESTREO (S)	NÚMERO DE MUESTRAS	MÁXIMA ACELERACIÓN ABSOLUTA Y ORIENTACIÓN (cm/s ²)		
CLAVE	NOMBRE				CANAL 1	CANAL 2	CANAL 3
AZIH	Aeropuerto Zihuatanejo	19/sep/85	0.010	7179	101.31 (S00W)	103.86 (+V)	161.79 (S90W)
CALE	Caleta de Campos	19/sep/85	0.010	4886	138.49 (S00E)	88.34 (+V)	137.84 (S90E)
PARS	El Paraíso	19/sep/85	0.005	569	109.82 (S00E)	67.67 (+V)	87.32 (S90E)
UNIO	La Unión	19/sep/85	0.010	6274	162.79 (S00E)	120.94 (+V)	147.06 (S90E)
VILE	La Villita, margen derecha	19/sep/85	0.010	6402	120.99 (S00E)	57.51 (+V)	120.87 (S90E)
SMR2	San Marcos	25/abr/89	0.005	6172	175.14 (S00E)	132.07 (+V)	127.22 (S90E)

Tabla 5.3 Acelerogramas sintéticos seleccionados (escalados a un sismo de $M_s = 8.1$)

ESTACIÓN		FECHA GMT DEL SISMO ORIGINAL	INTERVALO DE MUESTREO (S)	NÚMERO DE MUESTRAS	MÁXIMA ACELERACIÓN ABSOLUTA Y ORIENTACIÓN (cm/s ²)				
					ORIGINAL			ESCALADO	
CLAVE	NOMBRE				CANAL 1	CANAL 2	CANAL 3	CANAL 1	CANAL 3
AZIH	Aeropuerto Zihuatanejo	21/sep/85	0.010	5578	160.71 (S00W)	98.59 (+V)	139.43 (S90W)	290.00	240.00
PAPN	Papanao	21/sep/85	0.010	6001	251.92 (S00W)	173.26 (+V)	221.96 (S90W)	380.00	-
VILE	Villita margen derecha	21/sep/85	0.010	1152	33.25 (S00E)	19.44 (+V)	40.81 (S90E)	40.00	-
CPDR	Cerro de Piedra	25/abr/89	0.010	3879	100.06 (N00E)	63.98 (+V)	89.59 (N90E)	340.00	300.00
MSAS	Las Mesas	25/abr/89	0.005	6847	108.66 (S00E)	63.46 (+V)	103.37 (S90E)	380.00	310.00
SMR2	San Marcos	25/abr/89	0.005	6172	175.14 (S00E)	132.07 (+V)	127.22 (S90E)	390.00	370.00
VIGA	Las Vigas	25/abr/89	0.005	6889	318.02 (S00E)	127.00 (+V)	305.06 (S90E)	920.00	900.00

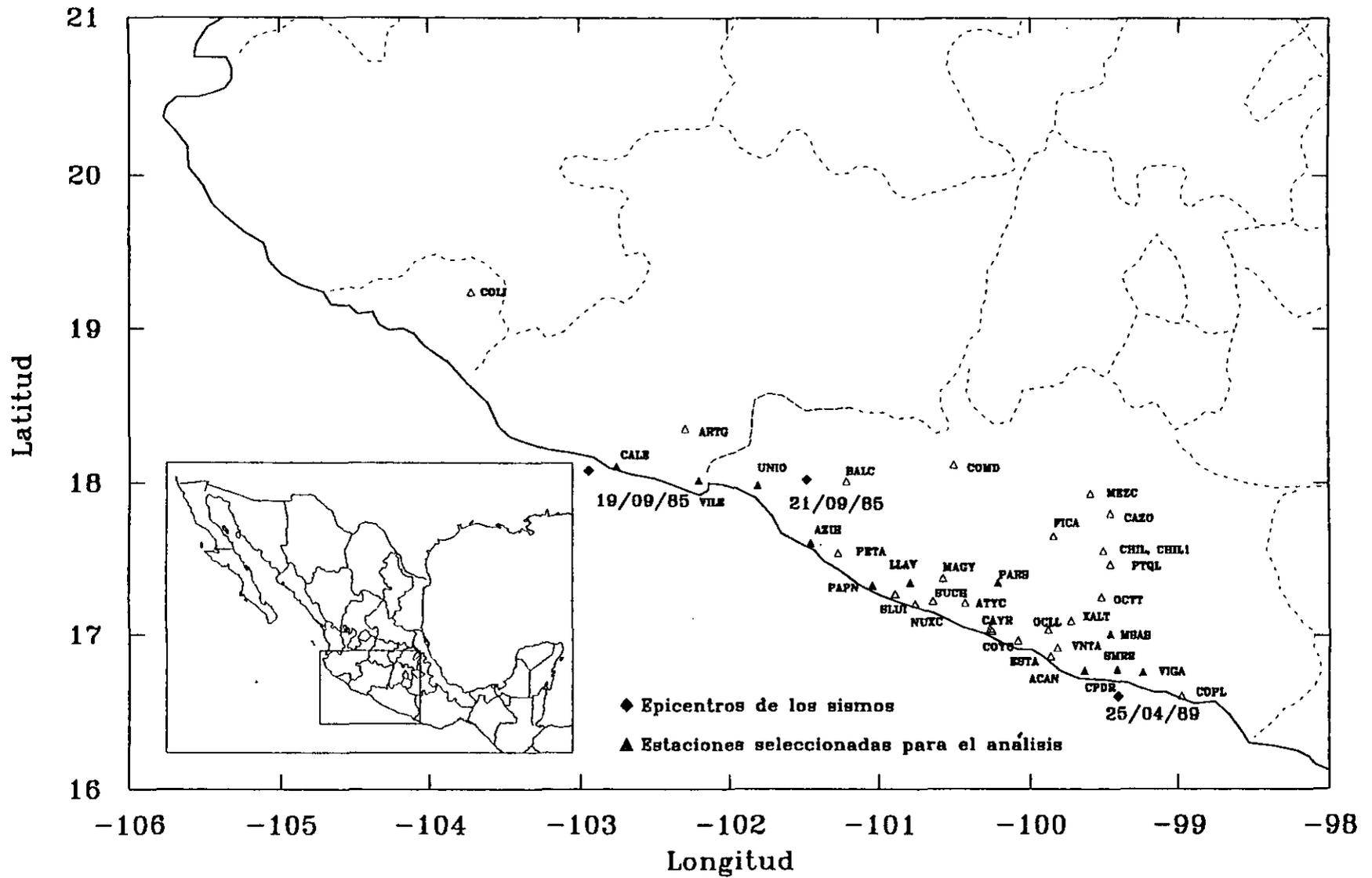
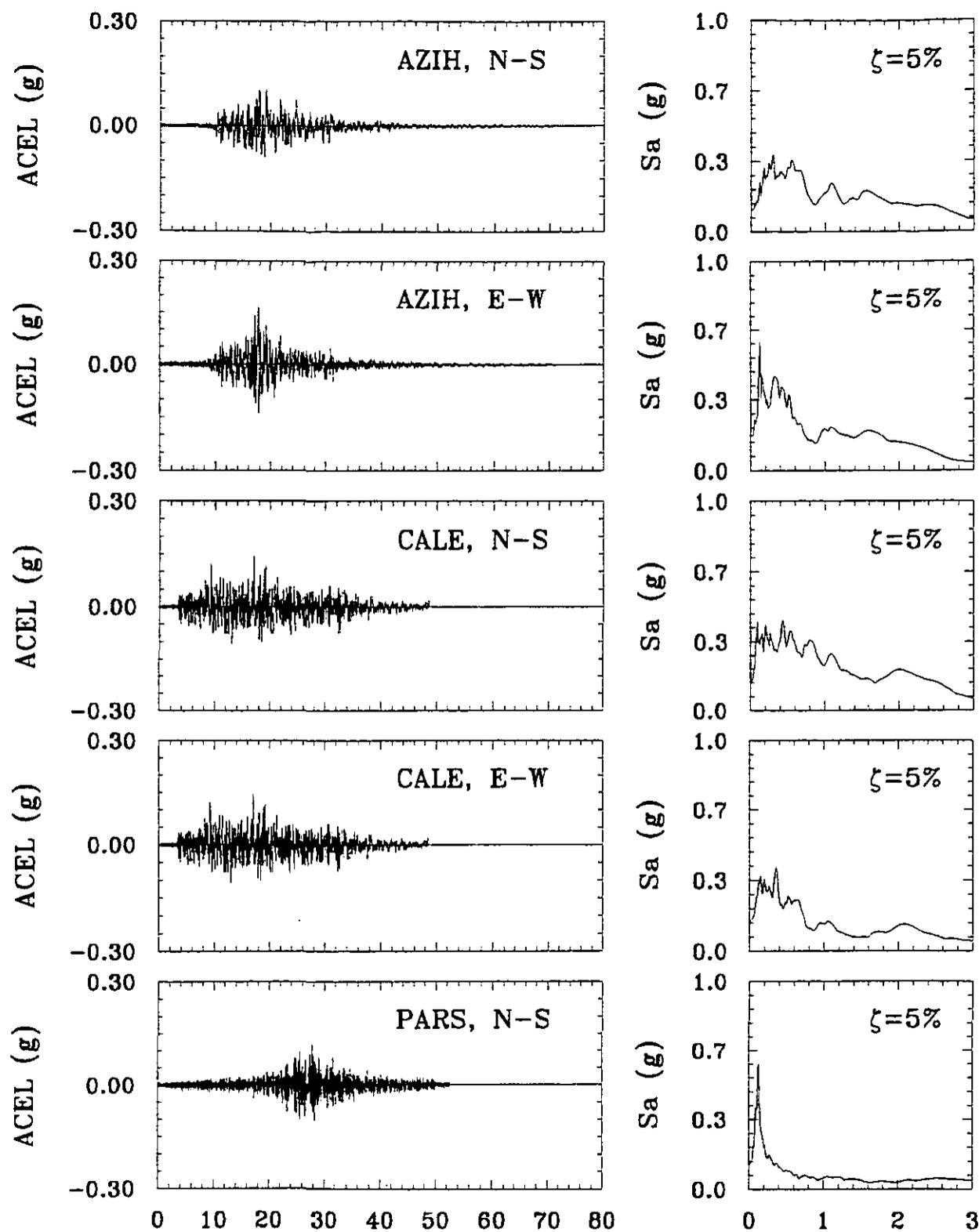
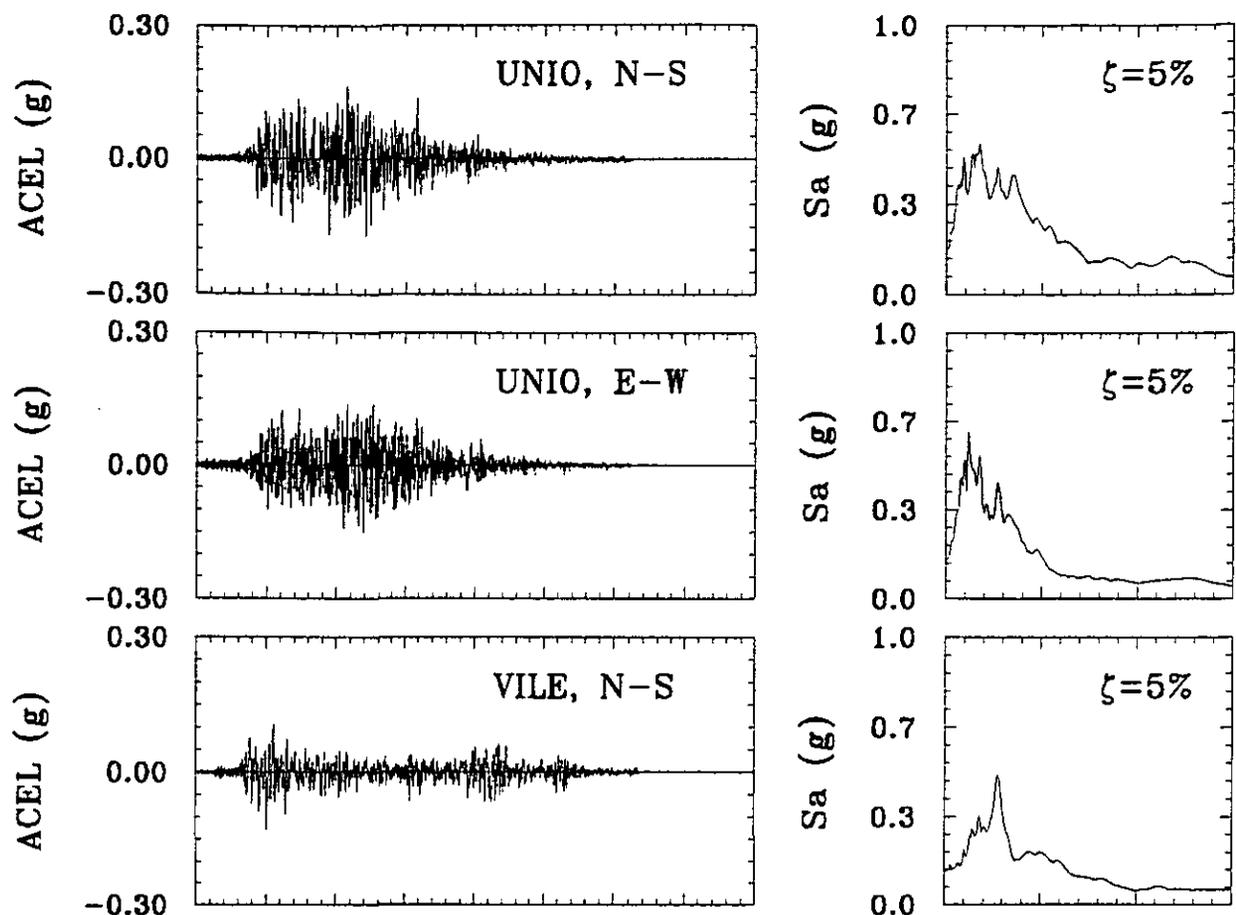


Figura 5.1 Estaciones en Zona D Terreno Tipo I

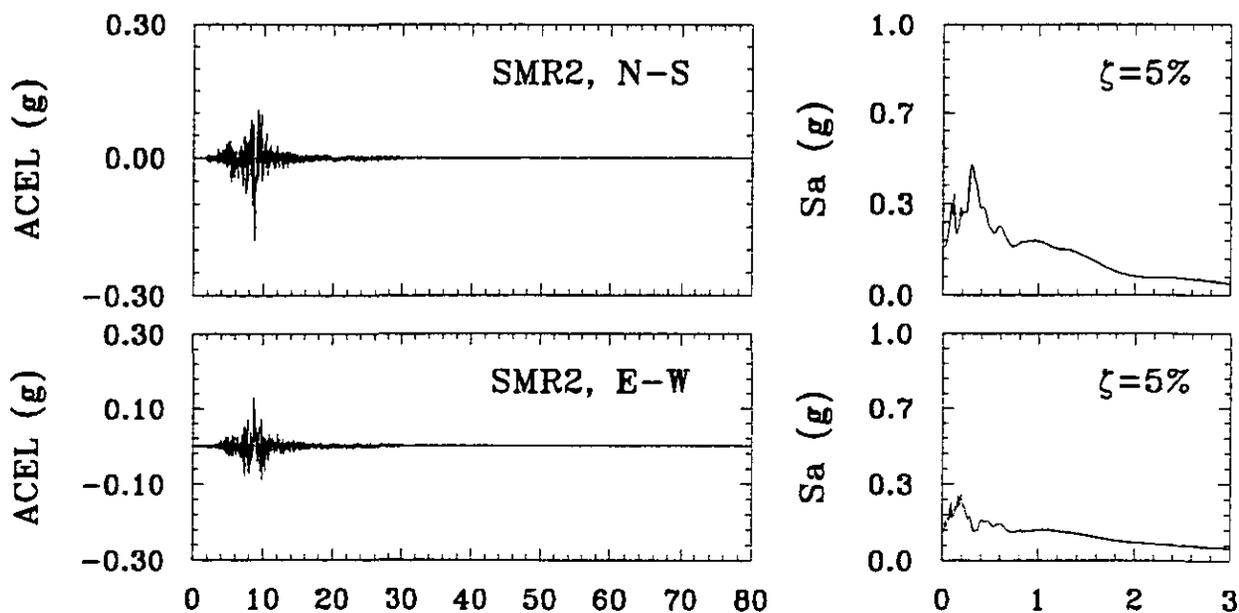


(a) Sismo del 19/09/85

Figura 5.2 Acelerogramas originales



(a) Sismo del 19/09/85



(b) Sismo del 25/04/89

Cont. Figura 5.2

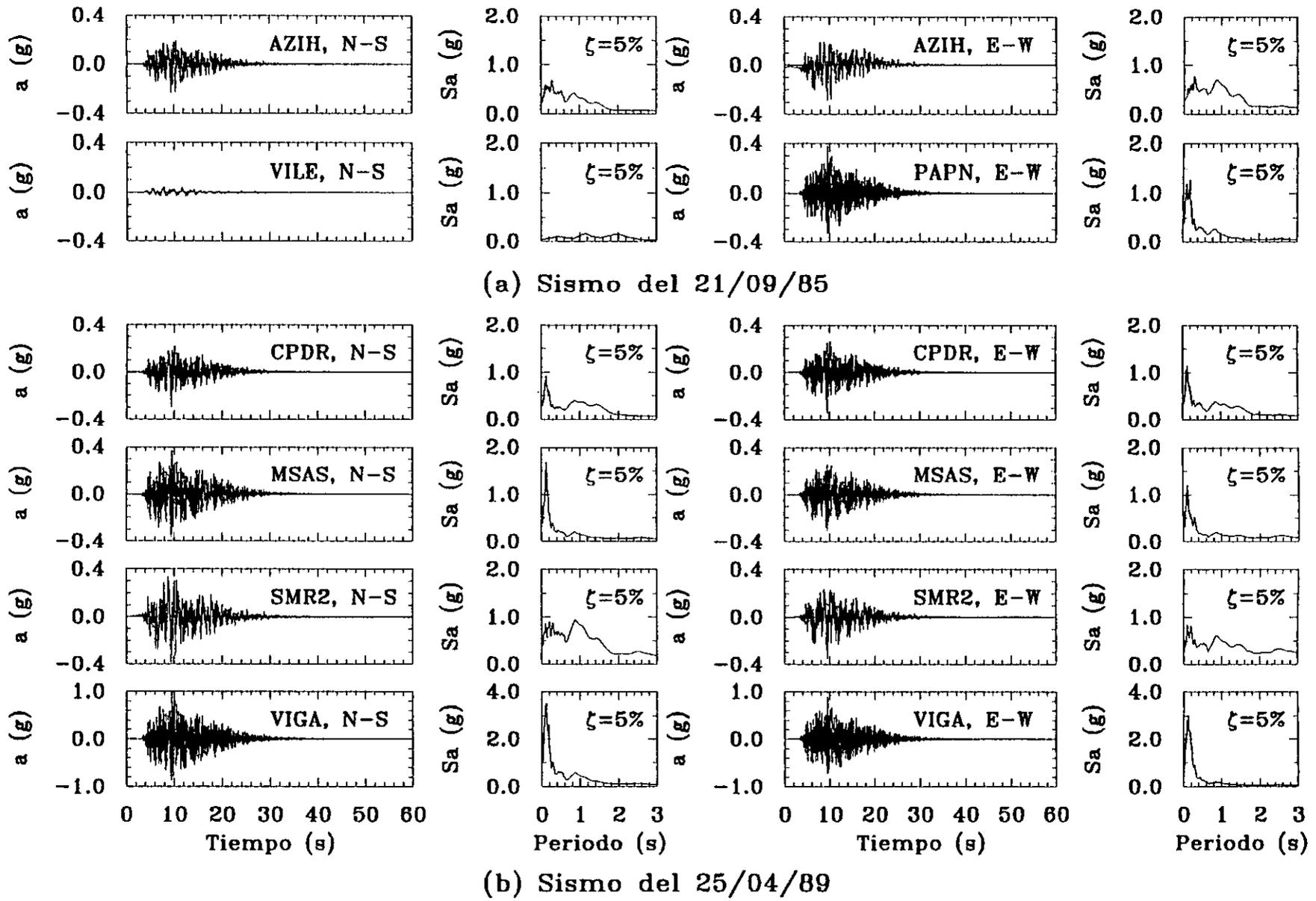


Figura 5.3 Acelerogramas artificiales definidos para un sismo de $M_g = 8.1$

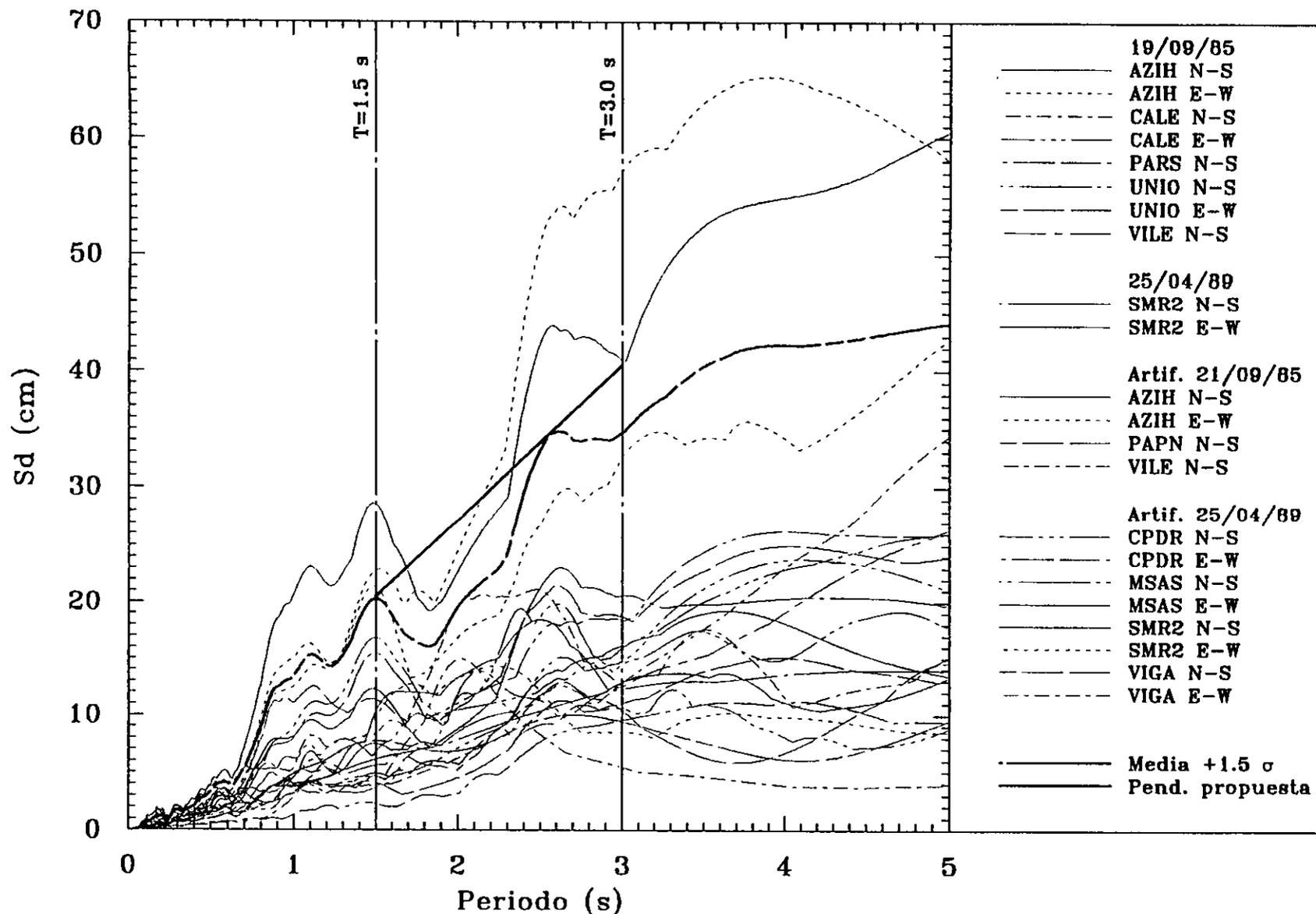


Figura 5.4 Espectros de respuesta de desplazamientos relativos con el 5% de amortiguamiento crítico

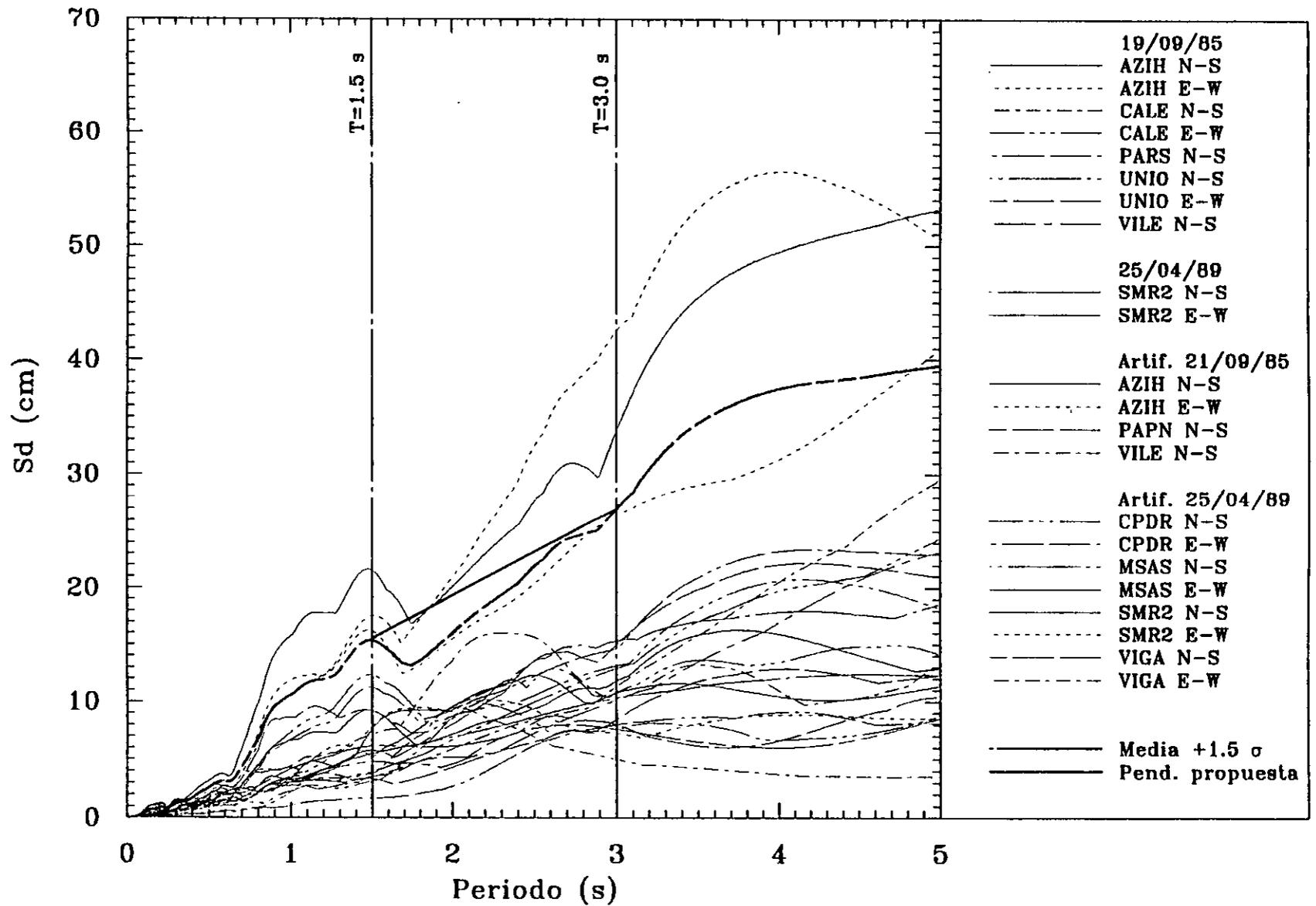


Figura 5.5 Espectros de respuesta de desplazamientos relativos con el 10% de amortiguamiento crítico

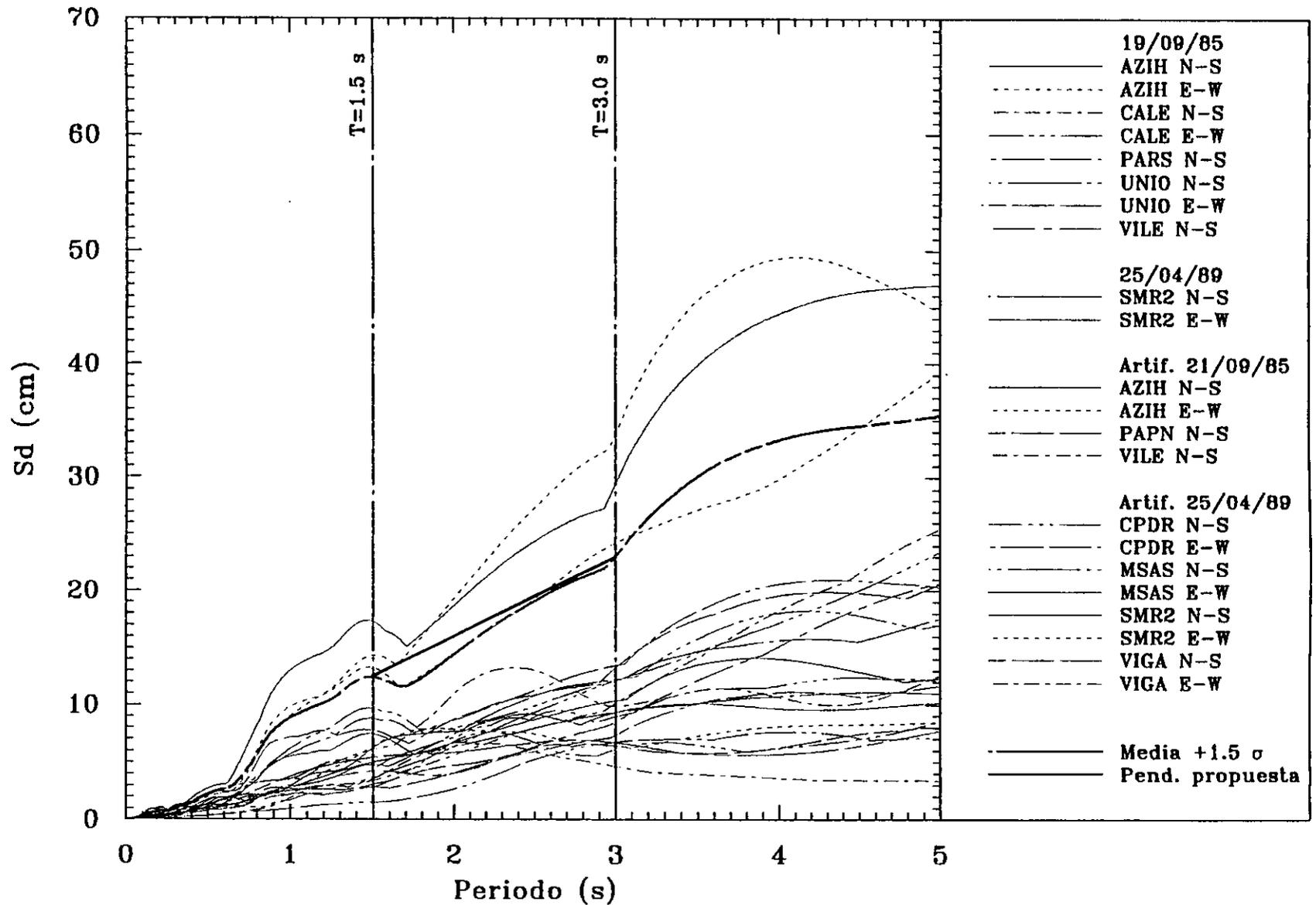


Figura 5.6 Espectros de respuesta de desplazamientos relativos con el 15% de amortiguamiento crítico

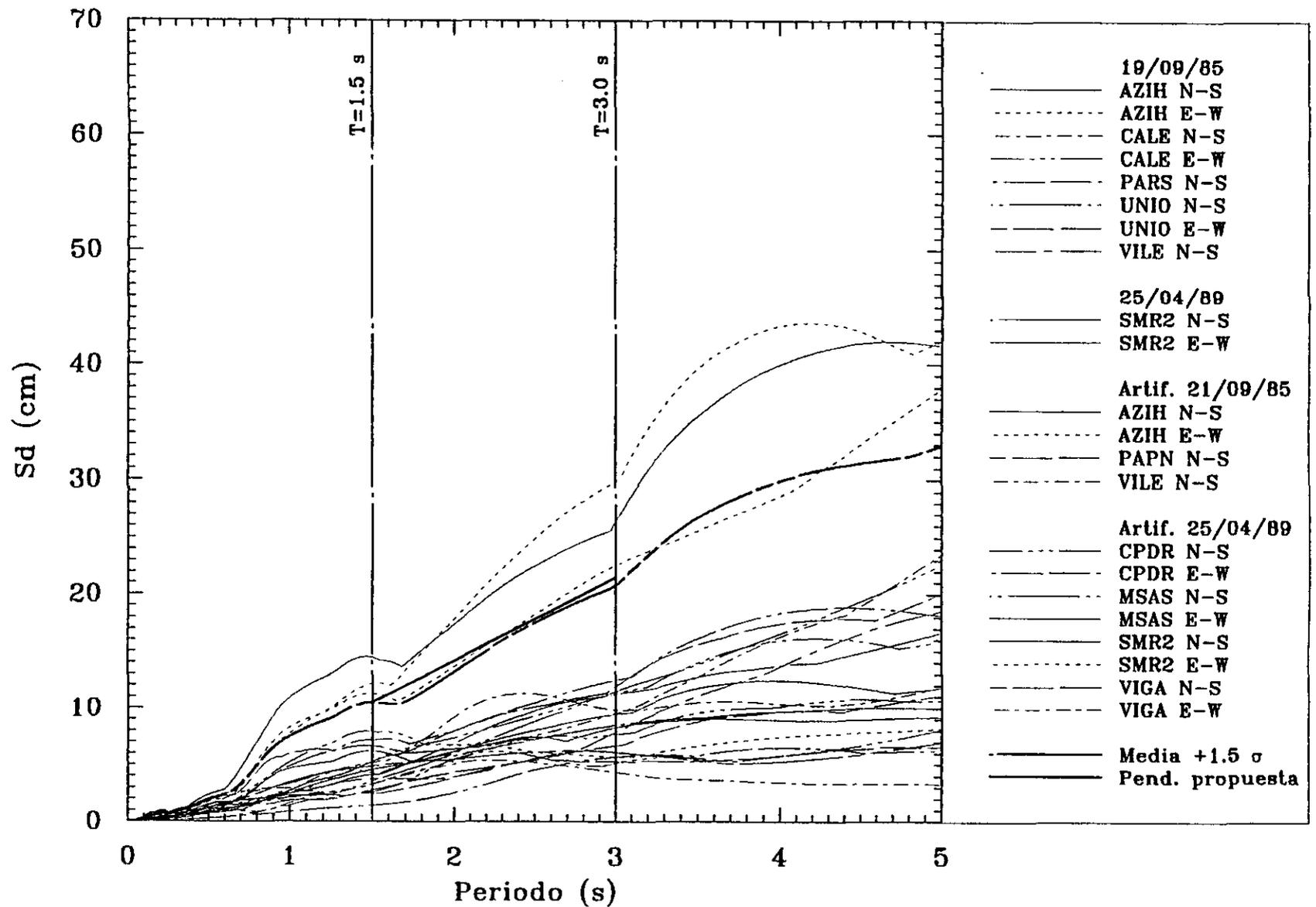


Figura 5.7 Espectros de respuesta de desplazamientos relativos con el 20% de amortiguamiento crítico

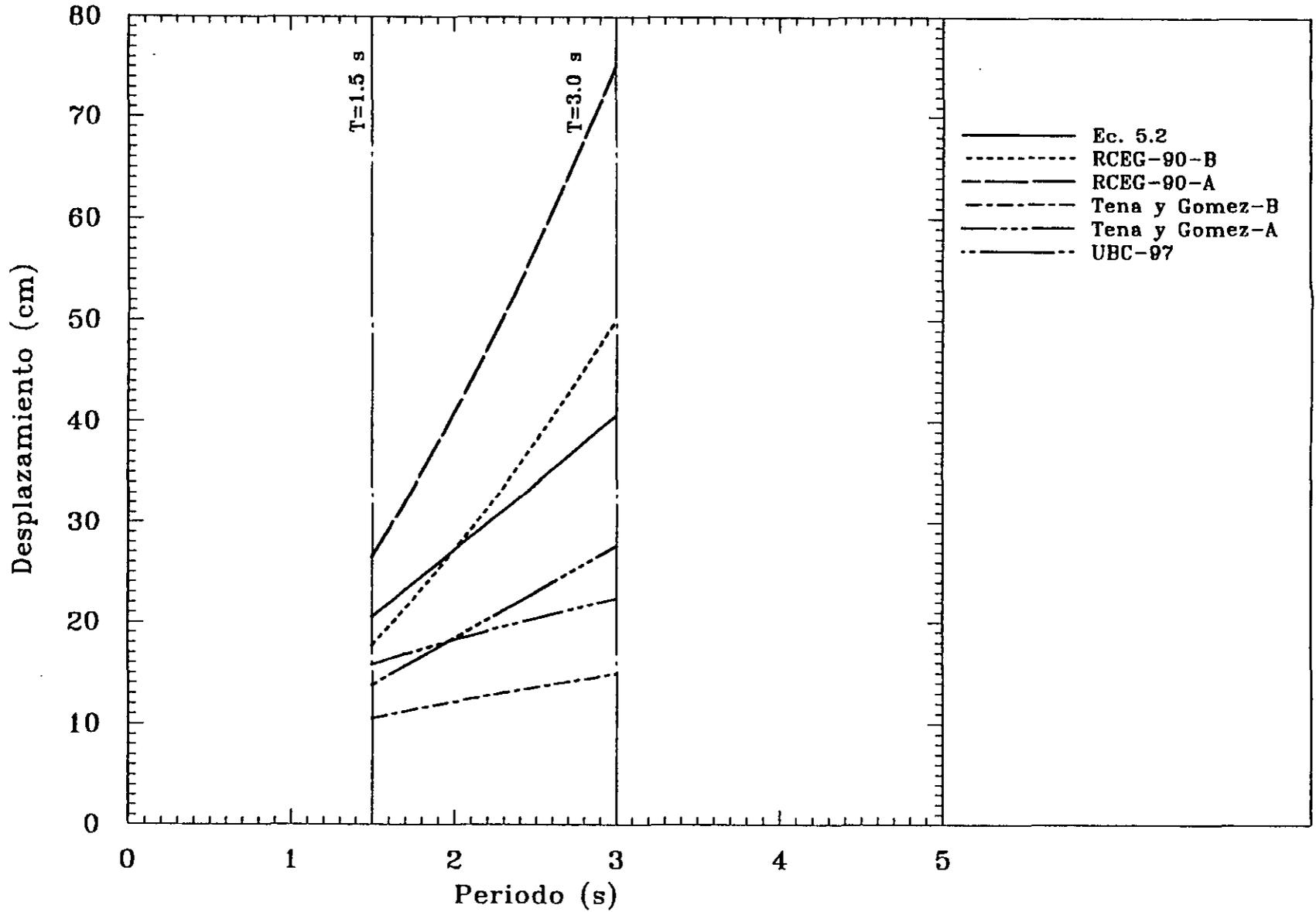


Figura 5.8 Comparacion de desplazamientos ($\xi=15\%$)

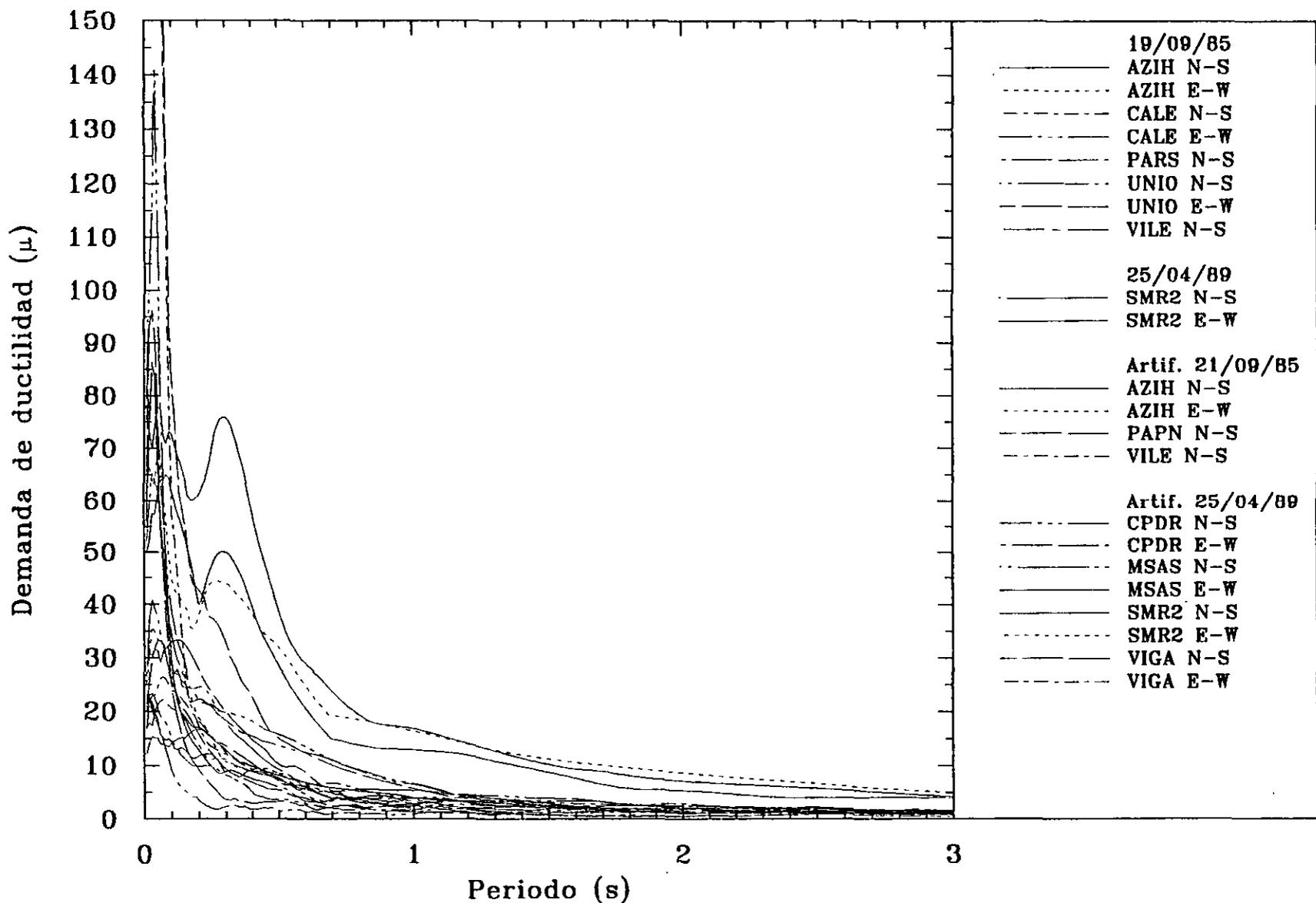


Figura 5.9 Espectros de demanda de ductilidad para una resistencia $V/W = 0.05$, utilizando un modelo bilineal

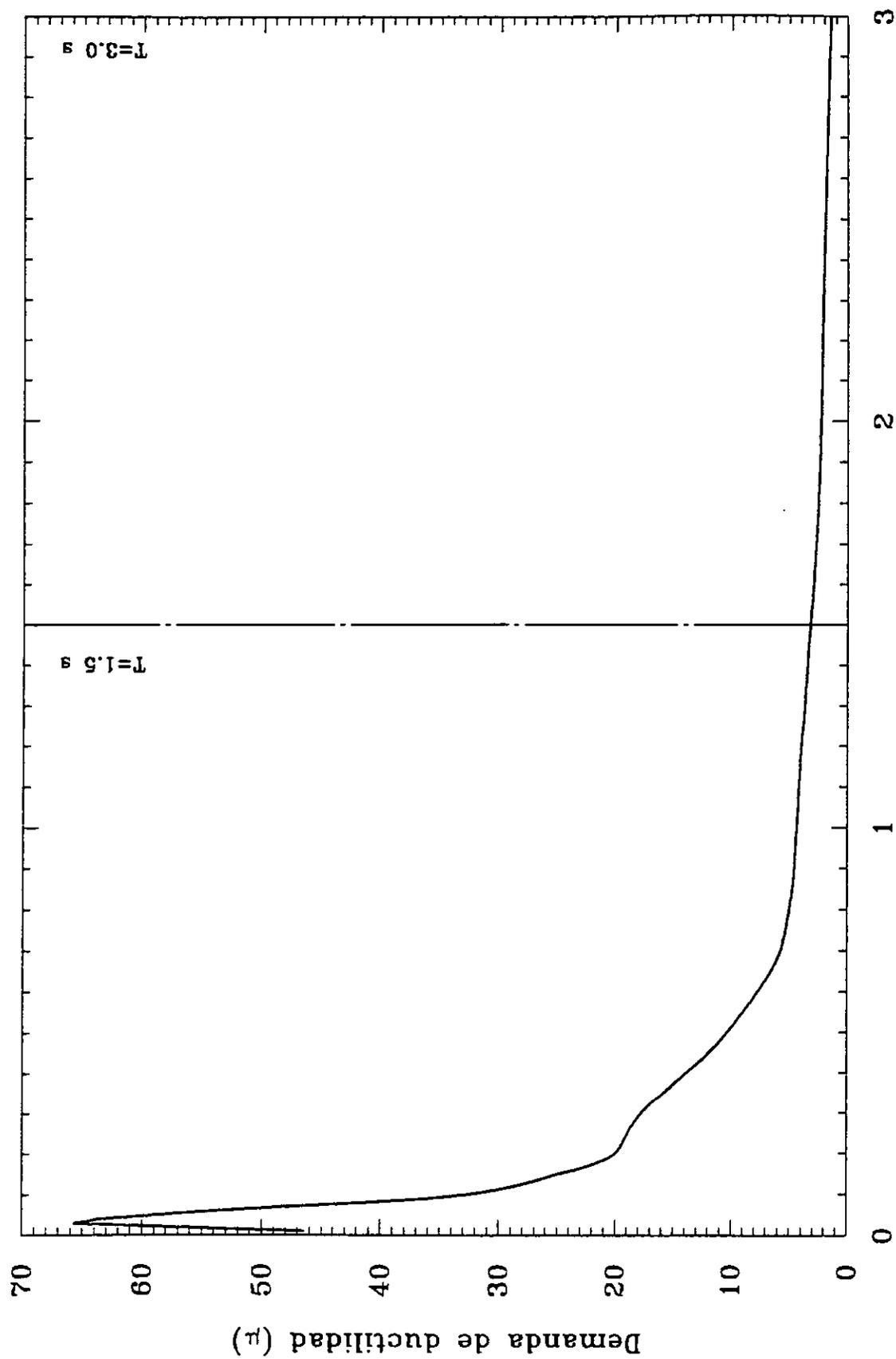


Figura 5.10 Media de los espectros de demanda de ductilidad

PROPUESTA PARA EL DISEÑO SÍSMICO DINÁMICO DE AISLADORES PARA EL PACÍFICO MEXICANO

6.1 Introducción

Como ya se ha comentado, en México no existe reglamentación para el diseño de estructuras con aisladores de base. El propósito de este trabajo es proponer criterios inspirados en la reglamentación norteamericana del código UBC-97 y en investigaciones previas realizadas en México.

Para elaborar una propuesta lógica se debe estudiar el origen de las expresiones enunciadas en el reglamento UBC-97. Estas ecuaciones se pueden adaptar utilizando los criterios esenciales de la reglamentación vigente en el estado de Guerrero.

6.2 Zonificación

En el UBC-97 se incluye un mapa donde de acuerdo con la ubicación de la estructura, se determina el factor de zona (Z, Tabla 3.6). En esta clasificación la región de mayor riesgo sísmico es la zona 4. De manera análoga, en el RCEG-90 existe una regionalización similar, en que la región más vulnerable es la zona D.

A partir de la combinación de la zona y el tipo de terreno, se obtiene el espectro de diseño. Al tener un distinto origen los sismos de la zona 4 del UBC-97 y la zona D del RCEG-90, es de esperarse que el espectro de diseño sea diferente en ambos reglamentos, aunque el tipo de terreno sea similar y la zona sea la más vulnerable.

6.3 Tipos de terreno

El RCEG-90 considera la existencia de los tres tipos de terreno

- Tipo I** Terreno firme, tal como tepetate compacto, arenisca medianamente cementada arcilla muy compacta. Se incluye la roca basal.
- Tipo II** Suelos de baja rigidez, tales como arenas no cementadas o limos, de mediana o alta compacidad, arcillas de mediana compacidad y depósitos aluviales compactos, de espesor menor que 40 m.
- Tipo III** Arcillas blandas muy compresibles, depósitos aluviales sueltos y depósitos de barras en las costas, de espesor mayor que 40 m.

En el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-93) se especifica que el terreno Tipo I está formado por estratos cuya velocidad de ondas de cortante (β_0) sea ≥ 700 m/s o que el módulo de rigidez (G_0) ≥ 85000 t/m². En la tabla 3.4 de este trabajo se puede apreciar que dentro de la clasificación del UBC-97, el terreno S_B y S_C cumplen con esta condición. Sin embargo, Tena (1997-a) sugiere que el terreno Tipo I es equivalente al S_B , basado en una conversación informal sostenida con el Dr. Javier Avilés.

6.4 Espectro de diseño

En el estado de Guerrero se encuentran dos zonas sísmicas, la C y la D. Esta última es la de mayor intensidad sísmica. Dentro de cada zona existen tres tipos de terreno que se estudiaron en el inciso anterior. Para cada tipo de terreno, en cada zona existe un espectro de diseño, que se modifica en función de la importancia de la estructura. Si la estructura es del Grupo A, las ordenadas espectrales se incrementan en un 50%.

Las estructuras en estudio se localizan en la zona D-I, cuyo espectro de diseño se ilustra en la figura 4.1. Las ordenadas espectrales, ya sean "c" o "a", dependiendo del periodo de la estructura, tienen su equivalente en el UBC-97 con el coeficiente C_{VM} . El coeficiente C_{VM} es la ordenada espectral asociada al sismo máximo probable y el coeficiente C_{VD} es la ordenada asociada al sismo de diseño. En la ecuación 3.3 se observa que el coeficiente C_{VM} , es función del factor de zona (Z), el tipo de terreno, la proximidad a una falla activa (N_V) y el coeficiente del máximo sismo probable (M_M). Estos factores no tienen equivalencia en el RCEG-90 pero tienen la función de incrementar el valor de C_{VD} . Dentro del cálculo de los espectros de diseño del RCEG-90 se tomó en cuenta la ocurrencia del máximo sismo probable, la zona y el tipo de terreno. Por ello se puede considerar que "a" o "c" equivalen a C_{VM} . El tomar los valores de N_V y M_M contenidos en el UBC-97 es ilógico e irresponsable, ya que estos coeficientes fueron obtenidos para la sismicidad propia de los Estados Unidos de América.

6.5 Criterios de regularidad

Los criterios de regularidad estipulados en el reglamento UBC-97 se enuncian en la tabla 3.11 del capítulo 3 de este trabajo. Estos requisitos no son los mismos que los contenidos en el RCEG-90, y no son criterios para estructuras con aislamiento de base únicamente, sino para todas en general. Por ello para fines de diseño en nuestro país, los requisitos contenidos en el RCEG-90 serán los que se utilicen.

De acuerdo con el RCEG-90, para que una estructura se considere regular, se debe satisfacer los siguientes requisitos:

- 1) Considerando las masas, los muros y otros elementos resistentes, la planta debe ser sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales.
- 2) La relación entre la altura y la menor dimensión de su base no debe exceder de 2.5.

- 3) La relación entre el largo y el ancho de la base no debe exceder de 2.5.
- 4) En planta no debe tener entrantes ni salientes que excedan del 20% la dimensión en planta medida paralelamente a la dirección donde se localiza la entrante o saliente.
- 5) En cada nivel se debe contar con un sistema de piso rígido y resistente.
- 6) No debe tener aberturas en su sistema de piso que excedan del 20% la dimensión en planta medida paralelamente a la dirección donde se considere la abertura. Los vacíos no ocasionan asimetrías significativas ni difieren de posición de un nivel a otro. El área total de las aberturas no deberá exceder del 20% del área total de la planta.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no debe ser mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha para el último nivel, menor que el 70% de este peso.
- 8) Ningún piso debe tener un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos verticales resistentes, mayor que la del piso inmediato inferior, ni menor que el 70% de ésta. Se excluye del último requisito únicamente al último nivel de la estructura.
- 9) Todas las columnas deben estar restringidas en todos los niveles en dos direcciones ortogonales entre sí, por diafragmas horizontales y por traveses o losas planas.
- 10) La rigidez al corte de ningún entrepiso debe exceder en más de 100% a la del entrepiso inmediato inferior.
- 11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , debe exceder del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

A diferencia del UBC-97, los criterios de regularidad estipulados en el RCEG-90 sólo sirven para evaluar si el factor reductivo de fuerzas sísmicas con fines de diseño (Q'), es igual al factor de comportamiento sísmico (Q), es decir, $Q'=Q$ si se cumplen las once condiciones. No así los criterios del UBC-97, los cuales determinan si se emplea o no el método estático de análisis sísmico para estructuras con aislamiento de base, pero no reducen la magnitud del coeficiente R . Basándose en la experiencia norteamericana, conviene considerar la regularidad de una estructura para determinar el tipo de análisis a emplear.

6.6 Factor de comportamiento sísmico

En las normas técnicas complementarias para diseño por sismo (NTCS, 1995), citadas por el RCEG-90, se indica que dependiendo del tipo de estructuración y detallado, las ordenadas espectrales se pueden reducir dividiéndolas entre el factor reductivo de fuerzas sísmicas con fines de diseño, Q' . La magnitud del factor Q' depende primordialmente del factor de comportamiento sísmico, Q . Sin embargo, también existen otros factores que lo pueden alterar, tales como: el periodo de la estructura, la forma del espectro de diseño y las condiciones de regularidad establecidas en el inciso anterior. En las estructuras en que no se

cumpla alguna de estas condiciones, el factor Q' se obtendrá disminuyendo en un 20% el factor de comportamiento sísmico ($Q' = 0.8Q$).

La obtención del factor 0.8, se basó en la intuición y en la experiencia, ya que no hubo estudios que lo justificaran (Rosenblueth y Gómez, 1991). Se ha visto que las irregularidades pueden afectar el comportamiento dinámico no lineal de las estructuras. En algunos casos el factor 0.8 puede ser suficiente, pero en otros, como es el caso de edificios con diversas irregularidades diseñados para grandes niveles de desplazamiento de entrepiso ($\delta = 0.012$), puede ser inseguro, como lo exponen Tena-Colunga y del Valle (1998).

La elección del valor de Q depende tanto de la estructuración como del material con que está hecha la estructura.

En el UBC-97 también existe un factor (R) que reduce las fuerzas sísmicas y que depende tanto del sistema estructural como del material. Este factor representa la sobrerresistencia y ductilidad global del sistema resistente a fuerzas laterales (Tena, 1997-b). El factor R está reglamentado para estructuras diseñadas con base rígida; mientras que para estructuras con aislamiento de base existe un factor análogo (R_1) que depende de las mismas características estructurales. Sin embargo, es de menor magnitud que el factor R , por lo que la disminución de las fuerzas sísmicas es menor. La reducción en la magnitud de R para obtener R_1 no es constante para todos los tipos de estructuraciones.

Al no ser iguales los factores reductivos de ambos reglamentos, es obvio que no se pueden emplear los valores de R_1 para el diseño de estructuras aisladas en México. Por ello resultaría lógico reducir el factor Q por el cociente de R/R_1 correspondiente a un sistema estructural similar. Sin embargo, el aplicar dicho concepto conduce a la obtención de valores de Q por debajo de la unidad. Gómez (1996) y Tena (1997-b) sugieren que el factor de comportamiento sísmico, Q , se reduzca por un factor de seguridad cuya magnitud oscila entre 1.5 y 2, al valor obtenido se le denominó Q_a . Este factor Q_a , en el caso de estructuras irregulares también se reducirá en 20% ($Q_a' = 0.8Q_a$).

6.7 Diseño dinámico

6.7.1 Requisitos para el diseño dinámico

El RCEG-90, estipula que toda estructura podrá analizarse mediante un método dinámico ya sea el modal espectral o el cálculo paso a paso. Las estructuras cuya altura no exceda los 60 m, podrán analizarse utilizando el método estático.

Modificando algunos parámetros, podrán adoptarse los mismos criterios del UBC-97, para estructuras con base aislada.

6.7.2 Tipos de análisis

En el inciso anterior, se estipulan como análisis dinámicos el modal espectral y el paso a paso. Aparte de estos, el UBC-97 acepta el uso del espectro de respuesta de sitio.

A.- Para realizar un análisis con espectro de diseño o de respuesta:

- (i) La estructura se localiza en un suelo tipo I, II o III.
- (ii) El sistema de aislamiento cumple con los requisitos del inciso 3.2.2 del capítulo III.

B.- Para realizar un análisis paso a paso:

- (i) El análisis paso a paso se deberá utilizar para el diseño de estructuras con aislamiento de base que no cumplan los criterios del inciso A.

El RCEG-90 no estipula el análisis con espectro de diseño de sitio, ya que el cálculo de éste se podría confiar a personas que no estén lo debidamente capacitadas para dicha tarea, lo que podría ocasionar diseños riesgosos; sin embargo, se puede modificar el periodo T_b del espectro de diseño si se conoce el periodo dominante del terreno.

Dentro del análisis modal espectral, el RCEG-90 estipula que se deberán incluir todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 segundos. En ningún caso, podrán considerarse menos de los tres primeros modos de traslación en cada dirección del análisis, despreciando el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas; para cubrir dicho modo, el efecto de la torsión se calculará de acuerdo a lo especificado en el método estático de análisis. La disposición contenida en este párrafo se hizo pensando en la discretización de la estructura en marcos planos. Es obvio que la frecuencia del modo de torsión, a diferencia de los de traslación no se obtiene como raíz de la ecuación característica. En la actualidad, debido al desarrollo de programas de análisis estructural, es posible estimar las propiedades dinámicas de una estructura considerando todos sus grados de libertad o los más representativos para modelarla razonablemente.

En el UBC-97 se indica que se deben incluir todos los modos de vibración necesarios de tal forma que la sumatoria de la masa modal en cada dirección, de cada modo natural de vibración, sea al menos el 90% del total de la masa considerada.

Debido a que el criterio del RCEG-90 puede resultar poco claro para estructuras en las que existen modos acoplados, en el diseño de las estructuras en estudio se utilizó el criterio del UBC-97.

El RCEG-90 permite la obtención de la respuesta total de la estructura por medio de la regla de Rosenblueth, es decir, el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS, por su nombre en inglés), siempre y cuando los periodos de los modos naturales de vibración no estén muy cercanos entre sí, es decir, difieran cuando menos en 10%; si no es así, se deberá usar el método de la Combinación Cuadrática Completa (CQC, por su nombre en inglés). El UBC-97 únicamente especifica que se utilice alguno de los métodos existentes reconocidos.

El UBC-97 indica que en la obtención del desplazamiento total de diseño del sistema de aislamiento se deberá considerar el 100% de la excitación en una dirección y el 30% de la misma en una dirección ortogonal a la primera. Este criterio se incluirá dentro de la propuesta.

Para tomar en cuenta la acción del componente vertical de un sismo, el RCEG-90 marca que se debe sumar y restar por separado a la aceleración de la gravedad el 75% de la ordenada del espectro de diseño elástico correspondiente al periodo de la estructura (a o c , según sea el caso). Por otra parte, el UBC-97 de manera similar al RCEG-90, señala que el componente vertical se debe considerar como el 70% de la ordenada del espectro de aceleraciones elástico (C_a) multiplicado por el factor de importancia (I) correspondiente. En resumen, a diferencia del factor de importancia, el método para considerar la acción vertical en ambos reglamentos es esencialmente el mismo. Para el diseño de las estructuras seleccionadas se utilizará el criterio del RCEG-90.

El RCEG-90 indica que en análisis paso a paso se deberán utilizar acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de estos, siempre que se usen al menos cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuya intensidad, duración y contenido de frecuencias sean compatibles con el riesgo sísmico del sitio. En el UBC-97 se estipula que se deberán usar tres pares de acelerogramas, aplicando cada par de forma simultánea. El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento se calculará en cada paso mediante la suma vectorial de los desplazamientos en ambas direcciones. Para verificar la confiabilidad de los diseños realizados con el espectro de diseño, se realizarán análisis paso a paso no lineales, siguiendo el criterio establecido por el RCEG-90.

6.7.3 Propuesta de diseño dinámico congruente con el RCEG-90

Con base en lo expuesto en los incisos anteriores, se propone el siguiente procedimiento de diseño dinámico; que es una modificación de la propuesta de diseño presentada por Gómez (1996) y Tena (1997-b) para el método de diseño estático.

(a) Datos

Todos las unidades deberán estar en kilogramos, centímetros y segundos.

- 1) Periodo de la estructura en base rígida (T).
- 2) Cociente entre periodos (T_D/T_M).
- 3) Periodo de la estructura aislada al desplazamiento total máximo (T_M).
- 4) Peso de la estructura en base rígida (W).
- 5) Peso de la estructura en base aislada (W_a).
- 6) Dimensión menor en planta (b).
- 7) Dimensión mayor en planta (d).
- 8) Excentricidad en dirección "Y" (e_y).
- 9) Distancia en dirección "Y" del centro de rigidez del sistema de aislamiento al aislador en estudio (y).

- 10) Excentricidad en dirección "X" (e_x).
- 11) Distancia en dirección "X" del centro de rigidez del sistema de aislamiento al aislador en estudio (x).
- 12) Coeficiente de amortiguamiento (B_D).
- 13) Factor de comportamiento sísmico para estructuras en base rígida (Q).
- 14) Factor de comportamiento sísmico para estructuras en base aislada (Q_a).
- 15) Número de aisladores (N_{ais}).
- 16) Módulo de cortante del elastómero (G).
- 17) Resistencia a cortante del plomo (τ_{pb}).

(b) Conociendo el espectro de diseño, el periodo en base rígida (T) y el periodo en base aislada al desplazamiento máximo (T_M), se conoce la ordenada espectral correspondiente a cada caso (a y a_a , respectivamente).

(c) Se calculan los desplazamientos de diseño y máximo de acuerdo a los métodos estático y dinámico, de acuerdo a las ecuaciones propuestas en el capítulo anterior para los distintos valores de amortiguamiento del sistema de aislamiento.

$$D_{DE} = m(T_D - 1.5) + b \quad \dots(6.1)$$

$$D_{ME} = m(T_M - 1.5) + b \quad \dots(6.2)$$

$$D_{DD} = \frac{D_{DE}}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad \dots(6.3)$$

$$D_{MD} = \frac{D_{ME}}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \quad \dots(6.4)$$

(d) Con esto, se pueden estimar los desplazamientos totales tanto de diseño como el máximo en ambas direcciones (x y y), de acuerdo con los métodos estático y dinámico.

$$D_{TDE} = D_{DE} \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad \dots(6.5)$$

$$D_{TME} = D_{ME} \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad \dots(6.6)$$

$$D_{TDE} \geq 1.1D_{DE} \quad \dots(6.7)$$

$$D_{TME} \geq 1.1D_{ME} \quad \dots(6.8)$$

$$D_{TDD} = D_{DD} \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad \dots(6.9)$$

$$D_{TMD} = D_{MD} \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad \dots(6.10)$$

$$D_{TDD} \geq 0.9D_{TDE} \quad \dots(6.11)$$

$$D_{TMD} \geq 0.8D_{TME} \quad \dots(6.12)$$

$$D_{TMR} = \text{Máx}(D_{TMSVY}, D_{TMSVX}) \quad \dots(6.13)$$

$$D_{TMSVY} = \sqrt{(D_{TMDY})^2 + (0.3D_{TMDX})^2} \quad \dots(6.14)$$

$$D_{TMSVX} = \sqrt{(0.3D_{TMDY})^2 + (D_{TMDX})^2} \quad \dots(6.15)$$

(e) A partir de las ecuaciones 3.2 y 3.4 se pueden conocer las rigideces (k). Basado en el principio de que el sistema de aislamiento es estable se puede afirmar que $k_{\min} = k_{\max} = k$.

$$k_D = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g} \quad \dots(6.16)$$

$$k_M = \frac{4\pi^2 W}{T_M^2 g} \quad \dots(6.17)$$

Con esto, se calculan las rigideces efectivas

$$k_{cFD} = \frac{k_D}{N_{\text{ais}}} \quad \dots(6.18)$$

$$k_{cFM} = \frac{k_M}{N_{\text{ais}}} \quad \dots(6.19)$$

(f) Se estiman las rigideces inicial (k_1) y posterior a la fluencia (k_2) a partir de las ecuaciones 3.34 y 3.35.

$$k_1 = 5k_{cFM} \quad \dots(6.20)$$

$$k_2 = 0.5k_{effM} \quad \dots(6.21)$$

(g) Se calcula el desplazamiento de fluencia de los aisladores de acuerdo a la expresión 3.39

$$\Delta_y = 0.111D_{TMR} \quad \dots(6.22)$$

(h) Se calcula la fuerza cortante mínima V_b con la que se debe diseñar el sistema de aislamiento

$$V_b = 0.9(k_D D_D) \quad \dots(6.23)$$

El cortante máximo en cada aislador se puede estimar como

$$V_{ais} = k_{cM} D_D \quad \dots(6.24)$$

conociendo V_{ais} , se calcula V_y

$$V_y = 0.555V_{ais} \quad \dots(6.25)$$

(i) Inicia el dimensionamiento de los aisladores de base. Para el caso de los elastómeros laminados de sección circular, se calcula el diámetro (φ) y su altura (h) con las siguientes expresiones (Gómez 1996 y Tena 1997-b)

$$\varphi = 3D_{TMR} \quad \dots(6.26)$$

$$h = \frac{\pi\varphi^2 G_{ais}}{4k_{effM}} \quad \dots(6.27)$$

Para el caso de aisladores elastoméricos con corazón de plomo, el diámetro se calcula con la ecuación 6.17. Sin embargo, el cálculo de la altura está en función de k_2 en vez de k_{eff} , es decir

$$h = \frac{\pi\varphi^2 G_{ais}}{4k_2} \quad \dots(6.28)$$

para finalizar, se calcula el área y el diámetro del corazón de plomo de la siguiente manera:

$$A_{pb} = \frac{V_y - k_2 \Delta_y}{\tau_{pb}} \quad \dots(6.29)$$

(j) Se deben revisar las dimensiones de los aisladores; es decir, por cuestiones de estabilidad, la relación de esbeltez debe oscilar entre 0.25 y 0.8, para aisladores de sección circular sería $0.25 \leq h/\phi \leq 0.8$. Adicionalmente, si el aislador cuenta con corazón de plomo, la relación entre el diámetro de éste y el diámetro total deberá ubicarse entre 0.1 y 0.3. Para el caso de aisladores cilíndricos sería $0.1 \leq \phi_{ph}/\phi \leq 0.3$. Si el aislador es muy esbelto, $h/\phi > 0.8$, el sistema es muy flexible; para reducir la esbeltez se deberá disminuir el periodo de la estructura aislada T_a , o bien, eliminar algunos aisladores. Por otra parte, si el aislador es muy corto, $h/\phi < 0.3$, debe incrementarse el periodo T_a o el número de aisladores. Hecho esto, se deberá repetir el procedimiento desde el inciso (b), según se ha propuesto anteriormente en Gómez (1996) y Tena (1997-b).

(k) Satisfechos los criterios del inciso (j), se calcula la fuerza cortante basal mínima en la estructura:

$$V_{bme} = \text{Max}(V_s, V_{br}) \quad \dots(6.30)$$

$$V_s = 0.80 \frac{k_D D_D}{Q_a'} \quad \dots(6.31)$$

El cortante basal para estructuras en base rígida se calcula de la siguiente manera:

$$V_{br} = \frac{aW}{Q'} \quad \dots(6.32)$$

La ordenada espectral "a" de la ecuación 6.32 se obtendrá con el periodo T_D .

Para propiciar que el sistema de aislamiento trabaje en el intervalo no lineal, Tena (1997-b) sugiere que el cortante de fluencia normalizado, dado por la expresión 6.33, se encuentre dentro del intervalo $0.05 \leq V_{yw} \leq 0.105$.

$$V_{yw} = \frac{(V_y N_{ais})}{W} \quad \dots(6.33)$$

Sustituyendo la ecuación 6.24 en la 6.34 se llega a la siguiente expresión

$$V_{yw} = \frac{0.555 k_{eff} D_D N_{ais}}{W} \quad \dots(6.34)$$

Sustituyendo la ecuación 6.16 en la ecuación 6.18, y esto a su vez en la 6.34 queda lo siguiente

$$V_{yw} = \frac{2.22\pi^2 D_D}{T_D^2 g} \quad \dots(6.35)$$

En la ecuación 6.35 se observa que V_{yw} es dependiente de sólo dos términos: el periodo al desplazamiento de diseño (T_D) y el porcentaje de amortiguamiento crítico del sistema de aislamiento que particularmente determina los valores de las constantes m y b de la ecuación 6.1 para obtener D_D .

Fijando un valor de amortiguamiento, y el valor 0.105 como límite superior de V_{yw} y despejando T_D , se puede conocer el periodo a partir del cual los aisladores trabajarán eficientemente ante acciones asociadas con el sismo de diseño. El despeje de T_D no es directo ya que se suman un término cuadrático y un término lineal, por lo que la solución se encuentra utilizando la fórmula general:

$$\text{Si:} \quad \alpha = 2.22\pi^2 \quad \dots(6.36)$$

entonces:

$$T_D = \frac{(\alpha m) + \sqrt{[(\alpha m)^2 - 0.42\alpha g(1.5m + b)]}}{0.21g} \quad \dots(6.37)$$

Se debe cuidar que el valor de T_M oscile en el intervalo $1.5s \leq T_M \leq 3s$. De igual forma, se debe verificar que T_M sea, al menos, dos veces el periodo de la estructura en base rígida, T , dicho de otra forma, $2T \leq T_M$ (Tena, 1997-b). El periodo definitivo de aislamiento dependerá de las condiciones de dimensionamiento del aislador estipuladas con anterioridad, lo cual en un momento dado nos determinará el número de aisladores a utilizar.

Al ser el diseño de aisladores un proceso iterativo compuesto por numerosos cálculos, conviene implantarlo en un programa de computadora, el cual se elaboró para realizar los prediseños del sistema de aislamiento de las estructuras en estudio. No se anexa el listado del programa debido principalmente a su sencillez, por lo que personas interesadas en el diseño de aisladores de base deberán familiarizarse primero con el método y después programarlo.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS EN ESTUDIO AISLADAS SÍSMICAMENTE

7.1 Introducción

Con base en el método expuesto en el capítulo anterior, se elaboró un programa en Qbasic para realizar prediseños del sistema de aislamiento, el cual realiza iteraciones para encontrar soluciones que cumplan con las restricciones estipuladas con antelación. En el siguiente capítulo se verificará con análisis dinámicos no-lineales que los prediseños tengan un comportamiento satisfactorio.

Con base en los resultados obtenidos de los prediseños, se diseñó la superestructura con base aislada del edificio HGZ-IMSS.

7.2 Diseño del sistema de aislamiento

7.2.1 Programa para el diseño de aisladores de base

El archivo de datos del programa debe contener la siguiente información en el orden que se menciona:

- 1) Periodo de la estructura en base rígida (T).
- 2) Periodo efectivo al desplazamiento de diseño a partir del cual se desea iniciar las iteraciones (T_D).
- 3) Peso de la estructura en base rígida (W).
- 4) Peso de la estructura en base aislada (W_a).
- 5) Dimensión menor de la planta (b).
- 6) Dimensión mayor de la planta (d).
- 7) Excentricidad medida en planta, entre el centro de masas de la superestructura y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más la excentricidad accidental considerada como el 5% de la dimensión larga de la estructura (e_y).
- 8) Excentricidad medida en planta, entre el centro de masas de la superestructura y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más la excentricidad accidental considerada como el 5% de la dimensión corta de la estructura (e_x).
- 9) Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el aislador a diseñar, medido de forma paralela a la dimensión larga de la estructura (y).
- 10) Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el aislador a diseñar, medido de forma paralela a la dimensión corta de la estructura (x).

- 11) Factor de comportamiento sísmico de la estructura en base rígida (Q).
- 12) Factor de comportamiento sísmico en base aislada (Q_a).
- 13) Número de aisladores (N_{ais}).
- 14) Módulo de cortante del elastómero (G_{ais}).
- 15) Resistencia al corte del plomo (τ_{pb}).
- 16) Bandera 1, la cual puede ser entre 1 y 6, y declara que espectro de diseño es el que se va a utilizar dependiendo de la zona y el tipo de terreno (DI, DII, DIII, CI, CII, CIII).
- 17) Bandera 2, cuyo valor puede ser 1 ó 2 dependiendo del grupo al que pertenezca la estructura, A o B.
- 18) Bandera 3, el valor que puede tener esta bandera es 1 ó 2 dependiendo si es de configuración regular o irregular la estructura.
- 19) Bandera 4, la cual depende del amortiguamiento del sistema de aislamiento, el cual puede ser del 5%, 10%, 15%, ó 20%, la bandera puede tener un valor entre 1 y 4 respectivamente.

7.2.2 Datos para el diseño de los aisladores

Con base en la información expuesta en el capítulo 4, se realizaron los siguientes archivos de datos para las estructuras HGZ-IMSS y EBA:

Dato	HGZ-IMSS	EBA
T (s)	0.425	1.01
T_D (s)	1.8	2.5
W (ton)	6117.86	5766.42
W_a (ton)	7081.39	6729.95
b (cm)	3490.00	2074.00
d (cm)	5340.00	2431.00
e_y (cm)	267.00	121.55
e_x (cm)	174.50	103.70
y (cm)	2670.00	1226.00
x (cm)	1323.25	1037.00
Q'	1.6	2.4
Q_a'	1.2	1.6
N_{ais}	40	16
G_{ais} (kg/cm ²)	10.2	10.2
τ_{pb} (kg/cm ²)	107	107
Bandera 1	1 (Zona D, terreno tipo I)	1 (Zona D, terreno tipo I)
Bandera 2	1 (Grupo A)	2 (Grupo B)
Bandera 3	2 (Irregular)	2 (Irregular)
Bandera 4	3 (15% de amortiguamiento)	3 (15% de amortiguamiento)

La diferencia entre el peso de la estructura en base rígida (W) y la estructura en base aislada (W_a) radica en que a esta última se le agregó el peso de la losa y las trabes ubicadas en la planta baja, bajo las cuales se ubica el sistema de aislamiento.

El aislador que se diseñó para el edificio HGZ-IMSS es el que se ubica bajo la columna localizada en la intersección de los ejes A-1, por otra parte, el aislador seleccionado para la estructura EBA, es el que se encuentra en el cruce de los ejes A-4. La elección de dichos elementos se basó en que son los más lejanos en ambas direcciones al centro de rigidez del sistema de aislamiento, por ello, el desplazamiento total máximo considerando la contribución de ambas componentes dentro del diseño, es el crítico.

No se introdujo el periodo efectivo de la estructura al desplazamiento máximo (T_M), porque el programa realiza iteraciones para distintas relaciones T_D/T_M , cuidando que los periodos estén en el intervalo: $1.5 \text{ s} \leq T_D$ y $T_M \leq 3.0 \text{ s}$. El archivo de resultados incluye todas las soluciones posibles, por lo que el diseñador deberá escoger la que parezca óptima. El periodo T_D se obtuvo de la ecuación 6.37.

7.2.3 Resumen del diseño de aisladores de acuerdo a la propuesta del método dinámico

El programa suministra múltiples soluciones; sin embargo, únicamente se eligió una para cada caso. Los factores que se consideraron fueron: el periodo T_M debe ser, al menos, tres veces el periodo de la estructura con base aislada, las dimensiones del aislador deben ser lógicas, es decir, que pueda ser construido y, finalmente, la relación entre los periodos (T_D/T_M) debe ser mínima. Con esto se cubre en cierta forma la incertidumbre existente en las propiedades mecánicas del aislador. Si se realizan las pruebas experimentales que indica el UBC-97 a los aisladores, se obtendrá dicho cociente, y la elección del diseño será más sencilla. Si con esto no se encuentra una solución satisfactoria, se deberá modificar el número de aisladores del sistema (N_{ais}).

Se encontró que para ambas estructuras los aisladores con y sin corazón de plomo funcionan; sin embargo, las dimensiones son distintas. Los aisladores de base sin corazón de plomo son más pequeños, por ello se acepta que son más económicos. Un factor adicional que puede ser determinante, es que las dimensiones sean comerciales, es decir, que puedan fabricarse y que sean congruentes con la realidad. Esto debe consultarse con el fabricante.

El archivo de resultados del programa que resume el diseño de los aisladores para ambas estructuras, se muestra a continuación

Diseño de los aisladores para la estructura HGZ-IMSS

Periodos (s)

Periodo al desplazamiento de diseño de la est. en base aislada	$T_D = 1.800$
Periodo al desplazamiento máximo de la est. en base aislada	$T_M = 2.100$
Cociente entre periodos	$T_D/T_M = 0.86$

Coefficientes

Coefficiente sísmico de la estructura en base rígida	$C = 0.469$
Coefficiente sísmico de la estructura en base aislada al periodo T_D	$C_a = 0.361$

Desplazamientos de diseño de la estructura en base aislada (cm)

Desplazamiento de diseño estático	$D_D = 14.60$
Desplazamiento máximo estático	$D_M = 16.70$
Desplazamiento de diseño dinámico	$D_{D'} = 14.21$
Desplazamiento máximo dinámico	$D_{M'} = 16.37$

Desplazamientos en la dirección larga

Desplazamiento total de diseño estático	$D_{TDEy} = 17.67$
Desplazamiento total máximo estático	$D_{TMEx} = 20.21$
Desplazamiento total de diseño dinámico	$D_{TDDy} = 17.20$
Desplazamiento total máximo dinámico	$D_{TMDy} = 19.81$

Desplazamientos en la dirección corta

Desplazamiento total de diseño estático	$D_{TDEx} = 16.06$
Desplazamiento total máximo estático	$D_{TMEx} = 18.37$
Desplazamiento total de diseño dinámico	$D_{TDDx} = 15.18$
Desplazamiento total máximo dinámico	$D_{TMDx} = 17.48$

Desplazamiento total máximo resultante

$$D_{TMR} = 20.49$$

Desplazamiento de fluencia del aislador

$$\Delta_y = 2.27$$

Rigideces de diseño del sistema de aislamiento (ton/cm)

Rigidez efectiva global al desplazamiento de diseño del sistema	$k_D = 87.95$
Rigidez efectiva global al desplazamiento máximo del sistema	$k_M = 64.62$
Cociente entre rigideces efectivas	$k_D / k_M = 1.36$
Rigidez efectiva al desplazamiento de diseño de cada aislador	$k_{effD} = 2.20$
Rigidez efectiva al desplazamiento máximo de cada aislador	$k_{effM} = 1.62$
Rigidez inicial del aislador	$k_1 = 8.10$
Rigidez postfluencia del aislador	$k_2 = 0.81$

Cortantes en los aisladores (ton)

Cortante total máximo	$V_b = 1155.7$
Cortante total máximo normalizado	$V_{bw} = 0.163$
Cortante total de cada aislador	$V_{ais} = 32.1$
Cortante de fluencia de cada aislador	$V_y = 17.8$
Cortante de fluencia normalizado	$V_{yw} = 0.101$

Diseño de los aisladores de sección circular con corazón de plomo

Diámetro (cm)	$\phi = 61.47$
Altura (cm)	$h = 37.48$
Área del corazón de plomo (cm ²)	$A_{ph} = 149.34$

Diámetro del corazón de plomo (cm)	$\phi_{pb} = 13.79$
Relación de esbeltez del aislador	$esb = 0.61$
Relación entre diámetros del aislador	$rel = 0.22$
Volumen del aislador (cm ³)	$Vol_{ais} = 111248.79$
Volumen de elastómero (cm ³)	$Vol_{elas} = 105651.20$
Volumen de plomo (cm ³)	$Vol_{pb} = 5597.59$

Diseño de los aisladores de sección circular sin corazón de plomo

Diámetro (cm)	$\phi = 61.47$
Altura (cm)	$h = 18.74$
Relación de esbeltez del aislador	$esb = 0.30$
Volumen del aislador (cm ³)	$Vol_{ais} = 55690.48$

Cortante en la superestructura aislada (ton)

Cortante basal transmitido	$V_s = 856.1$
Cortante basal equivalente	$V_{bre} = 1655.8$
Cortante basal de diseño	$V_{hde} = 1655.8$
Cortante basal de diseño normalizado	$V_{hdew} = 0.270$

Cortante en la superestructura en base rígida (ton)

Cortante basal de diseño	$V_{br} = 2867.8$
Cortante basal de diseño normalizado	$V_{brw} = 0.469$

Diseño de los aisladores para la estructura EBA

Periodos (s)

Periodo al desplazamiento de diseño de la est. en base aislada	$T_D = 2.50$
Periodo al desplazamiento máximo de la est. en base aislada	$T_M = 3.00$
Cociente entre periodos	$T_D/T_M = 0.83$

Coefficientes

Coefficiente sísmico de la estructura en base rígida	$C = 0.160$
Coefficiente sísmico de la estructura en base aislada al periodo T_D	$C_a = 0.153$

Desplazamientos de diseño de la estructura con base aislada (cm)

Desplazamiento de diseño estático	$D_D = 19.50$
Desplazamiento máximo estático	$D_M = 23.00$
Desplazamiento de diseño dinámico	$D_{D'} = 18.07$
Desplazamiento máximo dinámico	$D_{M'} = 21.79$

Desplazamientos en la dirección larga

Desplazamiento total de diseño estático	$D_{TDEy} = 22.91$
Desplazamiento total máximo estático	$D_{TMEy} = 27.03$
Desplazamiento total de diseño dinámico	$D_{TDDy} = 21.23$

Desplazamiento total máximo dinámico	$D_{TMDy} = 25.60$
Desplazamientos en la dirección corta	
Desplazamiento total de diseño estático	$D_{TDEx} = 21.96$
Desplazamiento total máximo estático	$D_{TMEx} = 25.91$
Desplazamiento total de diseño dinámico	$D_{TDDx} = 20.35$
Desplazamiento total máximo dinámico	$D_{TMDx} = 24.54$
Desplazamiento total máximo resultante	$D_{TMR} = 26.64$
Desplazamiento de fluencia del aislador	$\Delta_y = 2.96$
Rigideces de diseño del sistema de aislamiento (ton/cm)	
Rigidez efectiva global al desplazamiento de diseño del sistema	$k_D = 43.33$
Rigidez efectiva global al desplazamiento máximo del sistema	$k_M = 30.10$
Cociente entre rigideces efectivas	$k_D / k_M = 1.44$
Rigidez efectiva al desplazamiento de diseño de cada aislador	$k_{effD} = 2.71$
Rigidez efectiva al desplazamiento máximo de cada aislador	$k_{effM} = 1.88$
Rigidez inicial del aislador	$k_1 = 9.40$
Rigidez postfluencia del aislador	$k_2 = 0.94$
Cortantes en los aisladores (ton)	
Cortante total máximo	$V_b = 760.5$
Cortante total máximo normalizado	$V_{bw} = 0.113$
Cortante total de cada aislador	$V_{ais} = 52.8$
Cortante de fluencia de cada aislador	$V_y = 29.3$
Cortante de fluencia normalizado	$V_{yw} = 0.070$
Diseño de los aisladores de sección circular con corazón de plomo	
Diámetro (cm)	$\phi = 79.91$
Altura (cm)	$h = 54.41$
Área del corazón de plomo (cm ²)	$A_{ph} = 247.94$
Diámetro del corazón de plomo (cm)	$\phi_{ph} = 17.77$
Relación de esbeltez del aislador	$esb = 0.68$
Relación entre diámetros del aislador	$rel = 0.22$
Volumen del aislador (cm ³)	$Vol_{ais} = 272896.28$
Volumen de elastómero (cm ³)	$Vol_{elas} = 259406.83$
Volumen de plomo (cm ³)	$Vol_{ph} = 13489.46$
Diseño de los aisladores de sección circular sin corazón de plomo	
Diámetro (cm)	$\phi = 79.91$
Altura (cm)	$h = 27.23$
Relación de esbeltez del aislador	$esb = 0.34$
Volumen del aislador (cm ³)	$Vol_{ais} = 136751.54$
Cortante en la superestructura aislada (ton)	
Cortante basal transmitido	$V_s = 422.5$

Cortante basal equivalente	$V_{bre} = 588.5$
Cortante basal de diseño	$V_{hde} = 588.5$
Cortante basal de diseño normalizado	$V_{hdew} = 0.102$

Cortante en la superestructura en base rígida (ton)

Cortante basal de diseño	$V_{br} = 923.4$
Cortante basal de diseño normalizado	$V_{brw} = 0.160$

Como se puede ver en los resultados, se cumple con las restricciones establecidas. Sería deseable extender el periodo de aislamiento hasta el límite máximo de tres segundos para transmitir a la superestructura la menor ordenada espectral. Sin embargo, esto no siempre es posible, ya que la relación de esbeltez puede ser mayor que 0.8. Cuanto más se prolongue el periodo, el volumen del aislador se incrementa, en consecuencia, el costo del dispositivo aumenta.

Se aprecia que los diseños de aisladores sin corazón de plomo requieren de menos material, por lo que son más económicos. Sin embargo, se carecerá del amortiguamiento adicional proporcionado por dicho metal. La elección final de usarlos o no dependerá de que las dimensiones estipuladas por el diseño sean posibles de fabricar, lo que se deberá consultar con el proveedor.

7.2.4 Diseño de los aisladores de acuerdo al reglamento UBC-97

Para poder comparar el desempeño de la propuesta del método dinámico, se modificó el programa descrito para realizar diseños de acuerdo con el método establecido por el UBC-97, que se explica en el capítulo 3 de este trabajo.

Para uniformizar lo más posible el diseño, se consideró que los edificios están localizados en la zona de mayor riesgo sísmico de los E.E.U.U., es decir la zona 4. Por otra parte, y tomando en cuenta lo expuesto en el inciso 6.3 del capítulo 6, se supuso que el terreno sobre el cual están desplantadas las estructuras es el S_B . Se supuso que la distancia mínima a la falla activa más cercana es mayor a los 20 km. Con esto se puede determinar el valor de N_V . Al igual que en los diseños anteriores, el porcentaje de amortiguamiento del aislador se fijó en 15%. Con esta información se obtuvieron los coeficientes C_a , C_{VD} , C_{VM} , N_V , Z , β , R y R_j de las tablas incluidas al final del capítulo 3.

A continuación se muestra el archivo de datos para ambas estructuras:

Dato	HGZ-IMSS	EBA
T (s)	0.425	1.01
T _D (s)	1.8	2.5
C _a	0.40	0.40
C _{VD}	0.40	0.40
C _{VM}	0.50	0.50
N _V	1.0	1.0
I	1.0	1.0
Z	0.40	0.40
W (ton)	6117.86	5766.42
W _a (ton)	7081.39	6729.95
β	1.35	1.35
b (cm)	3490.00	2074.00
d (cm)	5340.00	2431.00
ey (cm)	267.00	121.55
ex (cm)	174.50	103.70
y (cm)	2670.00	1226.00
x (cm)	1323.25	1037.00
R	3.5	3.5
R _i	2.0	2.0
N _{ais}	40	16
G _{ais} (kg/cm ²)	10.2	10.2
τ _{pb} (kg/cm ²)	107	107
Bandera 1	2 (Irregular)	2 (Irregular)

Ejecutando el programa se obtuvieron los siguientes resultados:

Diseño de los aisladores para la estructura HGZ-IMSS

Periodos (s)

Periodo al desplazamiento de diseño de la est. en base aislada $T_D = 1.80$
 Periodo al desplazamiento máximo de la est. en base aislada $T_M = 2.10$
 Cociente entre periodos $T_D/T_M = 0.86$

Desplazamientos de diseño de la estructura en base aislada (cm)

Desplazamiento de diseño estático $D_D = 13.25$
 Desplazamiento máximo estático $D_M = 19.33$
 Desplazamiento de diseño dinámico $D_{D'} = 12.90$
 Desplazamiento máximo dinámico $D_{M'} = 18.94$

Desplazamientos en la dirección larga

Desplazamiento total de diseño estático $D_{TDEy} = 16.04$
 Desplazamiento total máximo estático $D_{TMEy} = 23.39$

Desplazamiento total de diseño dinámico	$D_{TDDy} = 15.61$
Desplazamiento total máximo dinámico	$D_{TMDy} = 22.93$
Desplazamientos en la dirección corta	
Desplazamiento total de diseño estático	$D_{TDEx} = 14.58$
Desplazamiento total máximo estático	$D_{TMEx} = 21.26$
Desplazamiento total de diseño dinámico	$D_{TDDx} = 13.78$
Desplazamiento total máximo dinámico	$D_{TMDx} = 20.23$
Desplazamiento total máximo resultante	$D_{TMR} = 23.71$
Desplazamiento de fluencia del aislador	$\Delta_y = 2.63$
Rigideces de diseño del sistema de aislamiento (ton/cm)	
Rigidez efectiva global al desplazamiento de diseño del sistema	$k_D = 87.95$
Rigidez efectiva global al desplazamiento máximo del sistema	$k_M = 64.62$
Cociente entre rigideces efectivas	$k_D / k_M = 1.36$
Rigidez efectiva al desplazamiento de diseño de cada aislador	$k_{effD} = 2.20$
Rigidez efectiva al desplazamiento máximo de cada aislador	$k_{effM} = 1.62$
Rigidez inicial del aislador	$k_1 = 8.10$
Rigidez postfluencia del aislador	$k_2 = 0.81$
Cortantes en los aisladores (ton)	
Cortante total máximo	$V_b = 1049.1$
Cortante total máximo normalizado	$V_{bw} = 0.148$
Cortante total de cada aislador	$V_{ais} = 29.1$
Cortante de fluencia de cada aislador	$V_y = 16.2$
Cortante de fluencia normalizado	$V_{yw} = 0.091$
Diseño de los aisladores de sección circular con corazón de plomo	
Diámetro (cm)	$\phi = 71.14$
Altura (cm)	$h = 50.20$
Área del corazón de plomo (cm ²)	$A_{pb} = 131.28$
Diámetro del corazón de plomo (cm)	$\phi_{pb} = 12.93$
Relación de esbeltez del aislador	$esb = 0.71$
Relación entre diámetros del aislador	$rel = 0.18$
Volumen del aislador (cm ³)	$Vol_{ais} = 199568.23$
Volumen de elastómero (cm ³)	$Vol_{elas} = 192977.94$
Volumen de plomo (cm ³)	$Vol_{pb} = 6590.29$
Diseño de los aisladores de sección circular sin corazón de plomo	
Diámetro (cm)	$\phi = 71.14$
Altura (cm)	$h = 25.10$
Relación de esbeltez del aislador	$esb = 0.35$
Volumen del aislador (cm ³)	$Vol_{ais} = 99784.12$

Cortante en la superestructura aislada (ton)

Cortante basal transmitido	$V_s = 582.8$
Cortante basal equivalente	$V_{bre} = 388.4$
Cortante basal de diseño	$V_{bde} = 582.8$
Cortante basal de diseño normalizado	$V_{bdew} = 0.082$

Cortante en la superestructura en base rígida (ton)

Cortante basal de diseño	$V_{br} = 1645.1$
Cortante basal de diseño normalizado	$V_{brw} = 0.269$

Diseño de los aisladores para la estructura EBA

Periodos (s)

Periodo al desplazamiento de diseño de la est. en base aislada	$T_D = 2.5$
Periodo al desplazamiento máximo de la est. en base aislada	$T_M = 2.9$
Cociente entre periodos	$T_D/T_M = 0.86$

Desplazamientos de diseño de la estructura con base aislada (cm)

Desplazamiento de diseño estático	$D_D = 18.41$
Desplazamiento máximo estático	$D_M = 26.69$
Desplazamiento de diseño dinámico	$D_{D'} = 17.05$
Desplazamiento máximo dinámico	$D_{M'} = 25.19$

Desplazamientos en la dirección larga

Desplazamiento total de diseño estático	$D_{TDey} = 21.63$
Desplazamiento total máximo estático	$D_{TMey} = 31.36$
Desplazamiento total de diseño dinámico	$D_{TDdy} = 20.04$
Desplazamiento total máximo dinámico	$D_{TMdy} = 29.60$

Desplazamientos en la dirección corta

Desplazamiento total de diseño estático	$D_{TDex} = 20.73$
Desplazamiento total máximo estático	$D_{TMex} = 30.06$
Desplazamiento total de diseño dinámico	$D_{TDdx} = 19.21$
Desplazamiento total máximo dinámico	$D_{TMdx} = 28.37$

Desplazamiento total máximo resultante

$$D_{TMR} = 30.80$$

Desplazamiento de fluencia del aislador

$$\Delta_y = 3.42$$

Rigideces de diseño del sistema de aislamiento (ton/cm)

Rigidez efectiva global al desplazamiento de diseño del sistema	$k_D = 43.33$
Rigidez efectiva global al desplazamiento máximo del sistema	$k_M = 32.20$
Cociente entre rigideces efectivas	$k_D/k_M = 1.35$
Rigidez efectiva al desplazamiento de diseño de cada aislador	$k_{effD} = 2.71$
Rigidez efectiva al desplazamiento máximo de cada aislador	$k_{effM} = 2.01$
Rigidez inicial del aislador	$k_1 = 10.1$
Rigidez postfluencia del aislador	$k_2 = 1.01$

Cortantes en los aisladores (ton)

Cortante total máximo	$V_b = 717.8$
Cortante total máximo normalizado	$V_{bw} = 0.106$
Cortante total de cada aislador	$V_{ais} = 49.9$
Cortante de fluencia de cada aislador	$V_y = 27.7$
Cortante de fluencia normalizado	$V_{yw} = 0.065$

Diseño de los aisladores de sección circular con corazón de plomo

Diámetro (cm)	$\phi = 92.40$
Altura (cm)	$h = 67.97$
Área del corazón de plomo (cm ²)	$A_{pb} = 226.41$
Diámetro del corazón de plomo (cm)	$\phi_{pb} = 16.98$
Relación de esbeltez del aislador	$esb = 0.74$
Relación entre diámetros del aislador	$rel = 0.18$
Volumen del aislador (cm ³)	$Vol_{ais} = 455800.34$
Volumen de elastómero (cm ³)	$Vol_{elas} = 440411.16$
Volumen de plomo (cm ³)	$Vol_{pb} = 15389.18$

Diseño de los aisladores de sección circular sin corazón de plomo

Diámetro (cm)	$\phi = 92.40$
Altura (cm)	$h = 34.00$
Relación de esbeltez del aislador	$esb = 0.37$
Volumen del aislador (cm ³)	$Vol_{ais} = 227900.17$

Cortante en la superestructura aislada (ton)

Cortante basal transmitido	$V_s = 398.8$
Cortante basal equivalente	$V_{bre} = 263.6$
Cortante basal de diseño	$V_{bde} = 398.8$
Cortante basal de diseño normalizado	$V_{bdew} = 0.059$

Cortante en la superestructura en base rígida (ton)

Cortante basal de diseño	$V_{br} = 649.0$
Cortante basal de diseño normalizado	$V_{brw} = 0.112$

Se observa que los desplazamientos de diseño (D_D), obtenidos mediante la propuesta del método dinámico, son mayores a los que se obtienen de acuerdo con el UBC-97. Sin embargo, el desplazamiento máximo (D_M) es mayor cuando se utiliza el UBC-97. Ello provoca que el desplazamiento máximo resultante (D_{TMR}) sea mayor, en consecuencia, el volumen del aislador sea mayor, lo que encarece el diseño. Ello se debe a que el UBC-97 considera diferentes ordenadas espectrales para la obtención de desplazamientos, es decir, para la obtención del desplazamiento D_D utiliza la ordenada del espectro de diseño. En cambio para calcular D_M , se emplea la ordenada espectral asociada al sismo máximo probable. La obtención de D_D y D_M de acuerdo con la propuesta del método dinámico, se basa exclusivamente en las ecuaciones obtenidas en el capítulo 5, basadas en los espectros de

respuesta de desplazamientos calculados para registros de magnitud $M_s = 8.1$. Estas fórmulas son función del periodo ya sea T_D o T_M .

Como se puede observar en los resultados, el diseño de acuerdo con el UBC-97, para el edificio EBA no igualó el periodo T_M del diseño obtenido siguiendo la propuesta del método dinámico. Esto se debe a que si se realizaba la siguiente iteración utilizando $T_D = 2.5$ s y $T_M = 3.0$ s, la relación de esbeltez del aislador excedía el límite establecido.

Los cortantes basales transmitidos a la superestructura obtenidos de acuerdo con la propuesta, son mayores a los calculados siguiendo las disposiciones del UBC-97, esto se debe a tres razones fundamentales:

- 1) El cortante basal obtenido de acuerdo con la expresión 3.20 se basa en k_D y R_I . Estos valores son menor y mayor respectivamente a los que se obtienen utilizando la propuesta del método dinámico
- 2) Las ordenadas espectrales C_{VD} , C_{VM} y C_a del UBC-97 utilizadas en el diseño son menores a las estipuladas en el RCEG-90 y MOC-93 para la zona D terreno tipo I.
- 3) Los valores de R y R_I son mayores a sus equivalentes Q y Q_a . Ello provoca que las ordenadas espectrales se reduzcan aún más.

7.3 Rediseño de la superestructura

En el diseño de la superestructura del edificio HGZ-IMSS, se consideró que el cortante basal de diseño es el que se indica en el archivo de resultados del diseño de los aisladores.

El cortante basal de diseño para el edificio HGZ-IMSS es de 1655.8 toneladas, y se distribuyó tal como lo indica la ecuación 3.11. La obtención de la fuerza lateral en cada nivel se muestra en la siguiente tabla:

Nivel	H_i (m)	W_i (ton)	$W_i H_i$ (ton*m)	F_i (ton)	V_i (ton)
Azotea	17.5	1090.0	19075.0	503.8	503.8
4	14.0	1227.7	17187.8	454.0	957.8
3	10.5	1233.2	12948.6	342.0	1299.8
2	7.0	1283.6	8985.2	237.3	1537.1
1	3.5	1283.6	4492.6	118.7	1655.8
	$\Sigma =$	6118.1	62689.2		

Dentro del análisis se consideraron las mismas propiedades índice de la estructura diseñada en el capítulo 4. Sin embargo, las combinaciones de carga se modificaron en lo relativo a la acción de la componente vertical debido a que la ordenada del espectro de aceleraciones de diseño disminuyó.

La tipificación de las trabes principales y secundarias se ilustra en las figuras 7.1 y 7.2, el refuerzo en las secciones se explica en las tablas 7.1 y 7.2, mientras que el de las columnas tipo se menciona en la tabla 7.3. El arreglo de las trabes y columnas se muestra de la figura 7.3 a la 7.7, mientras que el de los muros se encuentra contenido en la figura 7.10. El diseño de las losas es el mismo que el de la estructura con base rígida, ya que el aislamiento de base no tiene ningún efecto sobre la magnitud de la carga vertical actuante. Al igual que el diseño en base rígida, se obtuvieron los diagramas de interacción de las columnas y los muros y se verificó que la capacidad fuera mayor a las demandas impuestas por las combinaciones de carga más críticas. Esto se ilustra en las figuras 7.8, 7.9 y 7.11, respectivamente. Comparando las gráficas mencionadas con las figuras 4.9, 4.10 y 4.12 del diseño en base rígida, se aprecia una notable disminución de los elementos mecánicos actuantes en dichos miembros.

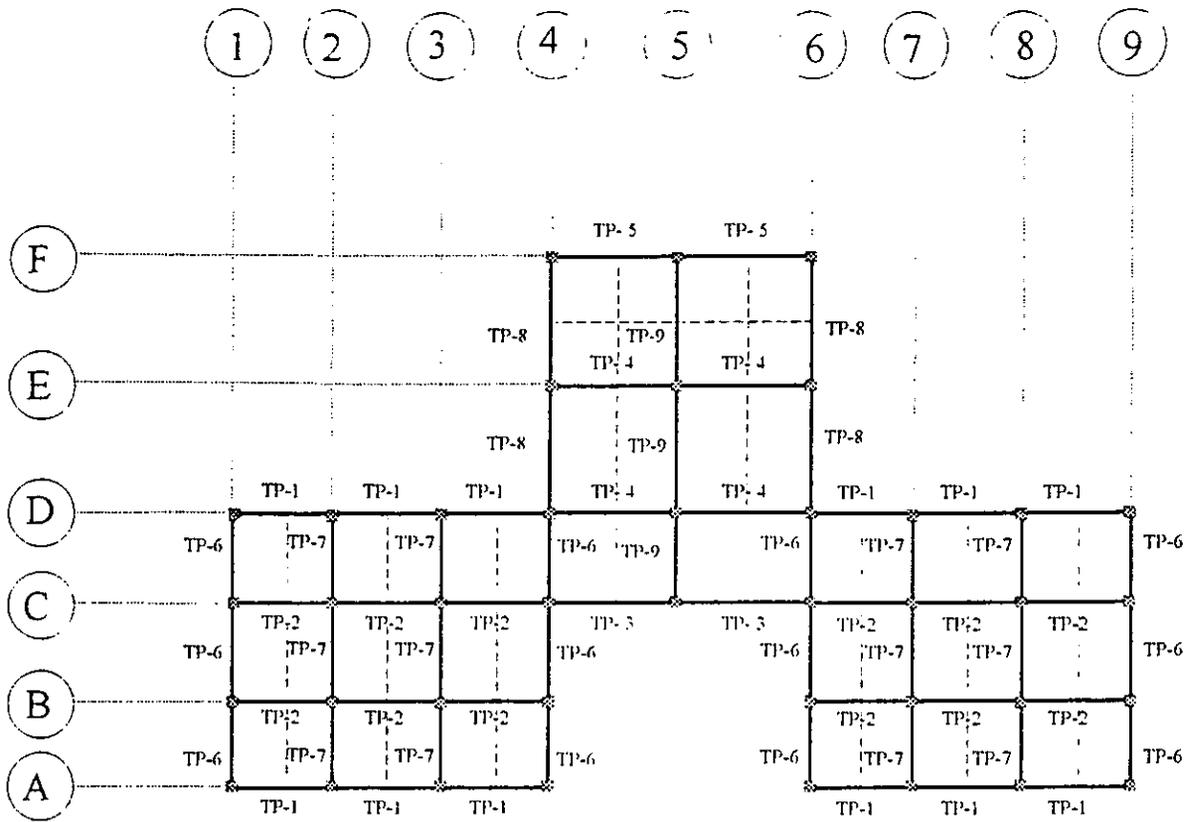
Tabla 7.1 Refuerzo de las vigas (extremos)

Trabe tipo	b (m)	h (m)	Flexión						Cortante (ramas de estribos)
			Refuerzo M -	As - (cm ²)	ρ -	Refuerzo M +	As + (cm ²)	ρ +	
TP - 1	0.50	0.90	6#8 + 3#6	41.82	0.0098	5#8 + 2#6	31.05	0.0072	2#3 @ 10
TP - 2	0.50	0.90	5#8 + 3#6	33.90	0.0079	4#8	20.28	0.0047	2#3 @ 10
TP - 3	0.50	0.90	5#8	25.35	0.0059	3#8	15.21	0.0035	2#3 @ 15
TP - 4	0.50	0.90	5#8	25.35	0.0059	3#8	15.21	0.0035	2#3 @ 13
TP - 5	0.50	0.90	3#8	15.21	0.0036	3#8	15.21	0.0036	2#3 @ 40
TP - 6	0.50	0.80	6#8 + 8#6	53.22	0.0140	6#8 + 4#6	41.82	0.0111	2#3 @ 9
TP - 7	0.50	0.80	6#8 + 4#6	41.82	0.0111	6#8	30.42	0.0080	2#3 @ 11
TP - 8	0.50	0.80	6#8 + 4#6	41.82	0.0111	4#8	20.28	0.0053	2#3 @ 13
TP - 9	0.50	0.90	6#8 + 5#6	44.67	0.0104	4#8	20.28	0.0047	2#3 @ 10
TP - 10	0.50	0.90	4#8 + 2#6	25.98	0.0060	3#8	15.21	0.0035	2#3 @ 15
TP - 11	0.50	0.90	3#8	15.21	0.0036	3#8	15.21	0.0036	2#3 @ 40
TP - 12	0.50	0.80	6#8	30.42	0.0080	4#8	20.28	0.0053	2#3 @ 14
TP - 13	0.50	0.80	5#8 + 2#6	31.05	0.0082	2#8	10.14	0.0027	2#3 @ 15
TP - 14	0.50	0.90	6#8 + 2#6	36.12	0.0085	2#8	10.14	0.0024	2#3 @ 11
TP - 15	0.50	0.80	4#8 + 2#6	25.98	0.0069	3#8	15.21	0.0040	2#3 @ 16
TS - 1	0.30	0.60	4#6	11.40	0.0069	2#6	5.70	0.0034	2#3 @ 27
TS - 2	0.30	0.60	2#6	5.70	0.0034	2#6	5.70	0.0034	2#3 @ 27

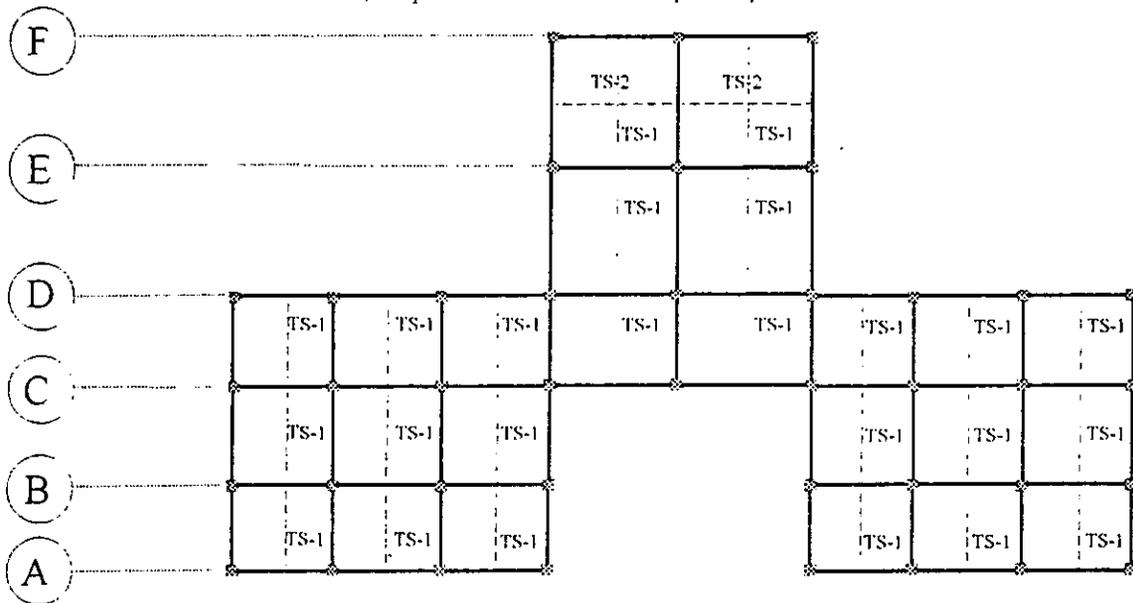
Tabla 7.2 Refuerzo de las vigas (centro)

Trabe tipo	b (m)	d (m)	Flexión						Cortante (ramas de estribos)
			Refuerzo M -	As - (cm ²)	ρ -	Refuerzo M +	As + (cm ²)	ρ +	
TP - 1	0.50	0.90	3#8	15.21	0.0036	3#8	15.21	0.0036	2#3 @ 14
TP - 2	0.50	0.90	3#8	15.21	0.0036	3#8	15.21	0.0036	2#3 @ 14
TP - 3	0.50	0.90	3#8	15.21	0.0036	3#8	15.21	0.0036	2#3 @ 27
TP - 4	0.50	0.90	3#8	15.21	0.0036	3#8	15.21	0.0036	2#3 @ 27
TP - 5	0.50	0.90	3#8	15.21	0.0036	3#8	15.21	0.0036	2#3 @ 40
TP - 6	0.50	0.80	3#8 + 3#6	23.76	0.0063	3#8 + 3#6	23.76	0.0063	2#3 @ 12
TP - 7	0.50	0.80	4#8	20.28	0.0054	4#8	20.28	0.0054	2#3 @ 16
TP - 8	0.50	0.80	3#8 + 3#6	23.76	0.0063	3#8	15.21	0.0040	2#3 @ 16
TP - 9	0.50	0.90	4#8	20.28	0.0048	3#8	15.21	0.0036	2#3 @ 17
TP - 10	0.50	0.90	3#8	15.21	0.0036	3#8	15.21	0.0036	2#3 @ 27
TP - 11	0.50	0.90	3#8	15.21	0.0036	3#8	15.21	0.0036	2#3 @ 40
TP - 12	0.50	0.80	3#8	15.21	0.0040	3#8	15.21	0.0040	2#3 @ 27
TP - 13	0.50	0.80	3#8	15.21	0.0040	2#8	10.14	0.0027	2#3 @ 27
TP - 14	0.50	0.90	3#8	15.21	0.0036	2#8	10.14	0.0024	2#3 @ 22
TP - 15	0.50	0.80	3#8	15.21	0.0040	3#8	15.21	0.0040	2#3 @ 27
TS - 1	0.30	0.60	4#6	11.40	0.0069	2#6	5.70	0.0034	2#3 @ 27
TS - 2	0.30	0.60	2#6	5.70	0.0034	2#6	5.70	0.0034	2#3 @ 27

Tabla 7.3 Refuerzo de las columnas									
Columna tipo	Ubicación	Niveles	b (m)	h (m)	Armado	Area	ρ	Cortante (ramas de estribos)	
								Extremos	Centro
CT - 1	Todas	1 y 2	0.80	0.80	24#8	121.68	0.0190	6 E #3 @ 16	6 E #3 @ 33
CT - 2	Todas	3 al 5	0.70	0.70	16#8	81.12	0.0165	5 E #3 @ 16	5 E #3 @ 33

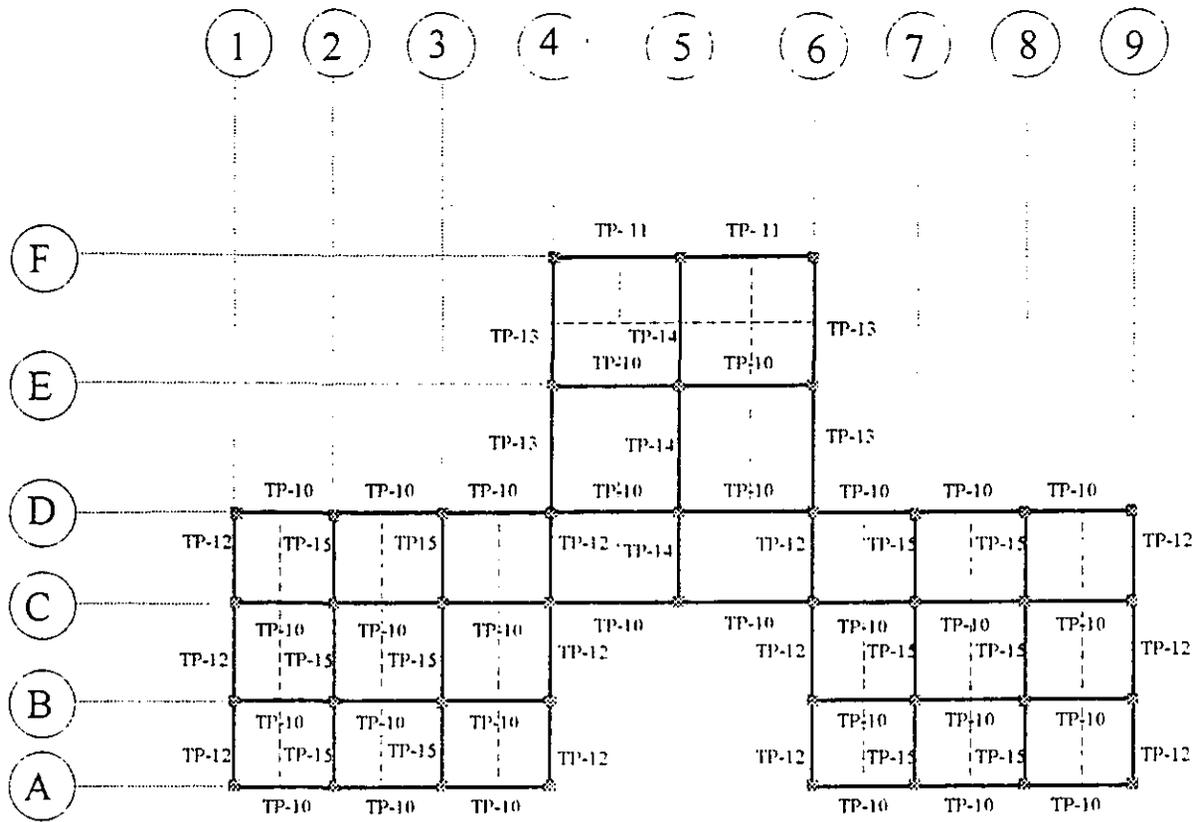


a) Tipificación de traves principales

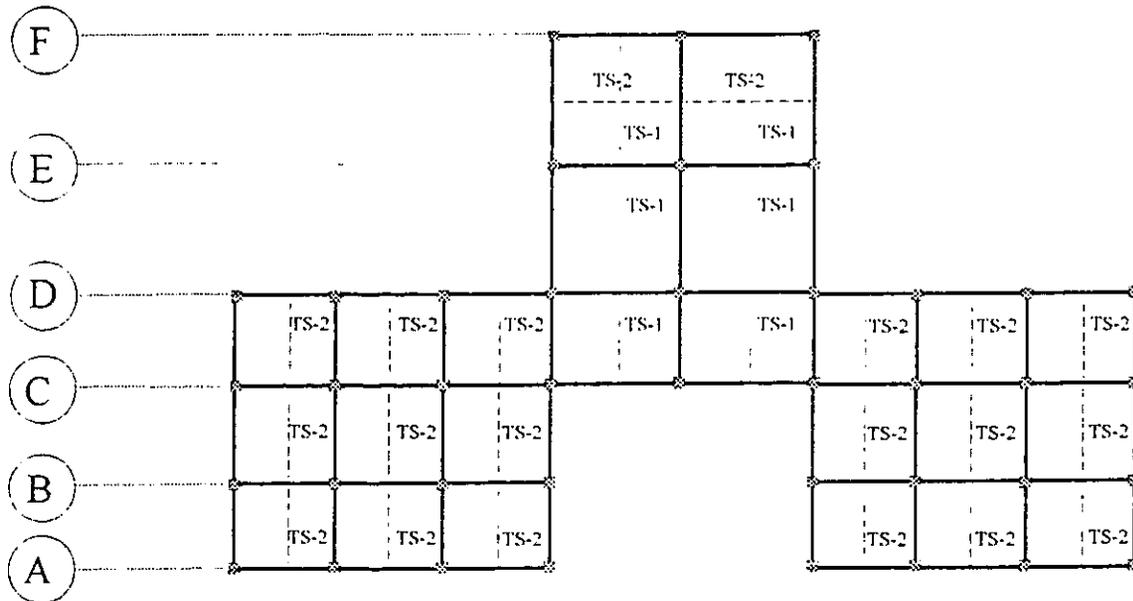


b) Tipificación de traves secundarias

Figura 7.1 Distribución de las traves tipo de los niveles 1 al 3



a) Tipificación de traves principales



b) Tipificación de traves secundarias

Figura 7.2 Distribución de las traves tipo de los niveles 4 y azotea

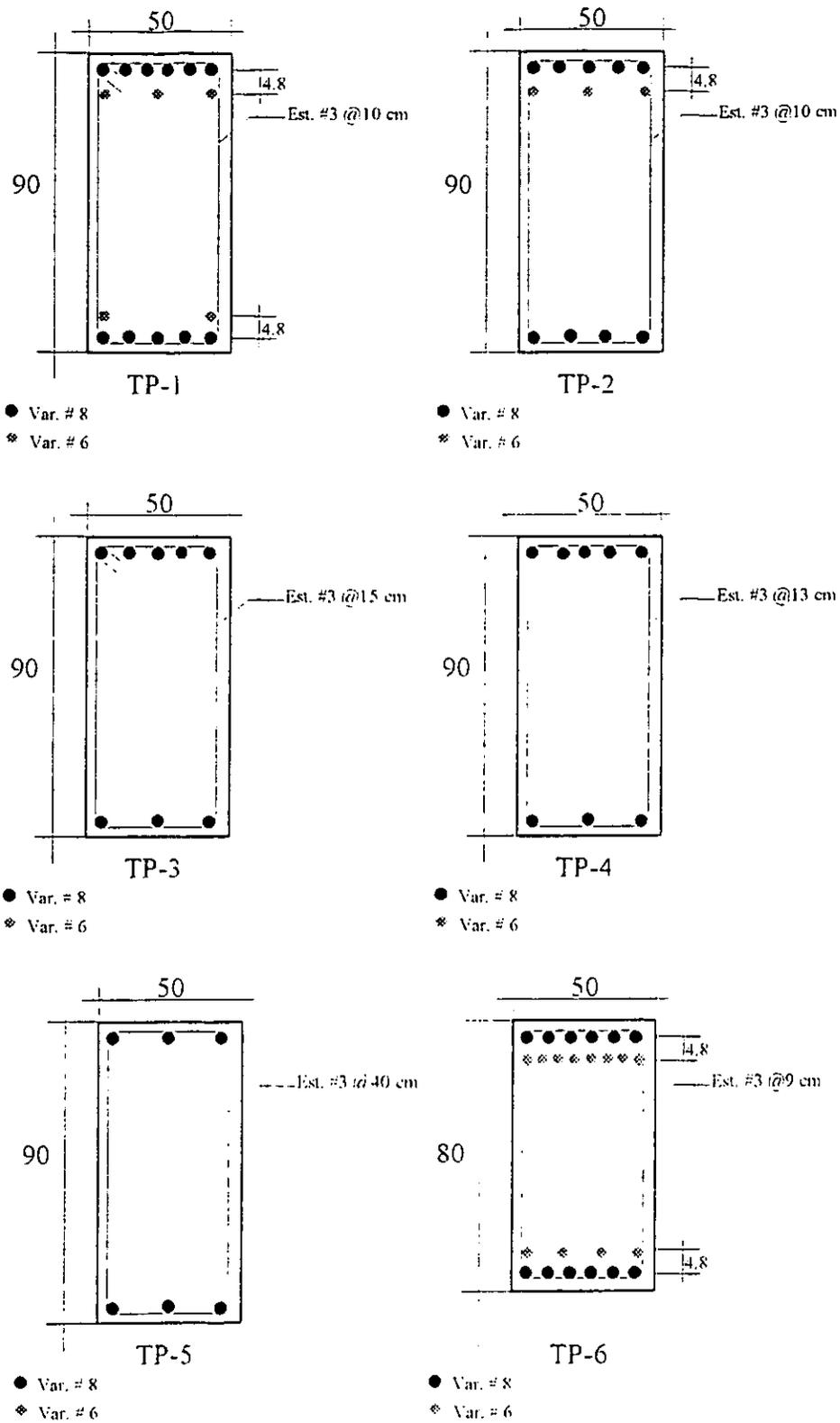


Figura 7.3 Trabes tipo principales

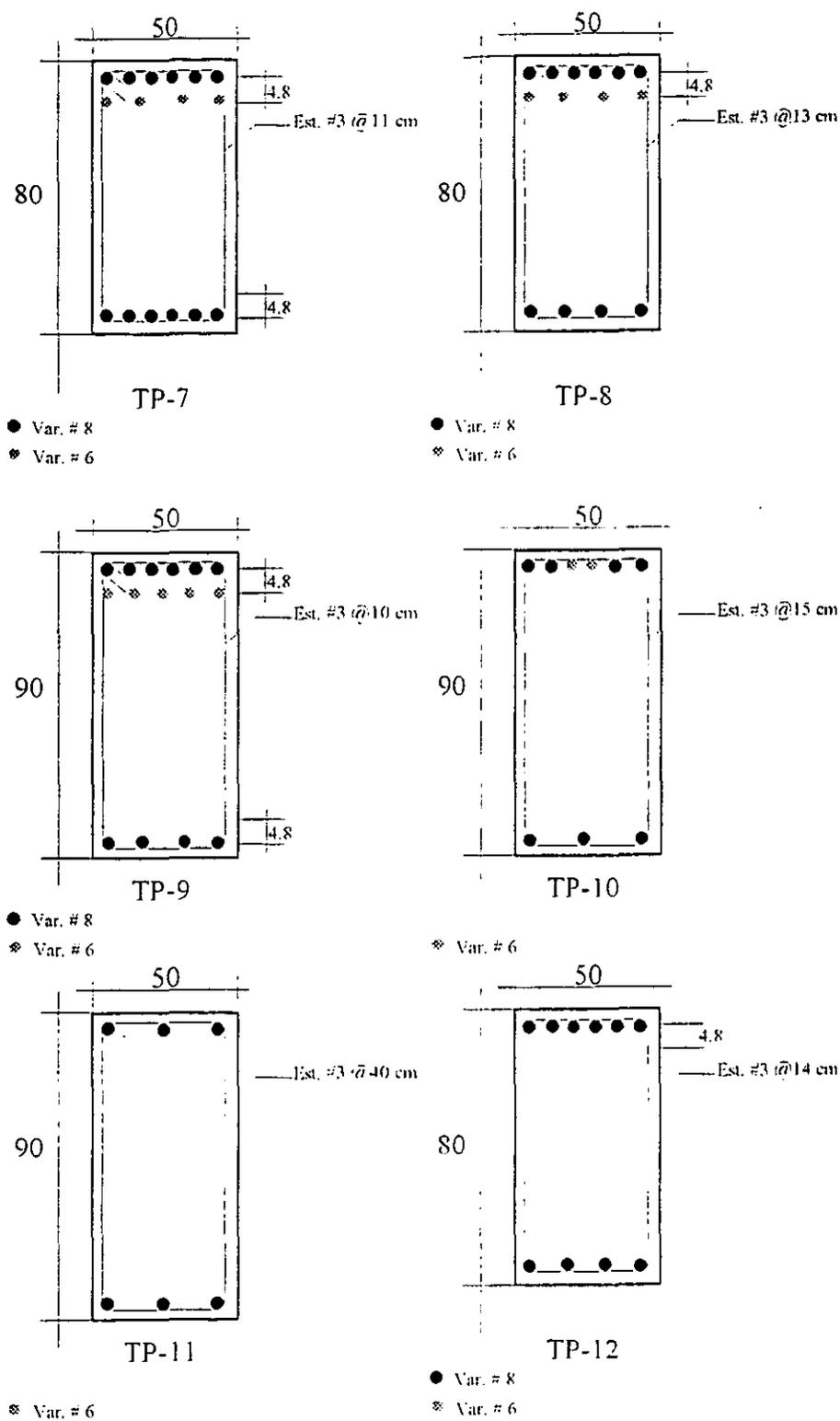


Figura 7.4 Continuación

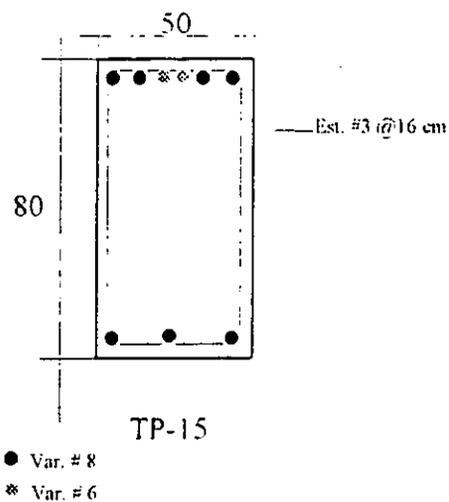
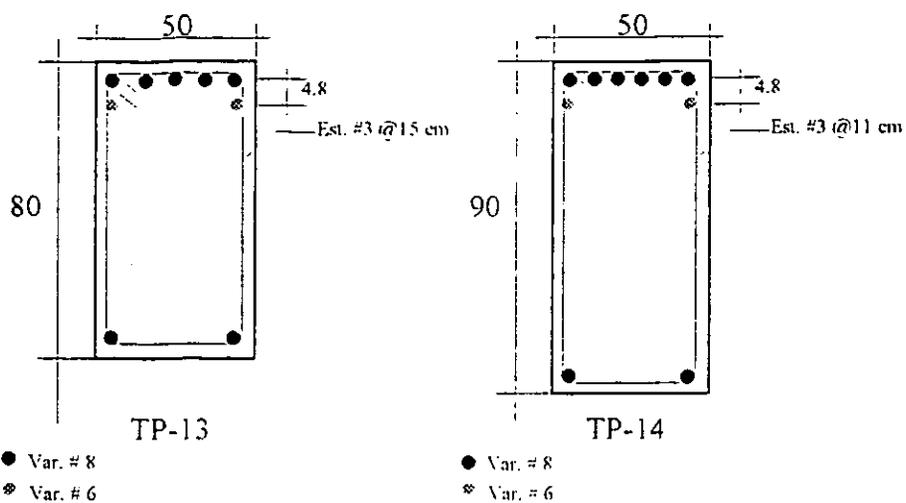


Figura 7.5 Continuación

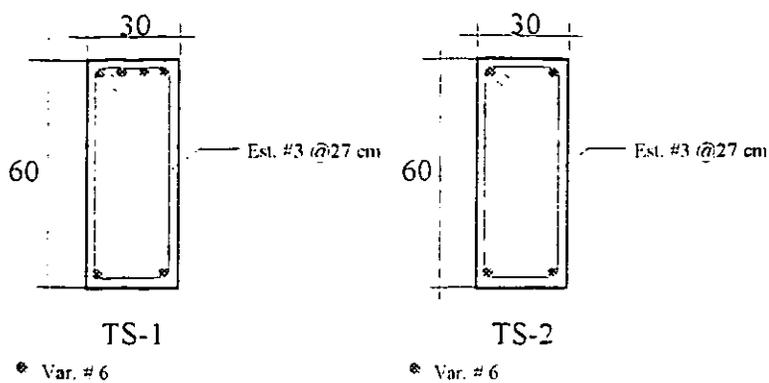


Figura 7.6 Traves tipo secundarias

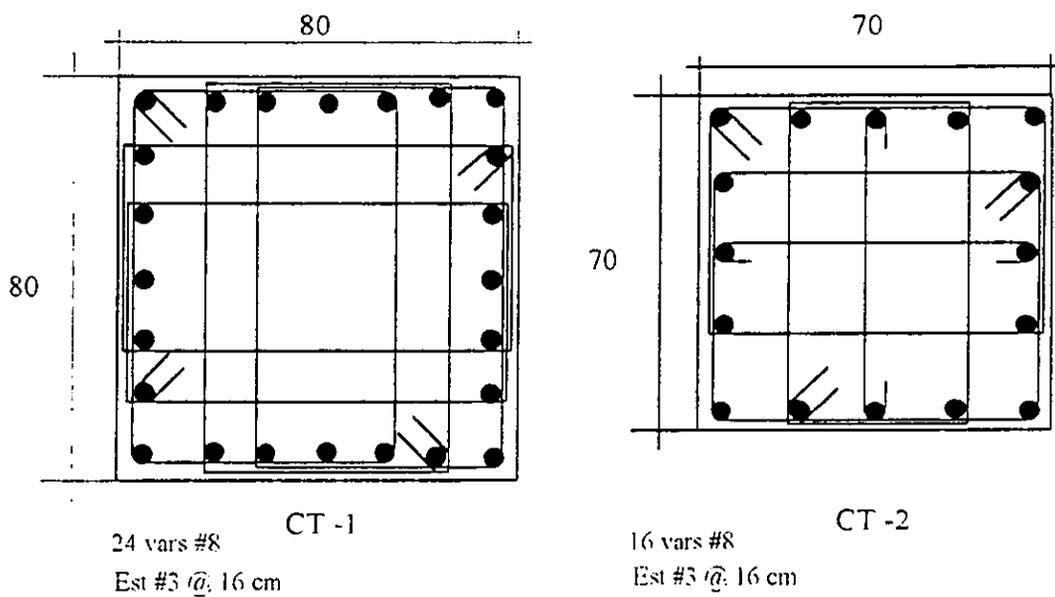


Figura 7.7 Columnas tipo

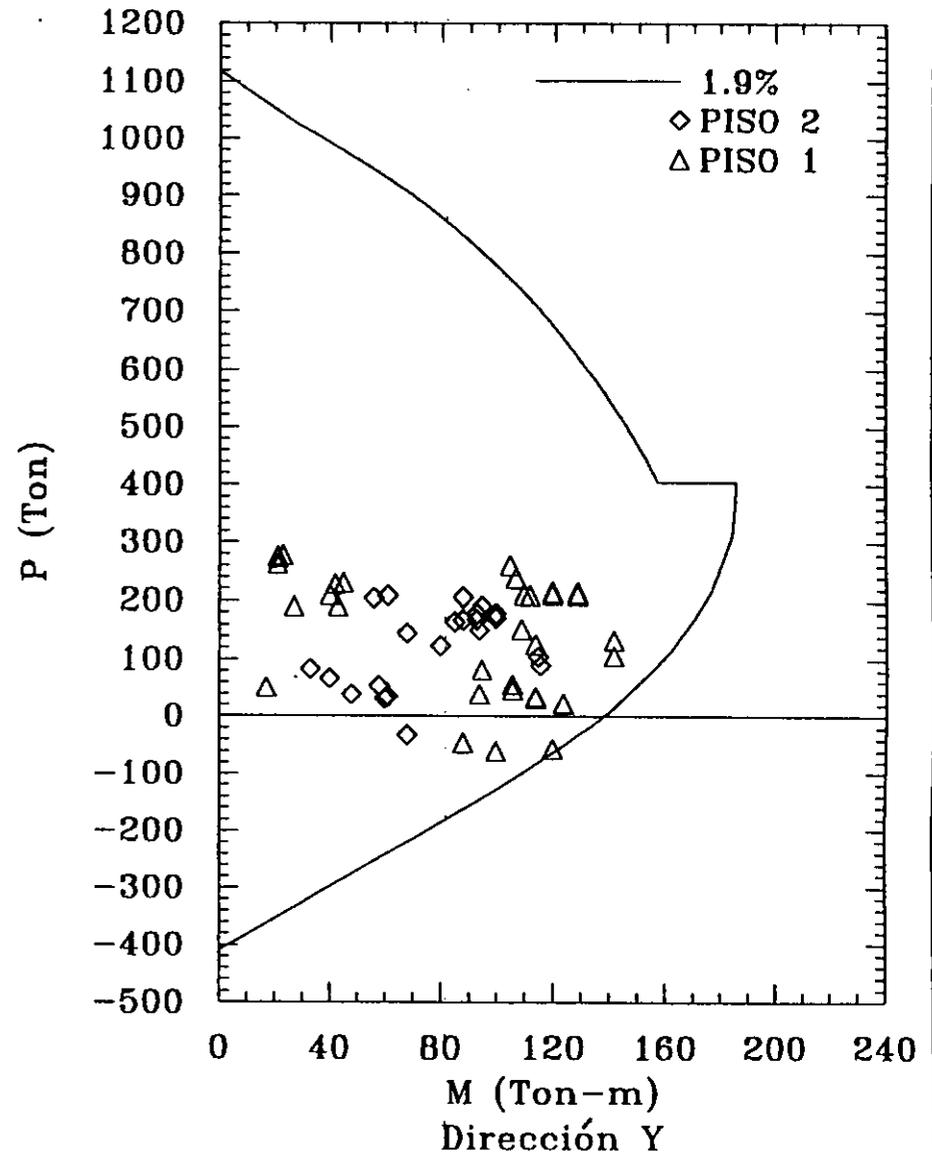
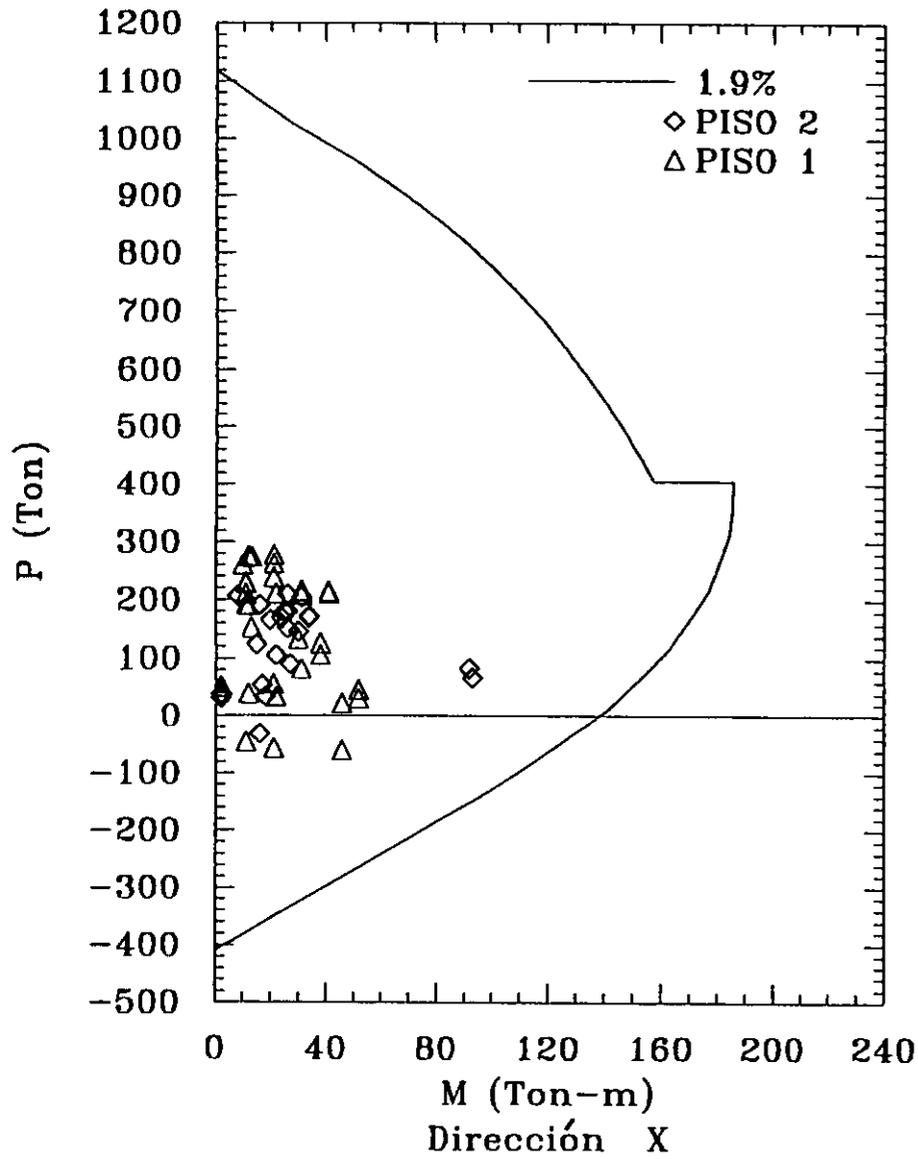


Figura 7.8 Diagramas de interacción de la sección 80 x 80
Pisos 1 y 2 Diseño con aisladores de base

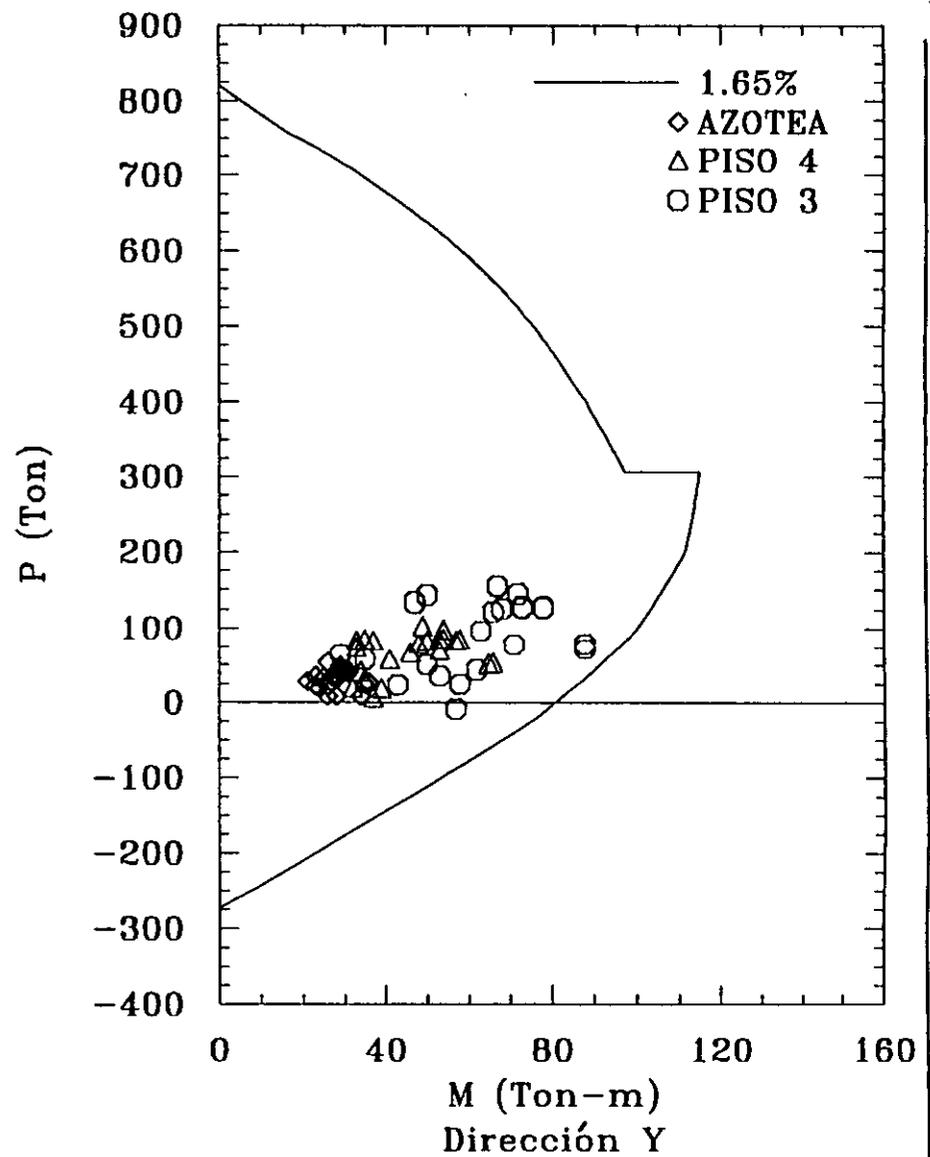
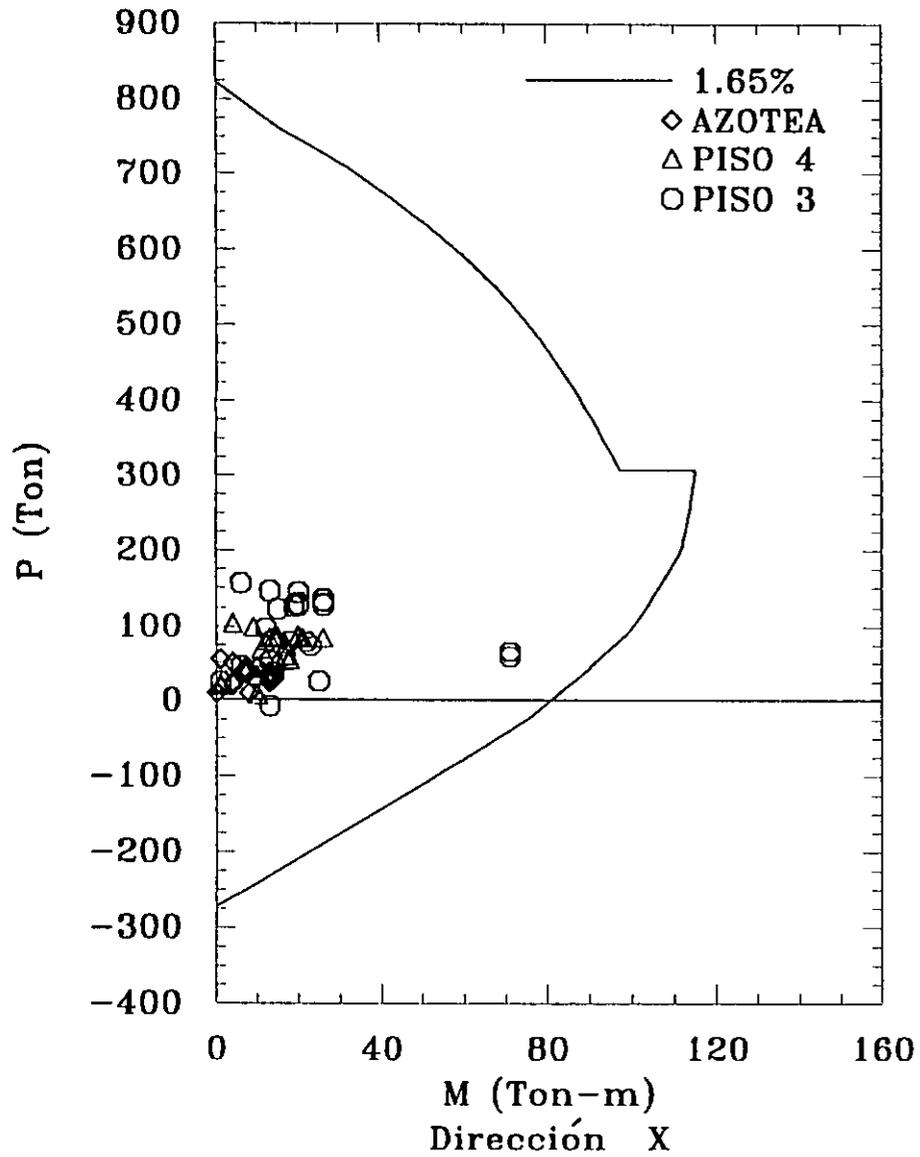
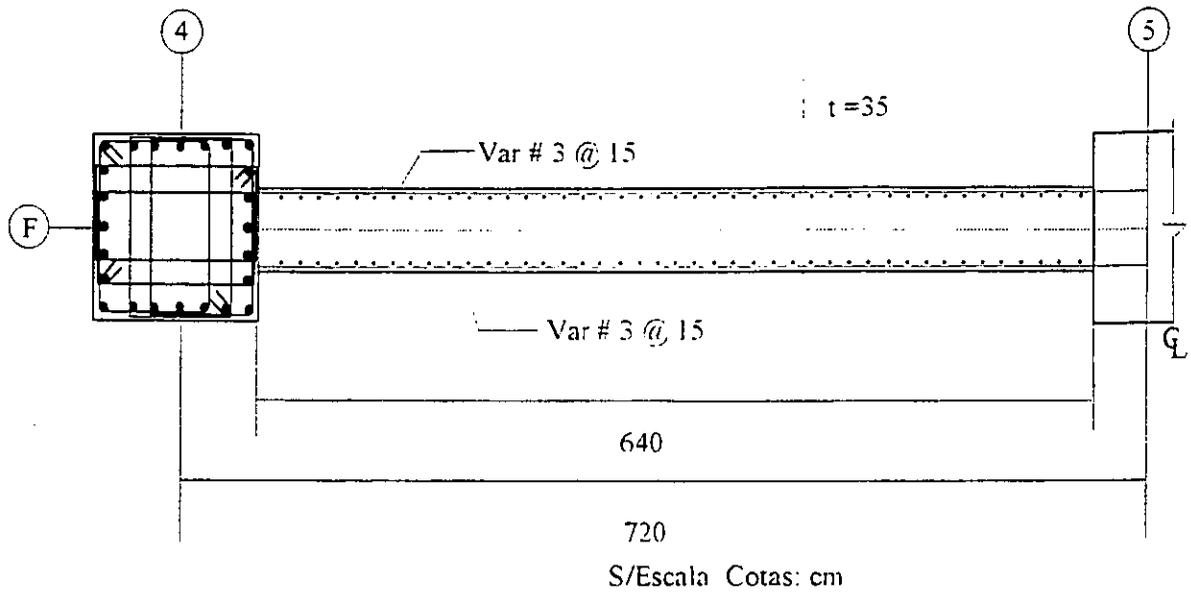
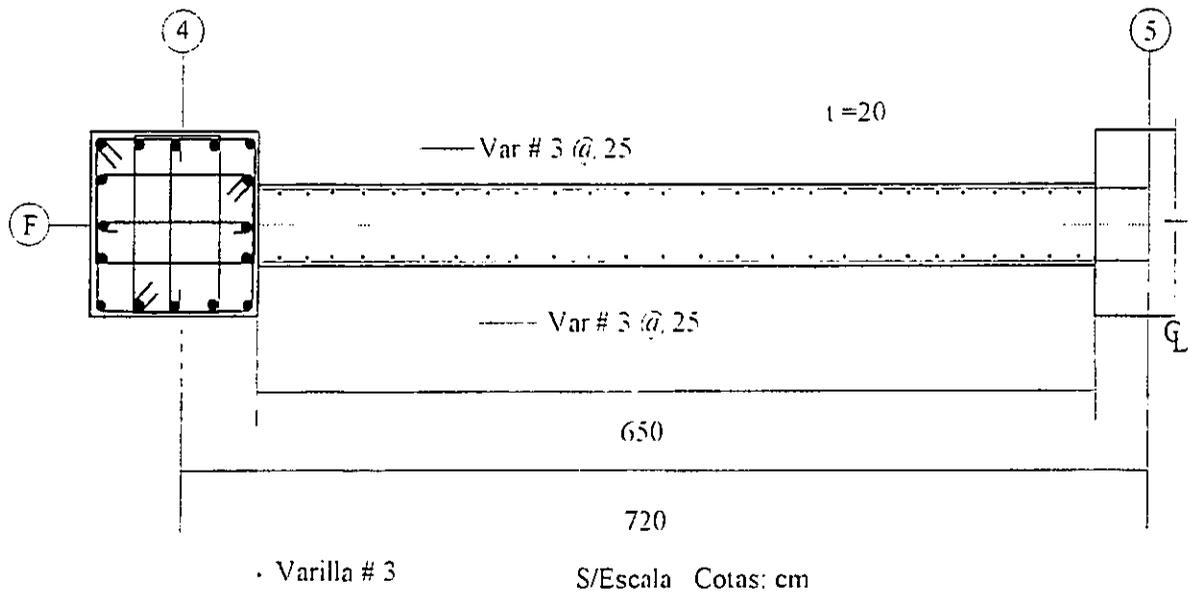


Figura 7.9 Diagramas de interacción de la sección 70 x 70
 Pisos 3 a 5 (azotea) Diseño con aisladores de base



a) Muro estructural de los niveles 1 al 3



b) Muro estructural de los niveles 4 y 5

Figura 7.10 Muros tipo

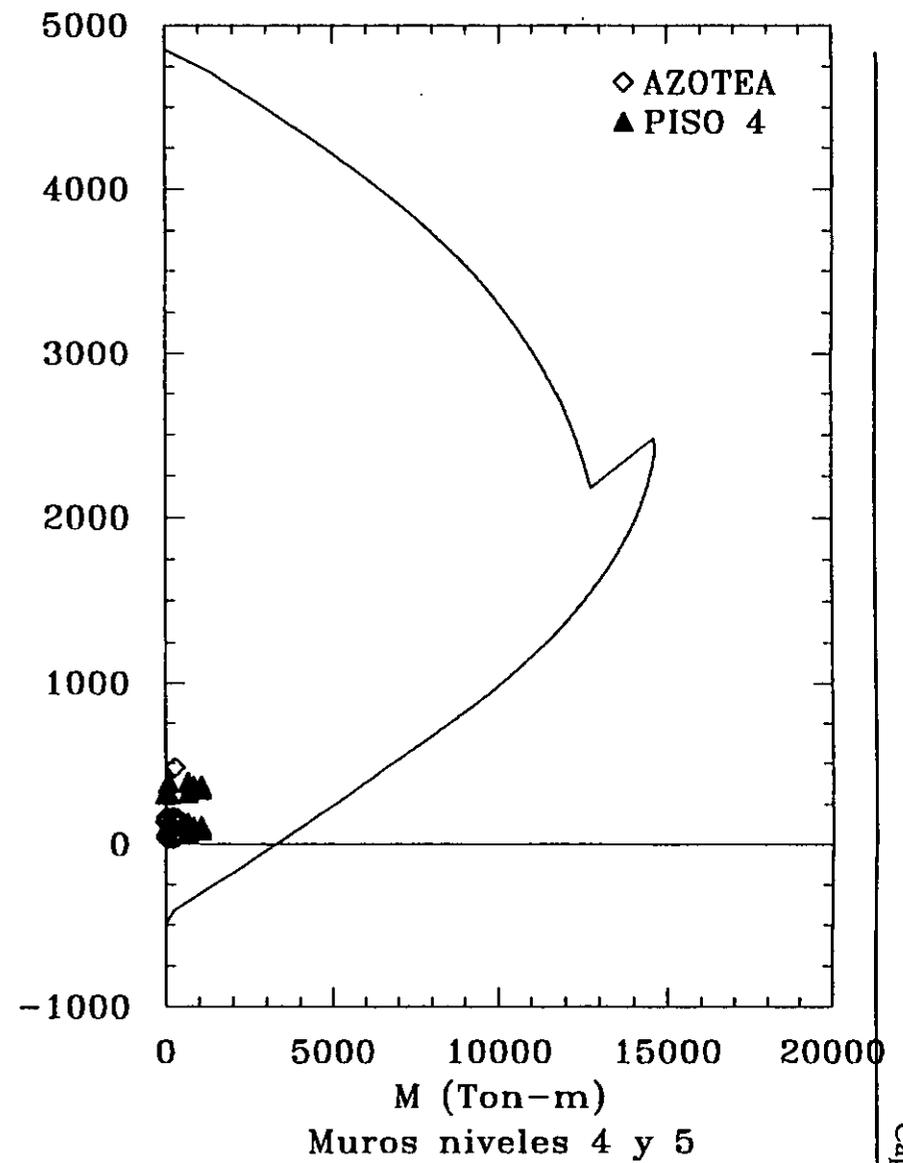
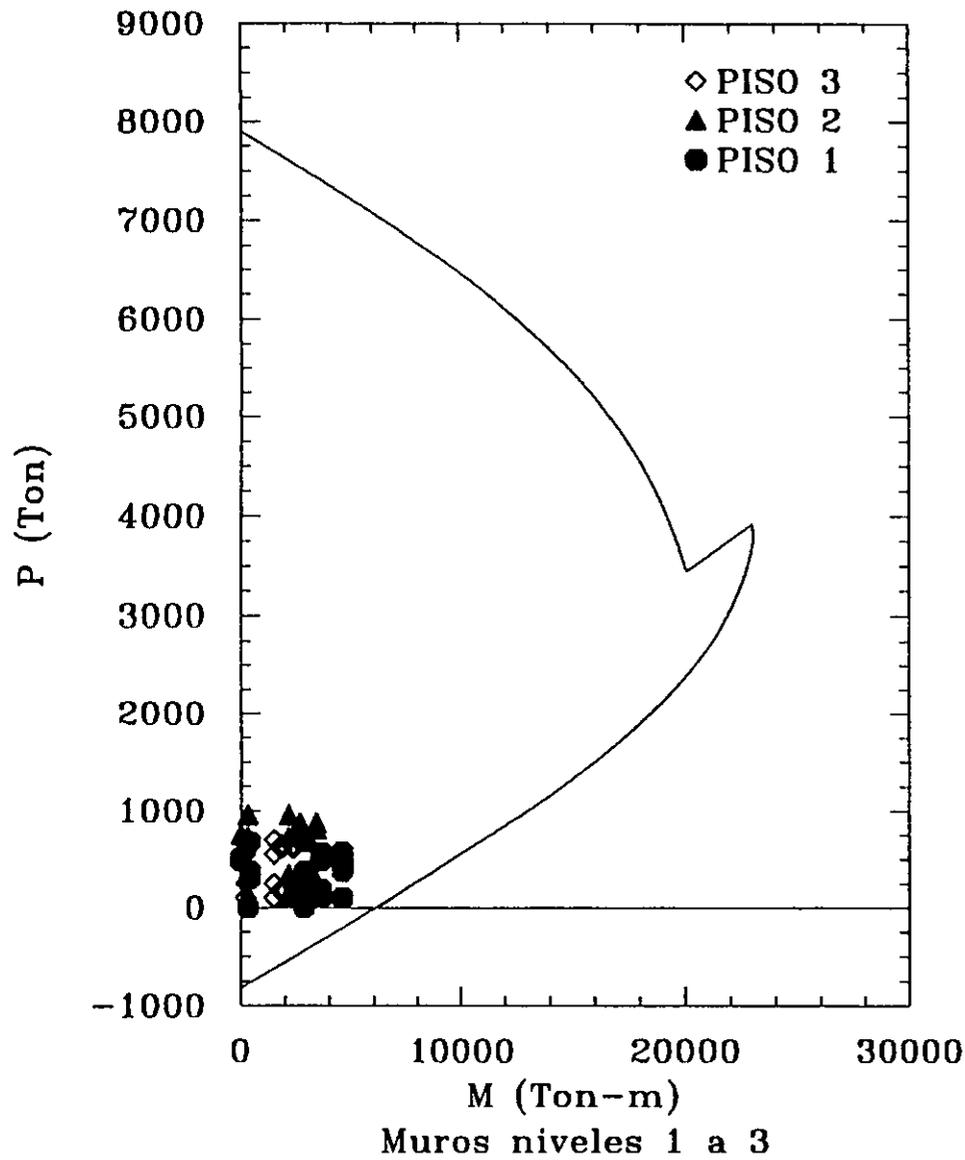


Figura 7.11 Diagramas de interacción de los muros estructurales

VERIFICACIÓN DE LA CONFIABILIDAD DE LOS DISEÑOS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO MEDIANTE ANÁLISIS PASO A PASO NO LINEALES

8.1 Introducción

Los diseños de los aisladores elaborados en el capítulo anterior se verificaron mediante análisis tridimensionales paso a paso no lineales, para ello se utilizó el programa 3-DBasis (Nagarajah *et al.*, 1991).

Las dos estructuras en estudio se analizaron para las dos componentes de cada estación seleccionada. Para fines de este trabajo, a las componentes Norte-Sur se les consideró orientadas en dirección Y de las estructuras, mientras que las componentes Este-Oeste se consideraron en dirección X. Con el fin de encontrar la combinación más desfavorable de registros con la orientación de las estructuras, cada edificio se analizó dos veces, es decir, el primero de ellos coincidiendo la dirección definida del sismo con la dirección de la estructura (X-X, Y-Y) y el segundo combinando la orientación del sismo con la del edificio (X-Y, Y-X); a estos análisis se les llamó X-Y y Y-X, respectivamente. Con fines comparativos en el desempeño, el procedimiento anterior se aplicó tanto a los diseños elaborados siguiendo la propuesta del capítulo 6 como a los diseños siguiendo el reglamento del UBC-97.

Para poder realizar los análisis no lineales, se tuvo que contar con los modos y eigenvalores de la estructura, los cuales se obtuvieron mediante el uso del programa ETABS (Habibullah, 1991), además de las masas de cada nivel y sus correspondientes excentricidades respecto al centro de masa de la base; la localización, el cortante, el desplazamiento de fluencia y la relación entre la rigidez post y prefluencia (k_2/k_1) de cada aislador; es conveniente mencionar que éste último parámetro es fijo para toda estructura que se diseñe siguiendo el procedimiento expuesto en este trabajo, ya que fué ideado para aisladores elastómericos con rigidez k_2 diez veces menor a k_1 ($k_2 = 0.1k_1$).

Cabe hacer mención que al fijar los eigenvalores de la superestructura constantes durante todo el análisis no lineal, implica considerar que ésta no abandona el intervalo elástico, lo cual es uno de los objetivos de usar aislamiento de base.

8.2 Edificio HGZ-IMSS

El sistema de aislamiento del edificio HGZ-IMSS se diseñó considerando que existe un dispositivo debajo de cada columna, por lo que el número de aisladores quedó en 40. De los diseños elaborados en el capítulo 7 se sabe que el cortante de fluencia (V_y) de cada dispositivo es de 17.82 ton. de acuerdo a la propuesta de diseño dinámico y de 16.17 ton. según el criterio del UBC-97, mientras que el desplazamiento de fluencia (Δ_y) obtenido para cada caso fue de 2.27 cm. y 2.63 cm. respectivamente.

En la figura 8.1 se aprecia la distribución y la numeración de los aisladores y en las tablas 8.1 y 8.2 se muestran los desplazamientos y cortantes dinámicos obtenidos de los análisis no lineales a los diseños de acuerdo a la propuesta y al UBC-97, respectivamente.

En la tabla 8.1 se observa que el diseño tiene un comportamiento satisfactorio, ya que los desplazamientos dinámicos máximos del sistema de aislamiento no exceden del desplazamiento máximo permisible obtenido en el diseño (Δ_a/Δ_M) en todos los registros, con la salvedad de los acelerogramas de la estación SMR2 escalados a una magnitud $M_S = 8.1$, donde el análisis indicó que dicho cociente excedió en aproximadamente un 40% la unidad, lo que implica que la inestabilidad del aislador pudo ser alcanzada. Es de llamar la atención que el máximo valor de la relación Δ_a/Δ_M obtenido utilizando registros originales se alcanzó empleando los acelerogramas de la estación SMR2 del sismo del 25 de abril de 1989, el cual tuvo una magnitud menor a todos los demás eventos ($M_S = 6.9$). Esto muestra la importancia de considerar registros de naturaleza epicentral para estructuras que se localicen cercanas a fallas activas conocidas. En este estudio, para el diseño de los aisladores de acuerdo al UBC-97 se supuso que la estructura no estaba cercana a una falla activa, como se menciona en el capítulo 7.

De igual forma, en la tabla 8.2 se aprecia que el diseño de acuerdo al UBC-97 tuvo un comportamiento aceptable con casi todos los registros, con la misma excepción del diseño anterior que es la estación SMR2 escalada, en la cual, a pesar de que el desplazamiento máximo permisible es mayor al calculado siguiendo el otro criterio, el desplazamiento máximo dinámico lo superó en un 56%. Esto indica que a pesar de que en el diseño de acuerdo a la propuesta también el cociente Δ_a/Δ_M es superior a la unidad, existe una menor posibilidad de que se alcance la inestabilidad que cuando se usa el diseño de acuerdo al UBC-97.

En lo relativo a los cortantes transmitidos a la superestructura, en la tabla 8.1 se aprecia que en todos los casos el cortante transmitido es menor al que actúa en el sistema de aislamiento, la reducción es casi la misma con todos los registros y tiene una magnitud de aproximadamente el 13% en ambas direcciones. Cabe hacer mención que el diseño de acuerdo al UBC-97 ofrece una reducción del mismo orden en ambas direcciones, tal como se aprecia en la tabla 8.2. En las tablas mencionadas, se normalizó el cortante basal de la estructura con respecto al peso de la misma, obteniéndose un cociente máximo del 17% para la estación SMR2 en la dirección X para el diseño de acuerdo a la propuesta, lo anterior se

comparó con el mismo cociente obtenido en el diseño del sistema de aislamiento, que fue del orden del 27%, esto indica que el cortante basal de la superestructura está sobrado un 37% respecto al análisis más severo. Lo anterior sugiere que el apartado donde se especifica que el cortante basal no será menor al obtenido en un análisis de una estructura en base rígida con un periodo igual al de la estructura aislada al desplazamiento de diseño (T_D) puede resultar bastante conservador.

El desplazamiento máximo relativo entre la azotea y el sistema de aislamiento es mínimo en ambos diseños, siendo el máximo del orden de 5.5 cm para la estación SMR2 con registros escalados de acuerdo al diseño de la propuesta. Esto indica que en el caso más crítico los desplazamientos son apenas perceptibles.

8.3 Edificio EBA

Al igual que la estructura anterior, en este caso también el diseño consideró la existencia de un aislador debajo de cada columna, por lo que el sistema contó con un total de 16 dispositivos. Del diseño de acuerdo a la propuesta se obtuvo que cada aislador tendría un cortante y un desplazamiento de fluencia de 29.31 ton y 2.96 cm respectivamente; mientras que el criterio del UBC-97 arrojó que dichos valores fueran de 27.67 ton y 3.42 cm.

El desempeño de acuerdo al análisis no lineal del diseño de acuerdo a la propuesta se resume en la tabla 8.3, mientras que el comportamiento del diseño obtenido aplicando el UBC-97 se encuentra contenido en la tabla 8.4. El arreglo de los aisladores y su identificación, se ilustran en la figura 8.2.

En la tabla 8.3 se aprecia que el desplazamiento dinámico máximo obtenido del análisis con los registros SMR2 escalados superó en 64% al desplazamiento máximo de diseño, lo que puede ocasionar que el sistema sea inestable. De igual forma, en la tabla 8.4 se observa que los mismos acelerogramas son críticos para el diseño de acuerdo al UBC-97, con la particularidad de que el exceso de desplazamiento fue del 66% aún teniendo un periodo al desplazamiento máximo de diseño (T_M) menor al empleado en el caso anterior.

Desde el punto de vista de reducción del cortante transmitido a la superestructura, en la tabla 8.3 se aprecia que existe una disminución sensible en todos los casos en la dirección X; sin embargo, en la dirección Y no es así ya que los análisis con los registros de la estación VILE del sismo del 19 de septiembre de 1985 arrojan que el cortante transmitido excede en 0.7% al cortante actuante en el sistema de aislamiento, lo que indica un cierto acoplamiento entre la frecuencia dominante del terreno y las frecuencias de los modos de vibración de la estructura. Por otra parte, en la tabla 8.4 se advierte que existe reducción de los cortantes transmitidos a la superestructura en ambas direcciones en todos los casos, cuya magnitud oscila entre 8.3% y 16.8% para la dirección X y entre 5% y 16.2% para la dirección Y.

Aunque los diseños de acuerdo a la propuesta del método dinámico y al UBC-97 en ambas estructuras no cumplen el criterio por desplazamiento en el análisis con los registros SMR2 escalados, en la actualidad existen aisladores elastoméricos capaces de soportar un desplazamiento máximo dinámico del 50% de su diámetro ($\Delta_{M\acute{a}x} = \phi/2$) (Tena, 1997-a), lo que incrementa en un 67% la capacidad de los dispositivos diseñados siguiendo los métodos expuestos en este trabajo.

El diseño de acuerdo al UBC-97 presenta un comportamiento muy similar al de la propuesta; sin embargo, un aspecto que se tiene que considerar es que el cortante basal de la superestructura, es 46% menor en el edificio HGZ y 41% menor en el EBA, respecto al cortante obtenido en los análisis no lineales con los acelerogramas más severos (SMR2 escalado). Cabe hacer mención que este fenómeno también se presenta, en menor porcentaje, en algunos de los análisis con registros originales. Todo lo anterior puede llevar a diseños riesgosos, ya que no se considera el espectro de diseño local.

En todas las tablas se observa que todos los aisladores superan el límite elástico ya que el cociente $\Delta_a / \Delta_{M\acute{a}x}$ es superior al 11%, el cual indica el inicio de la fluencia. En lo relativo a la dirección del desplazamiento dinámico máximo, se aprecia que no existe una dirección dominante, por lo que se intuye que ésta depende de la excitación, lo anterior demuestra que es preferible el uso de aisladores de sección circular ya que éstos poseen las mismas propiedades en todas las direcciones.

Tabla 8.1 Desplazamientos y cortantes dinámicos máximos para el edificio HGZ-IMSS en base aislada

Sismo	Registro	Dir.	Desplazamiento máximo relativo en azotea (mm)		Desplazamientos máximos de los aisladores		Cortantes Basales (Ton)				$\frac{V_{xe}}{V_{xa}}$	$\frac{V_{ye}}{V_{ya}}$	$\frac{V_{xe}}{W_a}$	$\frac{V_{ye}}{W_a}$
			Δx_{max}	Δy_{max}	Δ_a/Δ_M	θ	Estructura		Aisladores					
							V_{xe}	V_{ye}	V_{xa}	V_{ya}				
19/09/85 (originales)	AZIH	Y-X	3.2	5.8	0.283	31.62	661.1	587.6	763.5	669.4	0.865	0.877	0.108	0.096
	CALE	Y-X	3.0	4.6	0.219	25.71	610.4	481.6	700.1	549.7	0.871	0.876	0.099	0.078
	PARS	Y-X	1.9	4.2	0.097	72.20	381.0	446.3	435.6	511.0	0.874	0.873	0.062	0.073
	UNIO	X-Y	2.6	6.3	0.273	62.34	512.2	668.9	591.1	770.8	0.866	0.867	0.084	0.109
	VILE	Y-X	3.4	4.4	0.268	-11.40	679.9	475.2	780.7	542.6	0.870	0.875	0.111	0.077
25/04/89	SMRZ	Y-X	3.2	4.9	0.434	-38.16	623.9	522.2	715.6	604.7	0.871	0.863	0.101	0.085
21/09/85 (artificiales)	AZIH	X-Y	3.9	4.4	0.607	22.35	797.0	435.7	919.6	505.9	0.866	0.861	0.130	0.071
	PAPN	Y-X	1.9	5.2	0.161	54.95	346.3	510.0	408.3	587.6	0.848	0.867	0.056	0.083
	VILE	X-Y	1.8	5.5	0.156	-80.67	359.5	597.1	412.3	691.2	0.871	0.863	0.058	0.097
25/04/89 (artificiales)	CPDR	Y-X	2.9	6.4	0.605	46.41	600.2	639.5	696.0	755.7	0.862	0.846	0.098	0.104
	MSAS	X-Y	2.4	4.4	0.224	38.79	493.4	483.4	566.8	558.4	0.870	0.865	0.081	0.079
	SMRZ	Y-X	5.1	8.6	1.397	41.25	1036.8	940.7	1200.3	1091.3	0.863	0.861	0.169	0.153
	VIGA	Y-X	3.5	4.0	0.405	19.37	708.75	394.2	821.3	445.13	0.862	0.885	0.115	0.064

VALORES :

$$\Delta_{MÁX} = 20.49 \text{ cm}$$

$$W_a = 7081.4 \text{ ton}$$

Tabla 8.2 Desplazamientos y cortantes dinámicos máximos para el edificio HGZ-IMSS en base aislada, diseño de acuerdo al UBC-97

Sismo	Registro	Dir.	Desplazamiento máximo relativo en azotea (mm)		Desplazamientos máximos de los aisladores		Cortantes Basales (Ton)				$\frac{V_{xe}}{V_{xa}}$	$\frac{V_{ye}}{V_{ya}}$	$\frac{V_{xe}}{W_a}$	$\frac{V_{ye}}{W_a}$
			Δx_{max}	Δy_{max}	Δ_a/Δ_M	θ	Estructura		Aisladores					
							V_{xe}	V_{ye}	V_{xa}	V_{ya}				
19/09/85 (originales)	AZIH	Y-X	2.7	5.4	0.27	39.53	563.16	560.3	650.2	635.2	0.866	0.882	0.092	0.092
	CALE	Y-X	2.8	3.9	0.23	26.13	563.10	408.8	650.7	463.5	0.865	0.882	0.092	0.067
	PARS	Y-X	1.9	3.8	0.11	-18.90	395.8	397.5	457.6	458.7	0.865	0.867	0.065	0.065
	UNIO	X-Y	2.2	5.9	0.25	89.27	451.4	621.2	519.4	721.7	0.869	0.861	0.074	0.102
	VILE	Y-X	2.8	3.7	0.20	-19.48	553.2	401.3	633.4	464.0	0.873	0.865	0.090	0.066
25/04/89	SMR2	Y-X	2.7	4.6	0.43	-41.65	537.7	475.2	623.9	543.0	0.862	0.875	0.088	0.078
21/09/85 (artificiales)	AZIH	X-Y	3.9	3.8	0.79	22.35	815.8	377.6	942.3	434.8	0.866	0.869	0.133	0.062
	PAPN	Y-X	1.7	4.2	0.15	50.42	3310.0	433.2	383.9	489.4	0.862	0.885	0.054	0.071
	VILE	X-Y	1.8	5.2	0.16	-82.74	367.7	560.0	421.4	645.7	0.873	0.867	0.060	0.092
25/04/89 (artificiales)	CPDR	Y-X	2.9	5.3	0.59	41.42	584.1	548.4	672.3	633.6	0.869	0.866	0.095	0.090
	MSAS	X-Y	2.3	4.1	0.25	39.02	450.1	436.7	516.0	496.6	0.872	0.879	0.074	0.071
	SMR2	Y-X	4.5	8.6	1.56	41.76	927.0	930.9	1072.2	1076.5	0.865	0.865	0.152	0.152
	VIGA	Y-X	3.1	3.8	0.32	16.37	623.0	378.6	718.1	437.8	0.868	0.865	0.102	0.062

VALORES :

$$\Delta_{MÁX} = 23.71 \text{ cm}$$

$$W_a = 7081.4 \text{ ton}$$

Tabla 8.3 Desplazamientos y cortantes dinámicos máximos para el edificio EBA en base aislada

Sismo	Registro	Dir.	Desplazamiento máximo relativo en azotea (mm)		Desplazamientos máximos de los aisladores		Cortantes Basales (Ton)				$\frac{V_{xe}}{V_{xo}}$	$\frac{V_{ye}}{V_{yo}}$	$\frac{V_{xe}}{W_a}$	$\frac{V_{ye}}{W_a}$
			Δx_{max}	Δy_{max}	Δ_a/Δ_M	θ	Estructura		Aisladores					
							V_{xe}	V_{ye}	V_{xa}	V_{ya}				
19/09/85 (originales)	AZIH	X-Y	30.5	36.0	0.270	41.13	370.9	437.1	410.7	491.8	0.903	0.888	0.055	0.065
	CALE	X-Y	24.1	36.3	0.304	68.81	307.4	455.7	356.8	525.5	0.861	0.867	0.046	0.068
	PARS	X-Y	13.4	22.2	0.065	65.72	199.7	244.4	222.6	277.7	0.897	0.880	0.029	0.036
	UNIO	X-Y	27.3	49.7	0.243	72.36	349.6	455.0	391.3	497.6	0.893	0.914	0.052	0.068
	VILE	X-Y	21.1	36.7	0.172	-68.53	295.0	426.7	333.5	423.7	0.884	1.007	0.044	0.063
25/04/89	SMR2	X-Y	26.5	59.4	0.386	-46.70	354.7	410.9	434.2	444.1	0.816	0.925	0.053	0.061
21/09/85 (artificiales)	AZIH	Y-X	28.1	46.2	0.885	68.81	308.1	697.0	336.6	771.3	0.915	0.903	0.046	0.103
	PAPN	Y-X	14.0	21.54	0.116	59.13	194.2	322.1	209.3	362.2	0.927	0.889	0.029	0.048
	VILE	Y-X	27.2	30.4	0.157	-1.10	403.8	319.5	461.2	368.7	0.875	0.866	0.060	0.055
25/04/89 (artificiales)	CPDR	Y-X	32.4	22.2	0.553	46.41	432.5	425.6	486.7	477.7	0.888	0.890	0.064	0.063
	MSAS	Y-X	23.4	24.3	0.311	46.85	335.9	408.9	382.7	451.0	0.877	0.910	0.050	0.060
	SMR2	X-Y	54.7	43.7	1.640	44.81	769.2	794.0	889.1	920.4	0.865	0.862	0.114	0.118
	VIGA	Y-X	36.0	13.8	0.337	35.27	436.9	295.8	480.6	326.4	0.909	0.906	0.065	0.044

VALORES :

$$\Delta_{MÁX} = 26.64 \text{ cm}$$

$$W_a = 6729.5 \text{ ton}$$

Tabla 8.4 Desplazamientos y cortantes dinámicos máximos para el edificio EBA en base aislada, diseño de acuerdo al UBC-97

Sismo	Registro	Dir.	Desplazamiento máximo relativo en azotea (mm)		Desplazamientos máximos de los aisladores		Cortantes Basales (Ton)				$\frac{V_{xe}}{V_{xa}}$	$\frac{V_{ye}}{V_{ya}}$	$\frac{V_{xe}}{W_a}$	$\frac{V_{ye}}{W_a}$
			Δx_{max}	Δy_{max}	Δ_a/Δ_M	θ	Estructura		Aisladores					
							V_{xe}	V_{ye}	V_{xa}	V_{ya}				
19/09/85 (originales)	AZIH	X-Y	30.5	30.1	0.27	40.74	362.0	363.1	394.9	408.6	0.917	0.889	0.054	0.054
	CALE	X-Y	23.5	36.5	0.34	60.45	340.7	394.0	393.2	470.3	0.866	0.838	0.051	0.059
	PARS	X-Y	11.0	20.6	0.08	63.66	177.3	226.7	202.0	256.9	0.878	0.882	0.026	0.034
	UNIO	X-Y	22.5	41.8	0.26	68.90	307.5	420.7	341.8	454.8	0.900	0.925	0.046	0.063
	VILE	X-Y	18.4	38.0	0.15	59.71	295.9	330.0	333.9	358.8	0.886	0.920	0.044	0.049
25/04/89	SMR2	X-Y	24.3	52.5	0.33	-42.86	325.4	348.1	391.3	366.4	0.832	0.950	0.048	0.052
21/09/85 (artificiales)	AZIH	Y-X	23.8	37.8	0.81	68.53	265.9	589.5	286.6	667.9	0.928	0.883	0.040	0.088
	PAPN	Y-X	12.7	15.4	0.11	57.98	163.2	241.2	190.4	277.4	0.857	0.870	0.024	0.036
	VILE	Y-X	25.2	28.9	0.18	11.48	382.2	210.5	438.7	238.5	0.871	0.883	0.057	0.031
25/04/89 (artificiales)	CPDR	Y-X	28.5	18.6	0.54	46.98	376.0	378.5	432.8	435.2	0.869	0.870	0.056	0.056
	MSAS	Y-X	20.5	20.4	0.31	49.31	301.3	348.8	334.4	398.8	0.901	0.875	0.045	0.052
	SMR2	X-Y	49.0	34.8	1.66	43.49	681.6	680.0	792.2	791.1	0.860	0.860	0.101	0.101
	VIGA	Y-X	31.1	14.7	0.39	35.24	406.2	276.4	466.6	309.0	0.871	0.894	0.060	0.041

VALORES :

$$\Delta_{MÁX} = 30.80 \text{ cm}$$

$$W_a = 6729.5 \text{ ton}$$

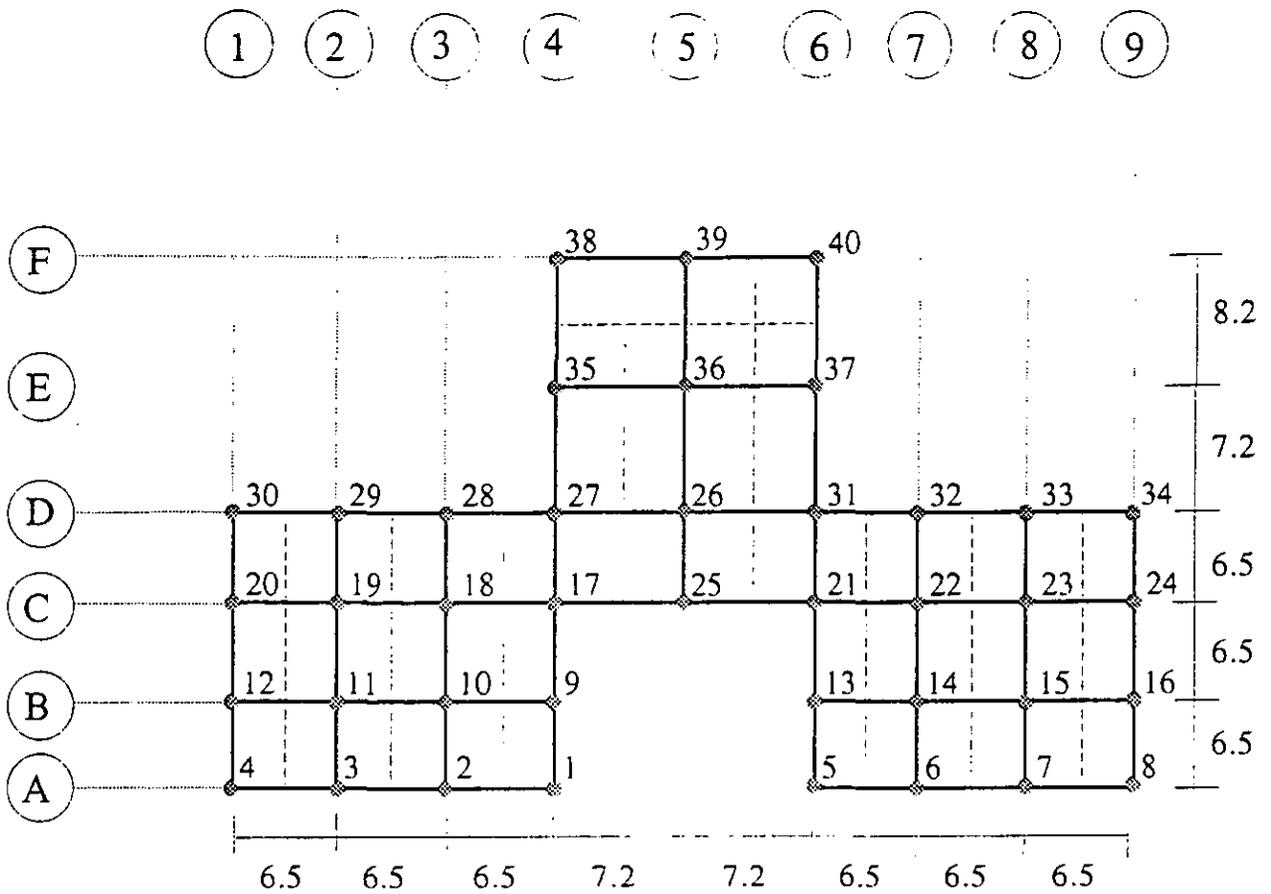


Figura 8.1 Distribución de los aisladores en el edificio HGZ-IMSS

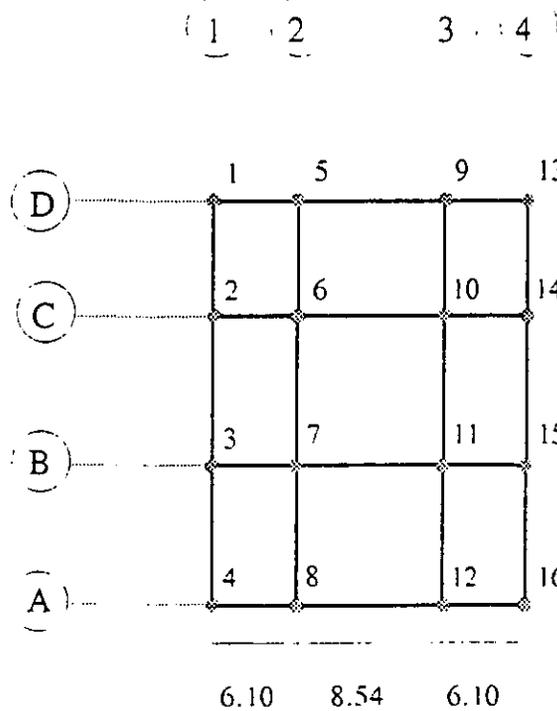


Figura 8.2 Distribución de los aisladores en el edificio EBA

COMPARACIÓN ENTRE DISEÑOS AISLADOS SÍSMICAMENTE CON DISEÑOS EN BASE RÍGIDA

9.1 Introducción

En este capítulo se realizó un análisis comparativo entre el comportamiento de la estructura con base rígida y con base aislada. Los factores que se consideraron para cotejar ambos comportamientos fueron el cortante basal en la superestructura, los desplazamientos relativos máximos de la azotea y las distorsiones de entrepiso. Para obtener dichos parámetros en la estructura con base rígida se realizaron análisis no lineales utilizando el programa 3-DBasis (Nagarajaiah *et al*, 1991) modelando un sistema de aislamiento ficticio con propiedades elásticas con rigidez muy grande en todas las direcciones, de igual forma, se compararon las distorsiones de entrepiso de varias líneas de columnas para evaluar la posible disminución de los efectos torsionantes debido al uso del aislamiento de base, por lo que se seleccionaron columnas ubicadas en dos ejes ortogonales de cada estructura. Finalmente, se comparó el volumen de material obtenido de acuerdo al diseño modal espectral del capítulo 4 con el diseño en base aislada del capítulo 7 de la estructura HGZ-IMSS.

9.2 Comparación de cortantes y desplazamientos en estructuras con base rígida y aislada

En las tablas 9.1 y 9.2 se encuentran los desplazamientos relativos y cortantes dinámicos en ambas direcciones de las dos estructuras considerando tanto el caso de base rígida como el de base aislada. En todos los casos se puede apreciar la bondad del uso del aislamiento sísmico de base, ya que los desplazamientos se reducen notablemente. Por ejemplo, en el más crítico (SMR2 escalados) se redujo un 66% en la dirección Y del edificio HGZ-IMSS mientras que en la dirección Y del EBA se observó una reducción del 86%. En lo relativo a los cortantes se observa que el análisis con los registros escalados de la VIGA se obtuvo un cociente V_{xe}/W del 75.7% en la dirección X de la estructura HGZ-IMSS en base rígida, dicho factor es casi de la misma magnitud que la ordenada espectral elástica del reglamento RCEG-90 para la estructura en base rígida, la cual es del 75%. El cociente V_{xe}/W que se obtuvo con los mismos registros para la estructura con base aislada fue del 11.5%, lo que indica que la reducción del cortante basal fue del 85%. En la otra estructura (EBA) las reducciones fueron menores debido a que su periodo fundamental la ubica en la zona de los espectros de respuesta donde las amplificaciones dinámicas son menores (Ver figuras 5.2 y 5.3). Sin embargo, aún así la reducción fue del 80.5% en la dirección Y, para el análisis más severo (SMR2 escalados).

9.3 Comparación de distorsiones de entrepiso en estructuras con base rígida y aislada

Las distorsiones de entrepiso del edificio HGZ-IMSS se ilustran de la figura 9.1 a la 9.7, mientras que las del edificio EBA, se encuentran contenidas de la figura 9.8 a la 9.16. Como era de esperarse, las mayores distorsiones de ambos edificios se localizaron en la dirección Y, debido a que es la más flexible. En todos los análisis se puede observar que la estructura con aislamiento de base tiene menores distorsiones que las obtenidas en la estructura con base rígida; cabe hacer mención que a mayor nivel de distorsión, mayor es la reducción debido al uso del sistema de aislamiento. Por ejemplo, en el caso del edificio HGZ-IMSS la reducción de la distorsión de entrepiso en la dirección Y del tercer nivel fue de aproximadamente 84% para el análisis con los registros de la estación AZIH escalados, tal como se aprecia en la figura 9.4: por su parte, utilizando los mismos registros se obtuvo una reducción cercana al 50% en la dirección Y del nivel helipuerto del EBA.

El edificio HGZ-IMSS presenta en ambos diseños niveles de distorsión que no exceden del límite propuesto por el RCEG-90 para construcciones con elementos no estructurales ligados a la misma ($\delta = 0.006$), aún en los casos más críticos que fueron los análisis utilizando los acelerogramas escalados de la estación SMR2 (figura 9.6). Esto se debe a que es una estructura muy rígida. Lo anterior es benéfico, ya que no conviene diseñar estructuras irregulares para niveles de distorsión elevados ($\delta = 0.012$) debido a las razones expuestas por Tena-Colunga y Del Valle (1998). El no exceder el límite de distorsión inferior impuesto por el RCEG-90 ($\delta = 0.006$) lleva a pensar que la estructura no abandona el intervalo elástico para el caso de la estructura aislada y que para base rígida, donde la distorsión máxima es del orden 0.4%, la respuesta pudiera ser elástica o ligeramente no lineal, según la experiencia de Tena (1997-a).

El diseño en base rígida del edificio EBA presenta, en algunas estaciones, niveles de distorsión superiores al límite máximo estipulado por el RCEG-90 ($\delta = 0.012$). Un caso notable es el análisis con los acelerogramas originales de la estación SMR2, con los cuales se alcanza una distorsión del 1.3% en el nivel del helipuerto. Sin embargo, los niveles inferiores no exceden del 0.4% (figura 9.10), lo cual demuestra que los cambios súbitos de rigidez de un nivel a otro, aún en azotea, pueden llegar a afectar notoriamente el desempeño del edificio. Otro caso aún más crítico es el análisis con los acelerogramas escalados de la misma estación (SMR2) en los cuales se alcanza una distorsión máxima del 1.4% (figura 9.13) ya no sólo en el último nivel, sino también en el quinto. Sin embargo, esto no implica que sean más uniformes, ya que el primer nivel al tener muros de concreto, presenta una mayor rigidez que los niveles superiores, provocando que el incremento de distorsión sea de alrededor de dieciocho veces. Lo anterior puede traer consigo elevadas demandas de ductilidad en algunos elementos estructurales, las cuales estarían en duda de ser logradas aún con un diseño basado en un criterio dúctil. Esto último, por supuesto, debería ser corroborado con un análisis dinámico no lineal riguroso de la estructura, lo cual sale del objetivo del presente estudio.

En todas las gráficas se aprecia la disminución de las distorsiones debido al uso del sistema de aislamiento, para el edificio EBA queda demostrado que este sistema surge como alternativa para un mejor diseño original o para una eventual reparación.

9.4 Comparación de los niveles de torsión observados en ambos diseños

Como ya se mencionó en la introducción de este capítulo, para poder observar claramente los efectos de la torsión en ambos edificios, se obtuvo la distorsión en todos los niveles de algunas columnas situadas en dos ejes ortogonales seleccionados para tal efecto.

En el caso del edificio HGZ-IMSS, se eligieron las columnas ubicadas en el cruce de los siguientes ejes: C-1, C-5, C-9 y F-5. En la figura 9.15 se aprecia la comparación de las distorsiones para las columnas seleccionadas ubicadas en el eje C. En dicha gráfica se observa que en la dirección X de la estructura la distorsión es la misma para todas las columnas en ambos diseños, mientras que en la dirección Y las distorsión no es la misma en todos los elementos, por lo que se intuye que existe torsión en la dirección mencionada. Sin embargo, se aprecia que en el diseño con base aislada la diferencia entre las distorsiones es menor a la del otro diseño. Por otra parte, las columnas localizadas en el eje 5 (figura 9.16) no presentan torsión en la dirección Y, presentándose dicho efecto en la dirección X, en la cual también se advierte la disminución de la diferencia de distorsiones debido al uso del aislamiento sísmico.

Para el caso del edificio EBA, se eligieron las columnas ubicadas en el cruce de los ejes: A-1, A-2, A-4, B-2 y D-2. En las gráficas 9.17 y 9.18 se observa que al igual que en el caso anterior, no existe torsión en la dirección hacia el cual está orientado el eje común de las columnas. Sin embargo, la torsión observada en la otra dirección es mínima por lo cual en este caso particular no se observa una ventaja adicional en reducir el efecto de la torsión.

9.5 Comparación de volúmenes de material empleado en el diseño del edificio HGZ-IMSS

Para estimar un posible ahorro en el material, tanto concreto como acero, se cuantificó el volumen y peso de cada uno de los dos diseños. Cabe hacer mención que aún antes de cuantificar se sabe que el ahorro en volumen de concreto es nulo, ya que las secciones transversales que se emplearon son las mismas en ambos casos. Sin embargo, la cuantificación se realizó con fines ilustrativos. De igual forma, se sabe que el peso total del acero empleado en las losas es el mismo en ambos casos, ya que la carga vertical en las mismas no se disminuye mediante el uso del aislamiento de base.

El resumen de la cuantificación del volumen de concreto se muestra en la tabla 9.3, mientras que el cálculo del peso del acero se desglosa de la tabla 9.4 a la 9.10 para ambos

diseños. Finalmente, un resumen comparativo de los pesos de acero se encuentra contenido en la tabla 9.11, en la cual se observa que el ahorro total de acero es del 19.48%, lo cual puede llegar a impactar en el costo final y hacer más atractivo el uso del aislamiento, aún cuando en este caso el volumen de concreto sea el mismo, ya que el costo del acero es mayor.

Un factor que influye de manera determinante en ambos diseños, es el considerar dentro de las combinaciones de carga el 75% de la ordenada espectral elástica como aceleración vertical, tanto positiva como negativa: lo anterior suena demasiado conservador debido a que es difícil que se presenten al mismo tiempo las aceleraciones máximas tanto horizontales como verticales (Tena, 1997-a). El diseño conforme al RCEG-90 produce que los armados en las vigas a momento positivo en los extremos y a momento negativo al centro del claro tengan más del 10% de acero de refuerzo que las vigas armadas sin considerar la acción de la componente vertical. por otra parte, en este último caso, el refuerzo a momento negativo en los extremos y a momento positivo en el centro se incrementa alrededor del 1%. Comparando ambos diseños en las columnas se observó que en las tipo 1 se presenta una diferencia del 17%, mientras que en las tipo 2 la desigualdad es del 10%, esto suena lógico ya que el considerar la componente vertical aumentan las descargas en las columnas.

Tabla 9.1 Comparación entre Desplazamientos y Cortantes en Base Rígida y Base Aislada para HGZ - IMSS									
Sismo	Registro	Base Rígida				Base Aislada			
		Desplazamiento máx. relativo azotea (mm)		$\frac{V_{xe}}{W}$	$\frac{V_{ye}}{W}$	Desplazamiento máx. relativo azotea (mm)		$\frac{V_{xe}}{W_a}$	$\frac{V_{ye}}{W_a}$
		Δx_{max}	Δy_{max}			Δx_{max}	Δy_{max}		
19/09/85 (originales)	AZIH	3.8	23.0	0.188	0.320	3.2	5.8	0.108	0.096
	CALE	8.3	12.8	0.204	0.185	3.0	4.6	0.099	0.078
	PARS	3.0	6.24	0.110	0.088	1.9	4.2	0.062	0.073
	UNIO	8.3	22.0	0.239	0.330	2.6	6.3	0.084	0.109
	VILE	6.5	19.0	0.157	0.273	3.4	4.4	0.111	0.077
25/04/89	SMRZ	8.9	9.8	0.236	0.165	3.2	4.9	0.101	0.085
21/09/85 (artificiales)	AZIH	11.1	25.3	0.312	0.343	3.9	4.4	0.130	0.071
	PAPN	5.2	18.5	0.259	0.253	1.9	5.2	0.056	0.083
	VILE	2.2	6.1	0.057	0.093	1.8	5.5	0.058	0.097
25/04/89 (artificiales)	CPDR	5.5	21.5	0.231	0.312	2.9	6.4	0.098	0.104
	MSAS	4.7	14.5	0.213	0.235	2.4	4.4	0.081	0.079
	SMRZ	14.4	25.5	0.407	0.386	5.1	8.6	0.169	0.153
	VIGA	16.5	24.3	0.757	0.368	3.5	4.0	0.115	0.064
$W = 6117.86 \text{ ton}$					$W_a = 7081.4 \text{ ton}$				

Tabla 9.2 Comparación entre Desplazamientos y Cortantes en Base Rígida y Base Aislada para EBA									
Sismo	Registro	Base Rígida				Base Aislada			
		Desplazamiento máx. relativo azotea (mm)		$\frac{V_{xe}}{W}$	$\frac{V_{ye}}{W}$	Desplazamiento máx. relativo azotea (mm)		$\frac{V_{xe}}{W_a}$	$\frac{V_{ye}}{W_a}$
		Δx_{max}	Δy_{max}			Δx_{max}	Δy_{max}		
19/09/85	AZIH	69.4	53.7	0.175	0.135	30.5	36.0	0.055	0.065
	CALE	46.2	102.7	0.089	0.157	24.1	36.3	0.046	0.068
	PARS	15.4	24.3	0.033	0.048	13.4	22.2	0.029	0.036
	UNIO	68.3	117.0	0.129	0.193	27.3	49.7	0.052	0.068
	VILE	35.0	90.1	0.066	0.131	21.1	36.7	0.044	0.063
25/04/89	SMRZ	45.7	1102.0	0.101	0.126	26.5	59.4	0.053	0.061
21/09/85	AZIH	123.0	229.0	0.263	0.443	28.1	46.2	0.046	0.103
	PAPN	39.2	67.1	0.089	0.143	14.0	21.5	0.029	0.048
	VILE	47.1	43.5	0.116	0.047	27.2	30.4	0.060	0.055
25/04/89	CPDR	125.0	136.0	0.279	0.272	32.4	22.2	0.064	0.063
	MSAS	50.0	61.4	0.112	0.163	23.4	24.3	0.050	0.060
	SMRZ	188.0	302.6	0.410	0.608	54.7	43.7	0.114	0.118
	VIGA	143.3	120.2	0.318	0.258	36.0	13.8	0.065	0.044
$W = 5766.42 \text{ ton}$					$W_a = 6729.95 \text{ ton}$				

Elemento estructural	Volumen de Concreto (m ³)
Vigas principales	903.48
Vigas secundarias	145.44
Columnas	385.00
Muros estructurales	48.26
Losas de entrepiso	583.42
Total	2066.00

Viga Tipo	Entre eje	Flexión			Corte		No. de Traves	No. de pisos	Total
		Peso Var #6	Peso Var #8	Subtotal	Peso Var #3	Subtotal			
TP-1	1 v 4	0.32	0.80	1.12	0.23	1.33	4	4	21.54
TP-2	1 v 4	0.16	0.74	0.91	0.23	1.15	4	4	18.20
TP-3	4 v 6	0.00	0.53	0.53	0.11	0.61	1	4	2.55
TP-4	4 v 6	0.02	0.41	0.43	0.11	0.54	2	4	4.31
TP-5	4 v 6	0.00	0.35	0.35	0.06	0.40	1	4	1.62
TP-6	A v D	0.55	0.80	1.35	0.23	1.58	4	4	25.25
TP-7	A v D	0.38	0.82	1.20	0.19	1.39	4	4	22.18
TP-8	D v F	0.21	0.63	0.84	0.15	0.99	2	4	7.91
TP-9	C v F	0.41	1.09	1.49	0.28	1.77	1	4	7.09
TP-10	1 v 4	0.45	0.00	0.45	0.06	0.56	11	1	6.19
TP-11	4 v 6	0.34	0.00	0.34	0.06	0.39	1	1	0.39
TP-12	A v D	0.09	0.32	0.41	0.10	0.52	8	1	4.14
TP-13	D v F	0.12	0.31	0.43	0.08	0.51	2	1	1.02
TP-14	C v F	0.11	0.58	0.69	0.14	0.83	1	1	0.83
TS-1	A v D	0.26	0.00	0.26	0.07	0.33	6	4	8.00
TS-1	C v F	0.29	0.00	0.29	0.08	0.37	2	4	3.00
TS-2	A v D	0.17	0.00	0.17	0.07	0.25	6	1	1.48
TS-2	C v F	0.20	0.00	0.20	0.08	0.28	2	1	0.55
TS-2	4 v 6	0.06	0.00	0.06	0.05	0.12	1	5	0.59
Total									136.84

Tabla 9.5 Cálculo del peso del acero de refuerzo en columnas

Columna Tipo	Flexión	Corte	No. de Columnas	No. de pisos	Peso Subtotal
	Peso Var # 8	Peso Var # 3			
CT -1	0.44	0.132	44	2	46.16
CT -2	0.28	0.069	44	3	41.65
Gran Total					87.81

Tabla 9.6 Cálculo del peso del acero de refuerzo en losas

Franja	Ancho de panel	Peso Var #3	No. de franjas	No. de pisos	Peso Subtotal
A - A'	6.00	0.034	9	5	2.41
B - B'	6.00	0.034	9	5	2.41
C - C'	6.00	0.034	9	5	2.41
C - C'	6.00	0.012	9	5	0.69
D - D'	6.70	0.012	11	5	1.15
E - E'	7.70	0.006	11	5	0.57
F - F'	6.00	0.034	9	5	2.41
G - G'	6.00	0.034	9	5	2.41
H - H'	6.00	0.034	9	5	2.41
I - I'	6.70	0.031	10	5	2.65
Gran Total					19.53

Tabla 9.7 Cálculo del peso del acero de refuerzo en los muros estructurales

Muro tipo	Corte		No. de niveles	Peso Subtotal
	Refuerzo Horizontal Peso Var # 3	Refuerzo Vertical Peso Var # 3		
MT - 1	0.51	0.30	3	2.45
MT - 2	0.32	0.20	2	1.05
Gran Total				3.50

Tabla 9.8 Cálculo del peso del acero en traves tipo
Diseño con aislamiento de base

Viga Tipo	Entre eje	Flexión			Corte		No. de Traves	No. de pisos	Total
		Peso Var #6	Peso Var #8	Subtotal	Peso Var #3	Subtotal			
TP-1	1 y 4	0.18	0.74	0.92	0.30	1.23	4	3	14.70
TP-2	1 y 4	0.11	0.64	0.75	0.30	1.05	4	3	12.65
TP-3	4 y 6	0.00	0.41	0.41	0.15	0.56	1	3	1.68
TP-4	4 y 6	0.00	0.40	0.40	0.17	0.57	2	3	3.43
TP-5	4 y 6	0.00	0.35	0.35	0.06	0.40	1	3	1.21
TP-6	A y D	0.51	0.80	1.31	0.31	1.62	4	3	19.43
TP-7	A y D	0.14	0.82	0.97	0.25	1.22	4	3	14.62
TP-8	D y F	0.14	0.56	0.71	0.17	0.88	2	3	5.25
TP-9	C y F	0.18	0.71	0.89	0.34	1.22	1	3	3.67
TP-10	1 y 4	0.07	0.55	0.62	0.20	0.82	11	2	18.05
TP-11	4 y 6	0.00	0.37	0.37	0.06	0.42	1	2	0.84
TP-12	A y D	0.00	0.57	0.57	0.20	0.77	8	2	6.15
TP-13	D y F	0.04	0.36	0.40	0.15	0.54	2	2	2.17
TP-14	C y F	0.11	0.62	0.72	0.28	1.00	1	2	2.01
TP-15	A y D	0.07	0.58	0.65	0.20	0.85	4	2	6.76
TS-1	A y D	0.26	0.00	0.26	0.07	0.33	6	4	6.00
TS-1	C y F	0.29	0.00	0.29	0.08	0.37	2	4	2.25
TS-2	A y D	0.17	0.00	0.17	0.07	0.25	6	1	1.48
TS-2	C y F	0.20	0.00	0.20	0.08	0.28	2	1	0.55
TS-2	4 y 6	0.06	0.00	0.06	0.05	0.12	1	5	0.59
Total									116.73

Tabla 9.9 Cálculo del peso del acero de refuerzo en columnas
Diseño con aislamiento de base

Columna Tipo	Flexión	Corte	No. de Columnas	No. de pisos	Peso Subtotal
	Peso Var # 8	Peso Var # 3			
CT -1	0.33	0.099	40	2	34.62
CT -2	0.22	0.052	40	3	32.91
Gran Total					67.53

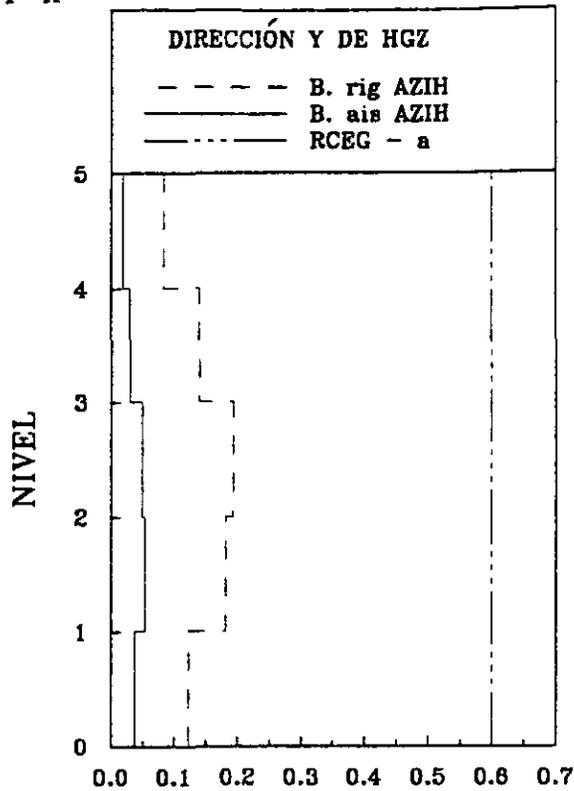
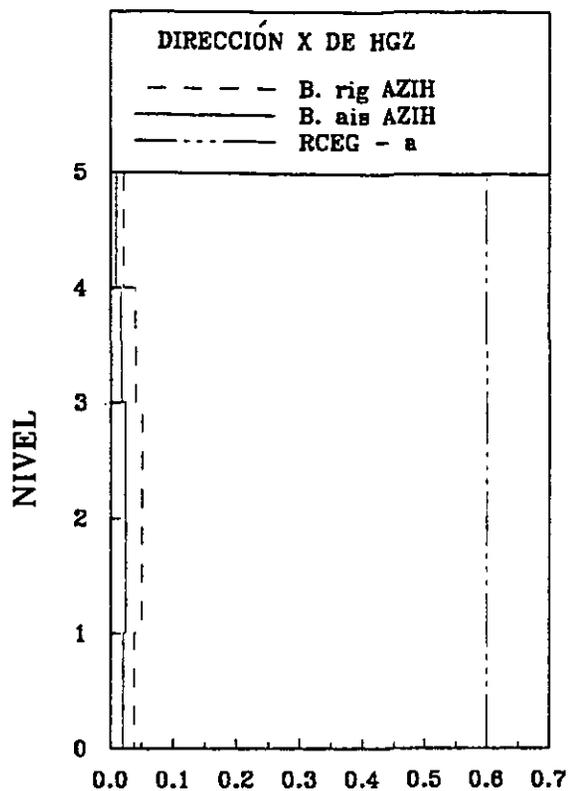
**Tabla 9.10 Cálculo del peso del acero de refuerzo en los muros
Diseño con aislamiento de base**

Muro tipo	Corte		No. de niveles	Peso Subtotal
	Refuerzo Horizontal Peso Var # 3	Refuerzo Vertical Peso Var # 3		
MT - 1	0.51	0.31	3	2.45
MT - 2	0.32	0.20	2	1.05
Gran Total				3.50

Tabla 9.11 Comparación del peso total del acero de refuerzo en ambos diseños

Tipo de diseño	Trabes (ton)	Columnas (ton)	Losas (ton)	Muros (ton)	Peso Total (ton)
Con base rígida	136.84	87.81	19.53	3.50	247.68
Con base aislada	116.73	67.53	19.53	3.50	207.29
Ahorro (%)	17.23	30.03	0.0	0.0	19.48

SISMO Y-X



SISMO Y-X

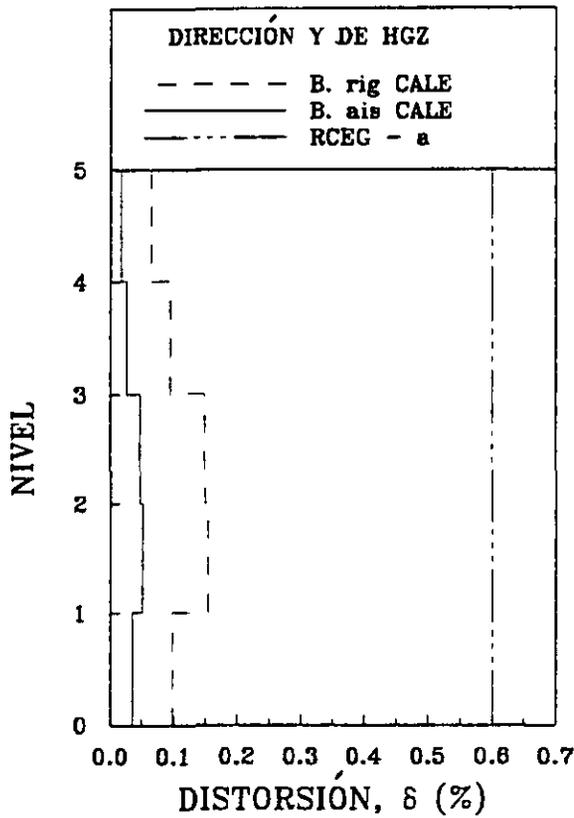
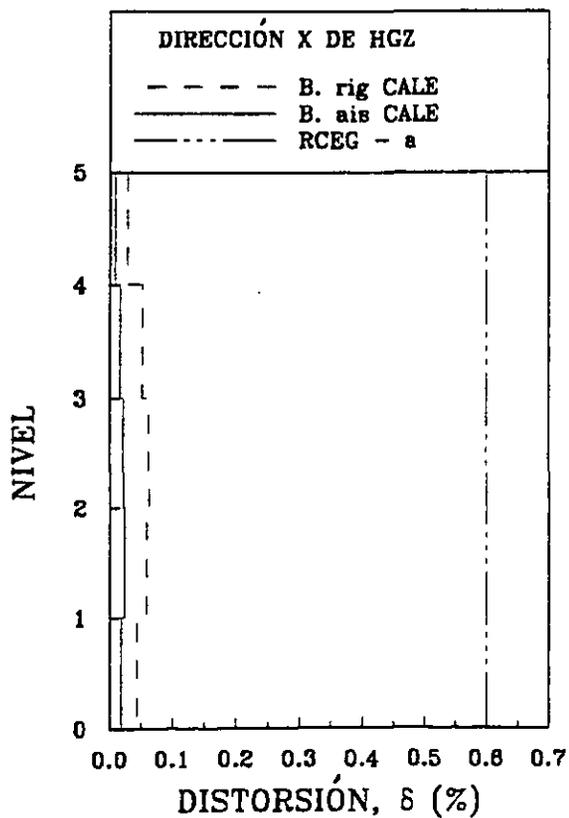
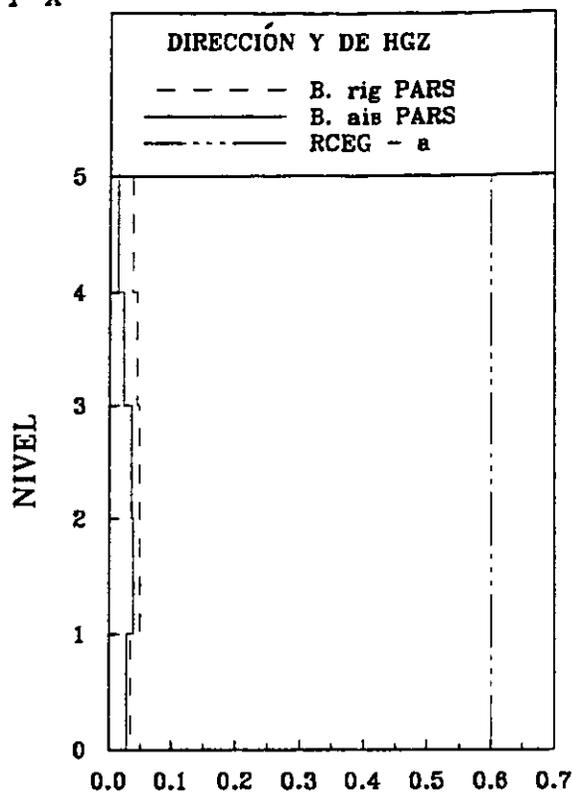
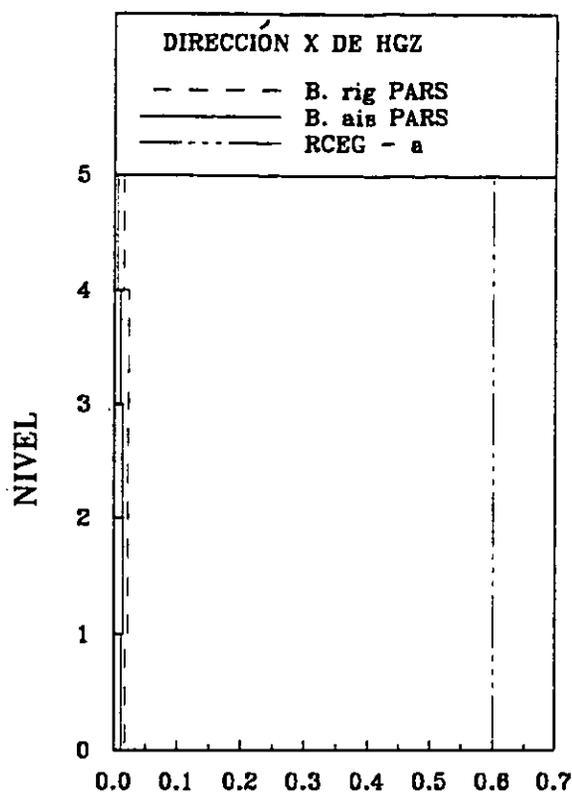


Figura 9.1 Distorsiones en el Edificio HGZ

SISMO Y-X



SISMO X-Y

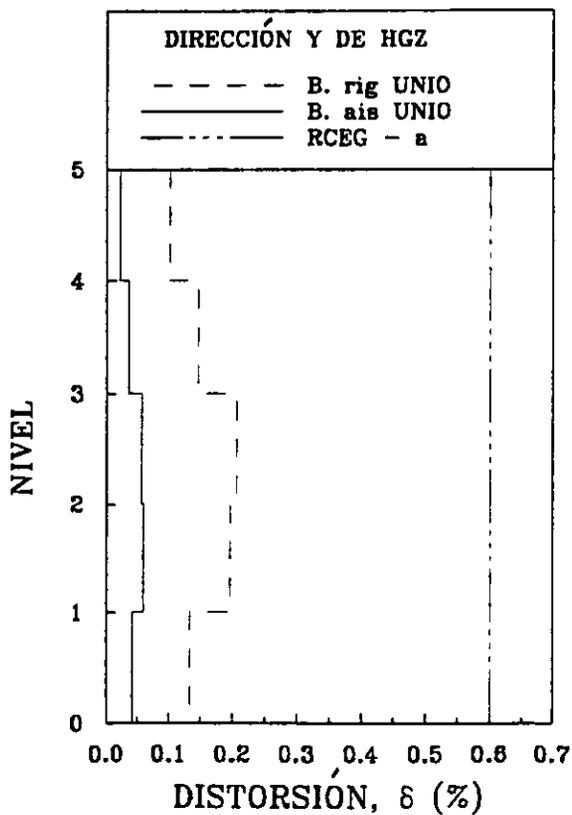
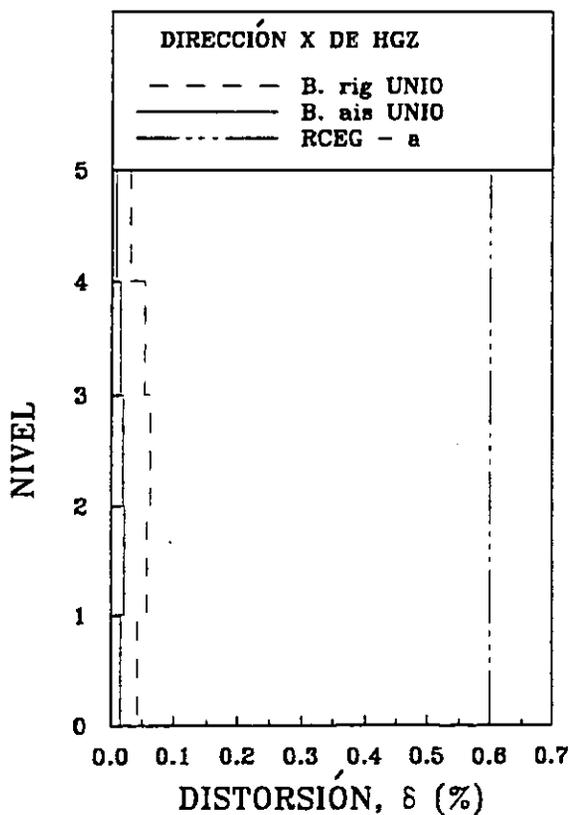
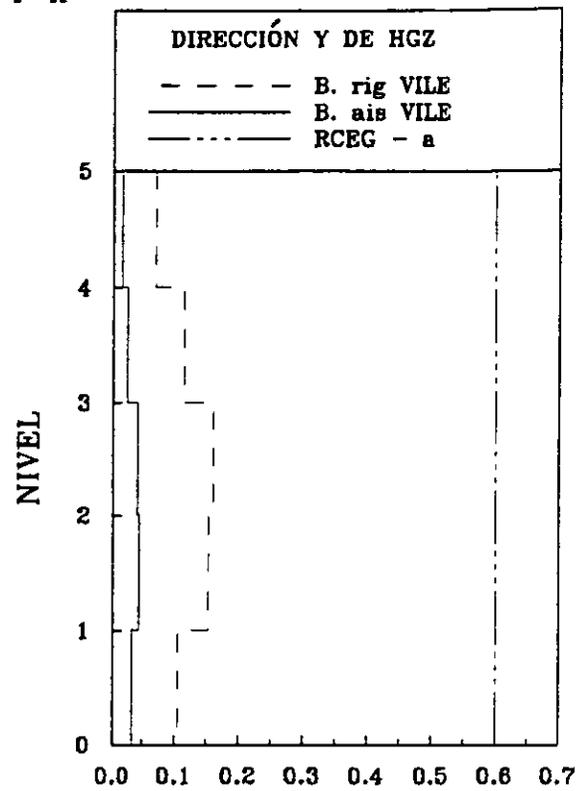
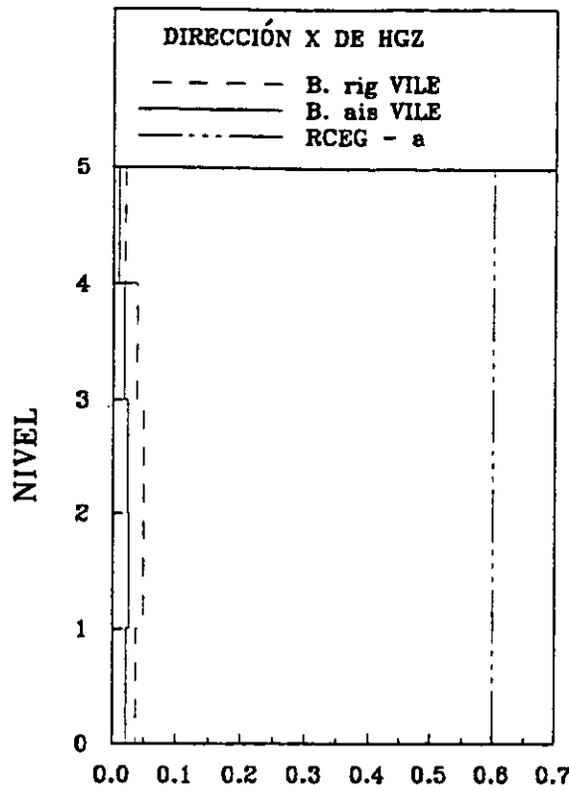


Figura 9.2 Distorsiones en el Edificio HGZ

SISMO Y-X



SISMO Y-X

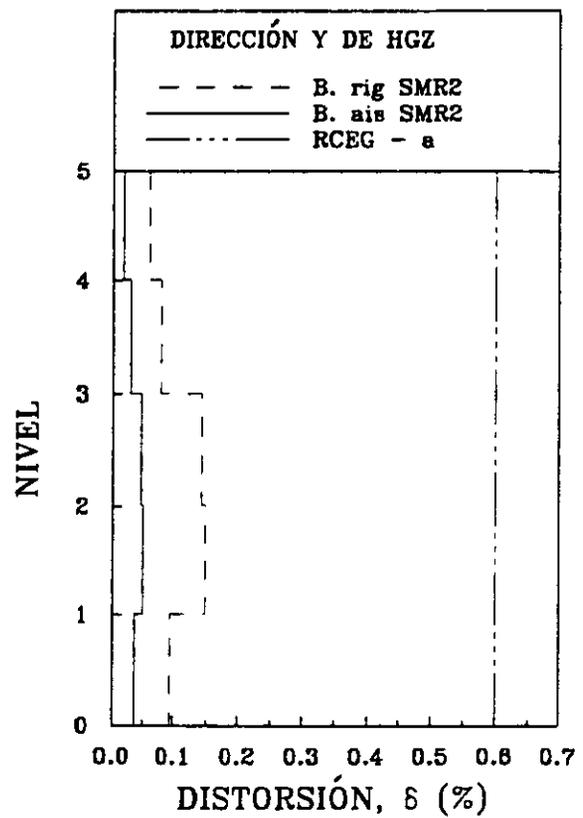
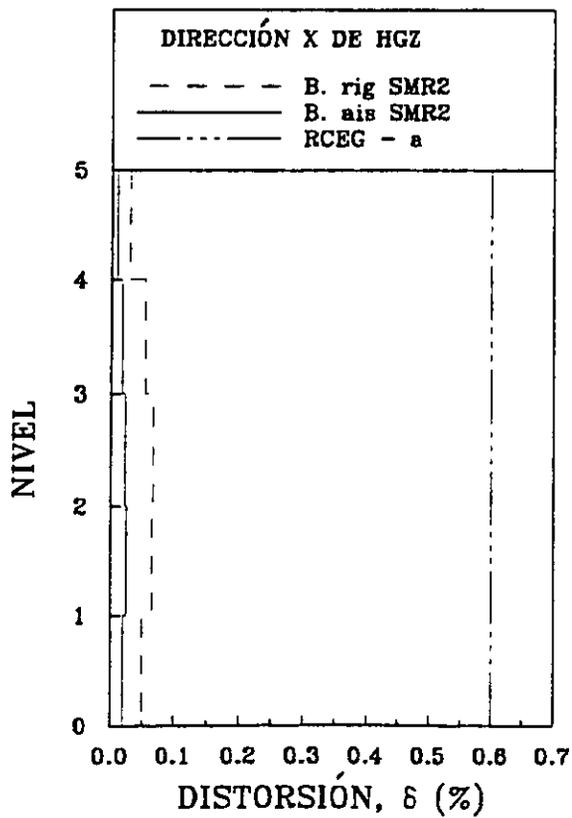
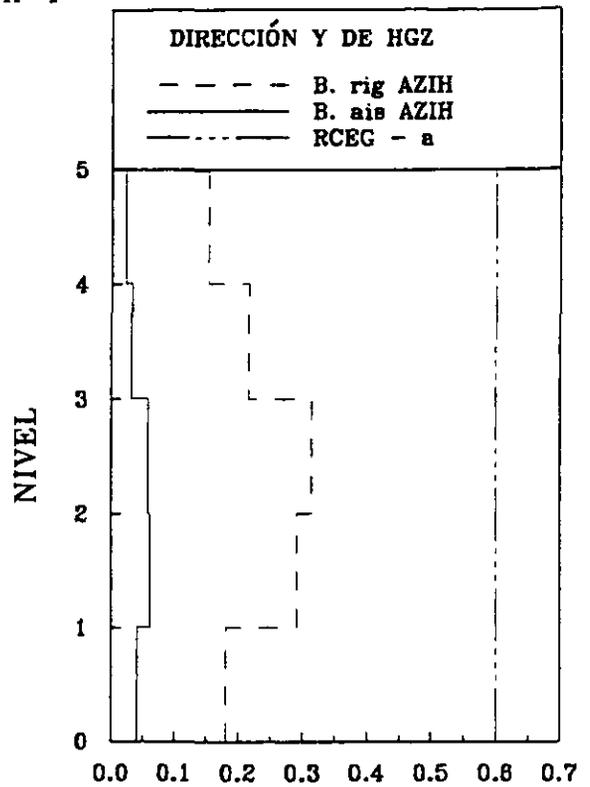
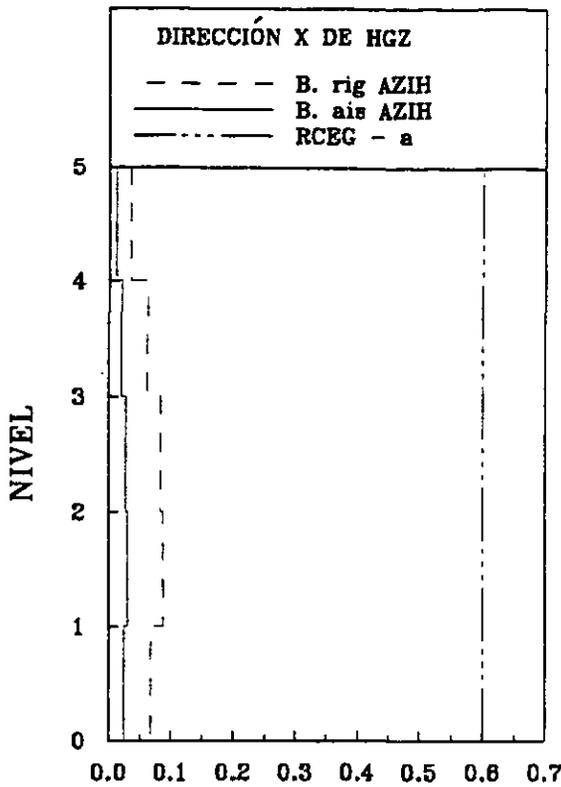


Figura 9.3 Distorsiones en el Edificio HGZ

SISMO X-Y



SISMO Y-X

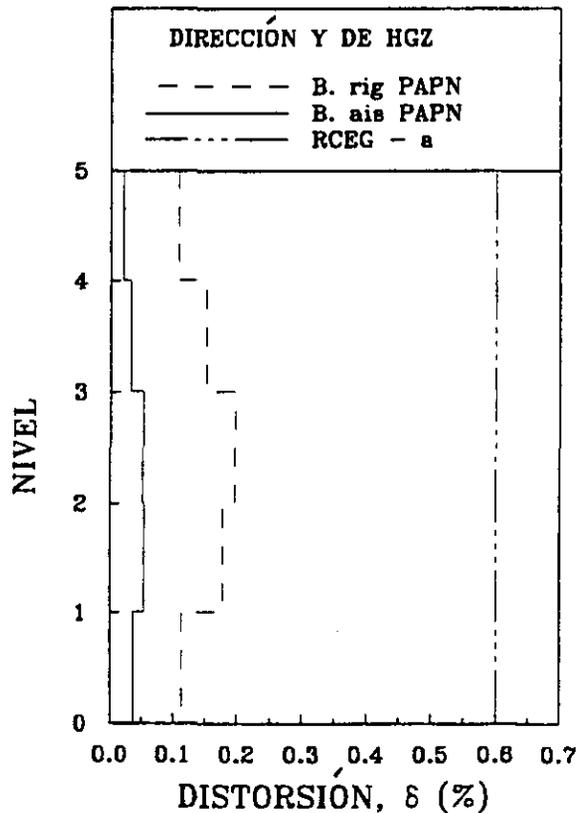
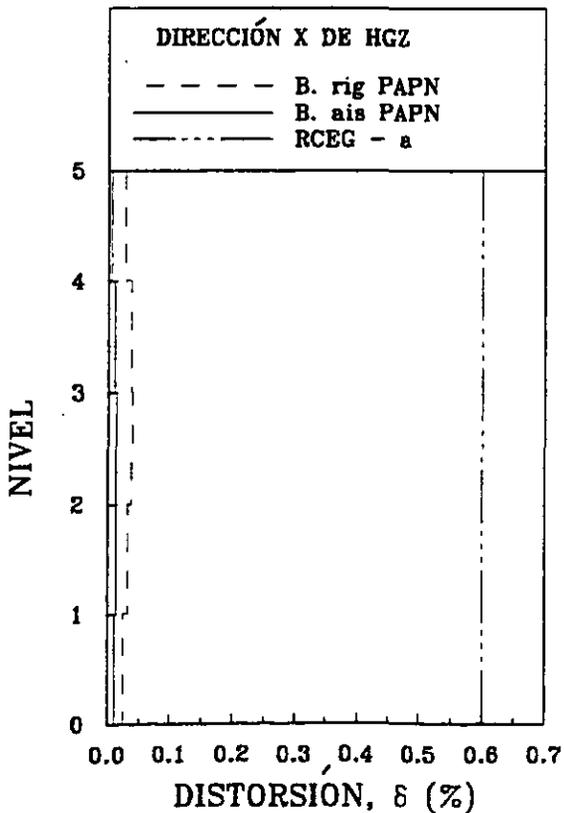
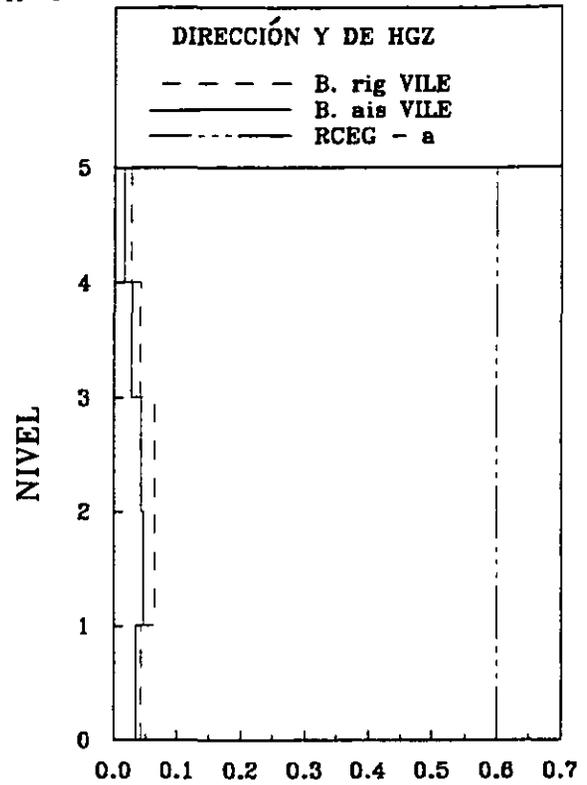
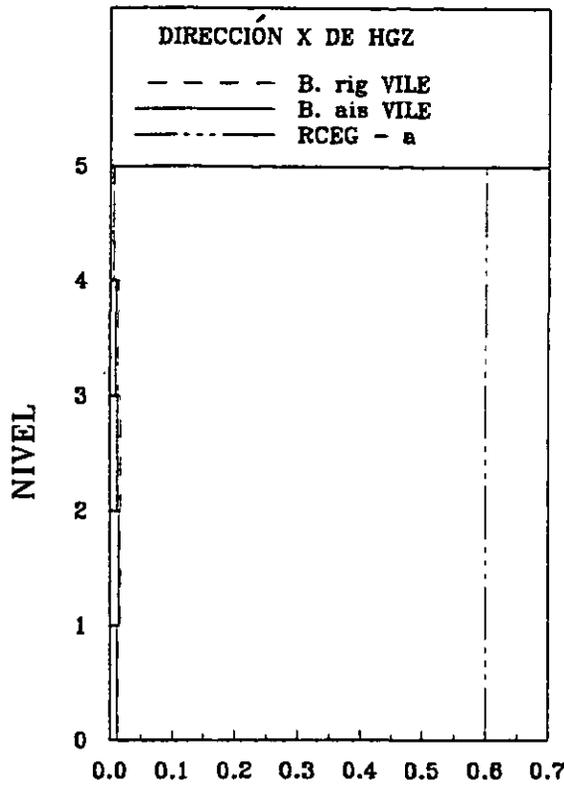


Figura 9.4 Distorsiones en el Edificio HGZ ante acelerogramas escalados

SISMO X-Y



SISMO Y-X

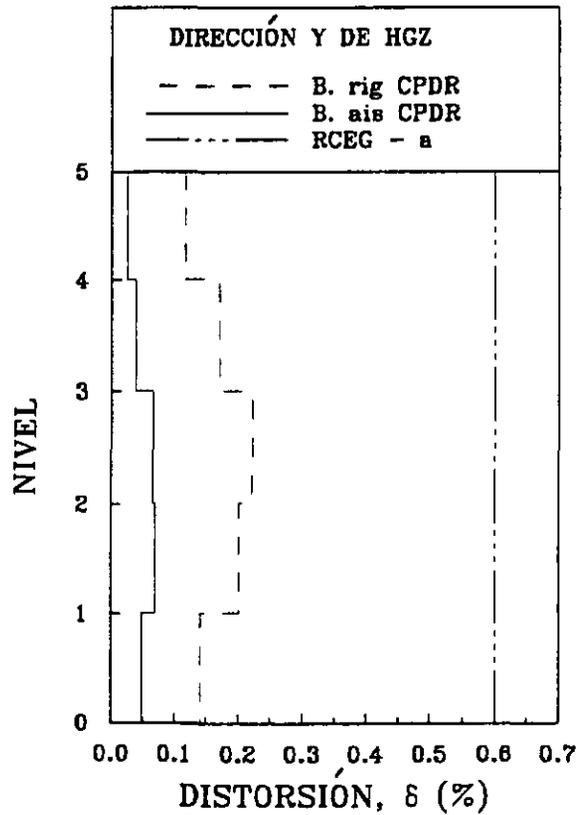
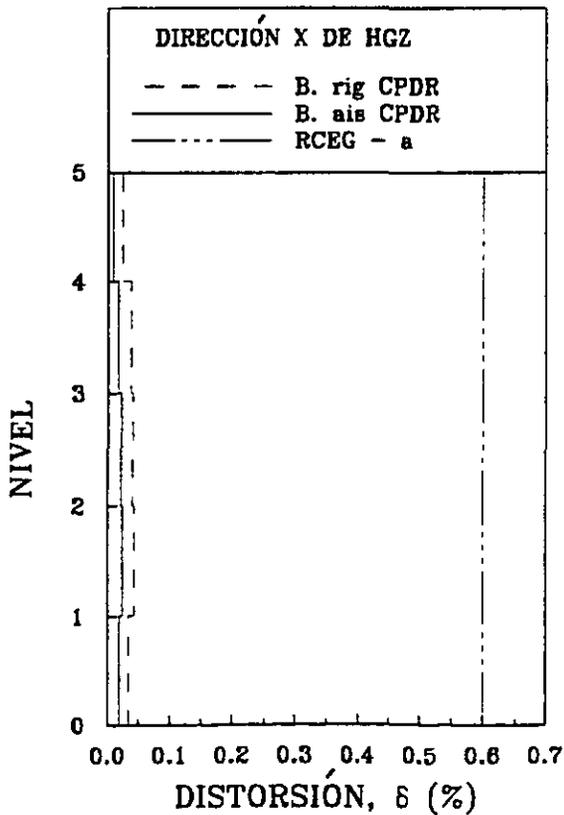
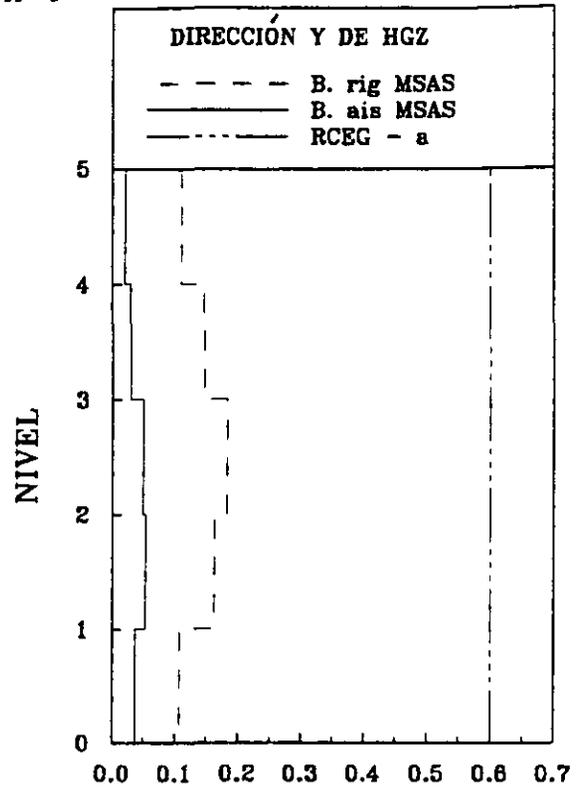
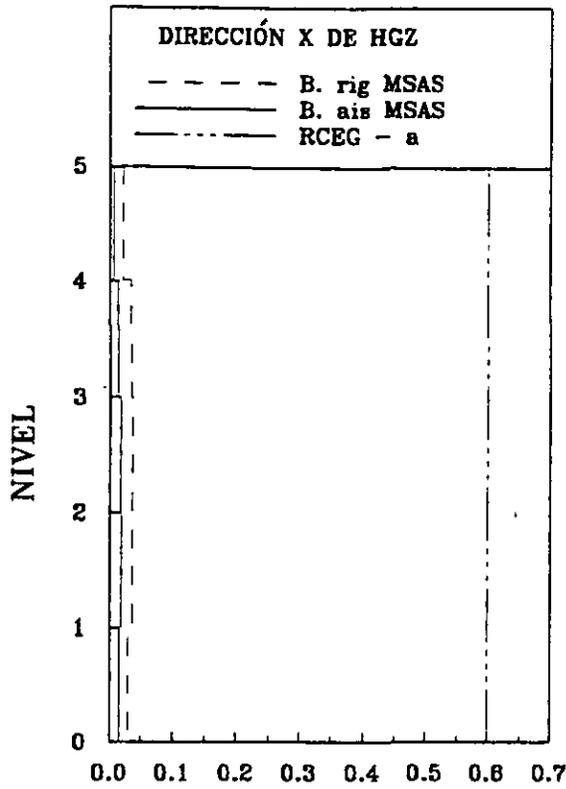


Figura 9.5 Distorsiones en el Edificio HGZ ante acelerogramas escalados

SISMO X-Y



SISMO Y-X

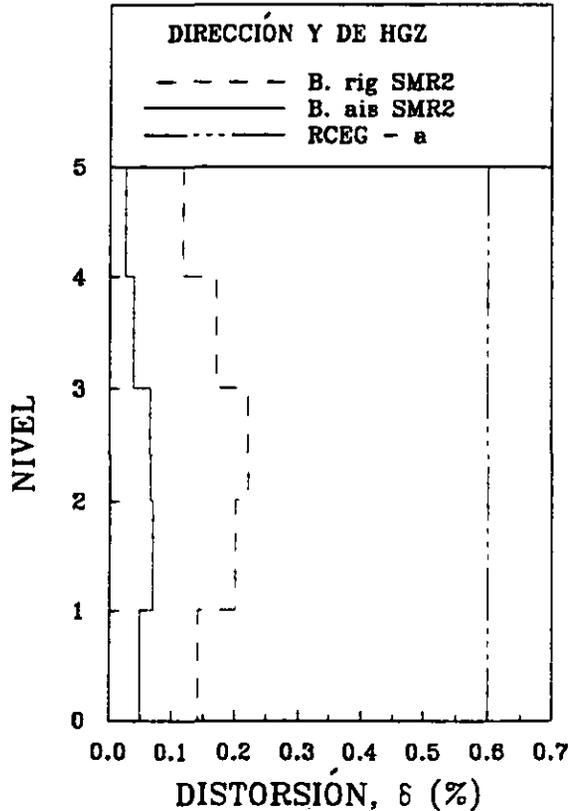
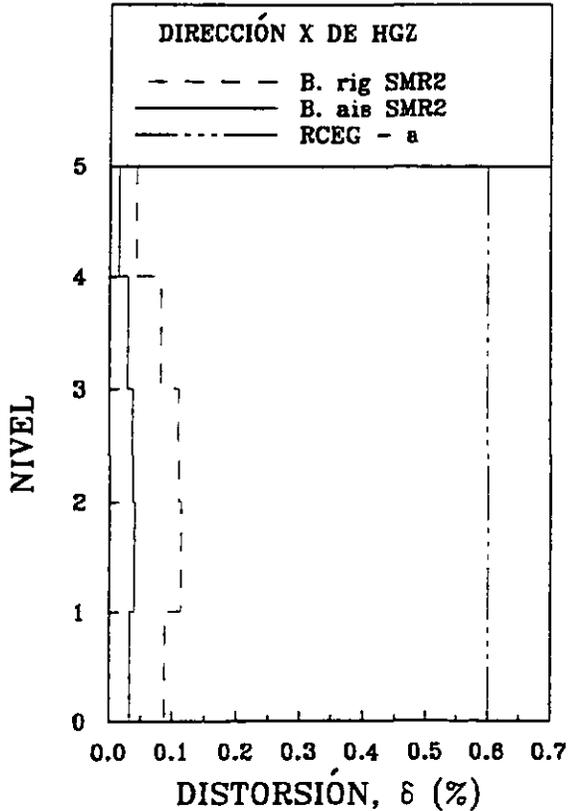


Figura 9.6 Distorsiones en el Edificio HGZ ante acelerogramas escalados

SISMO Y-X

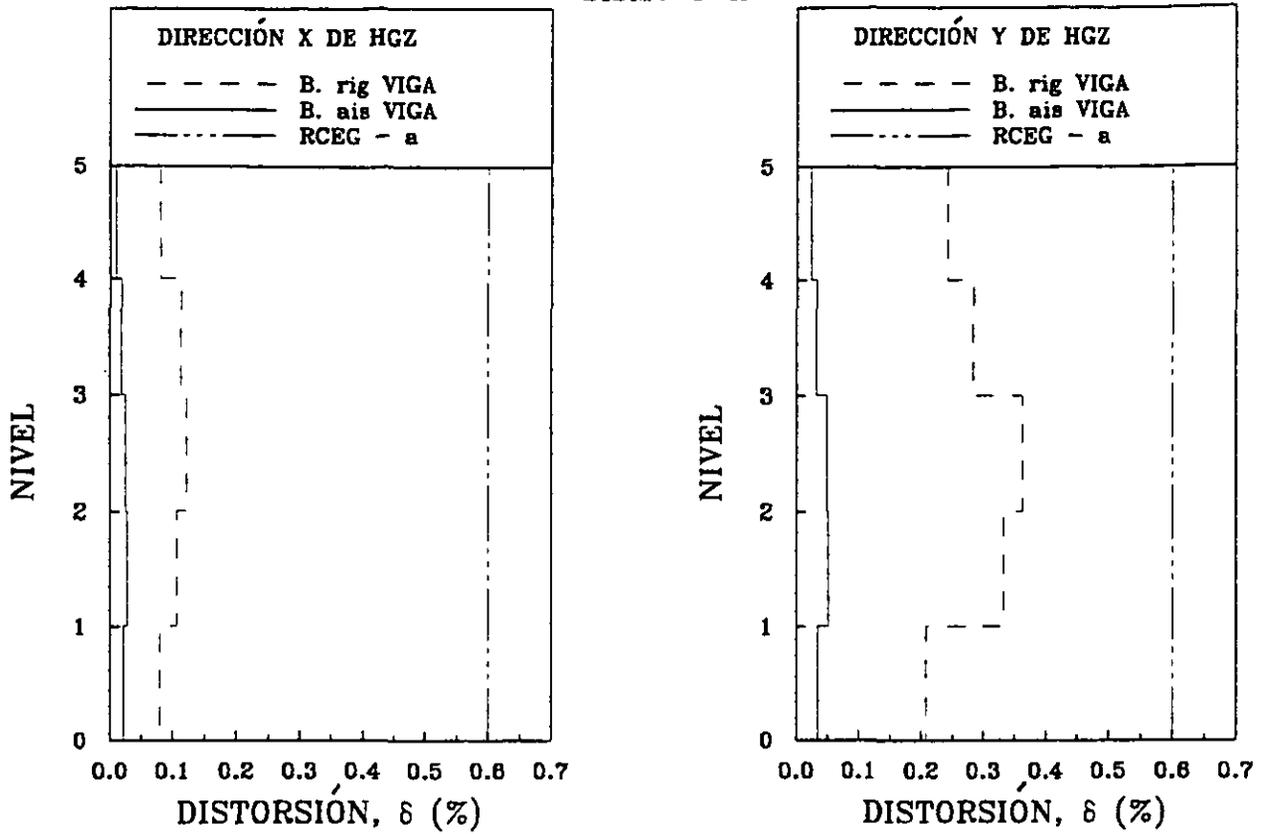
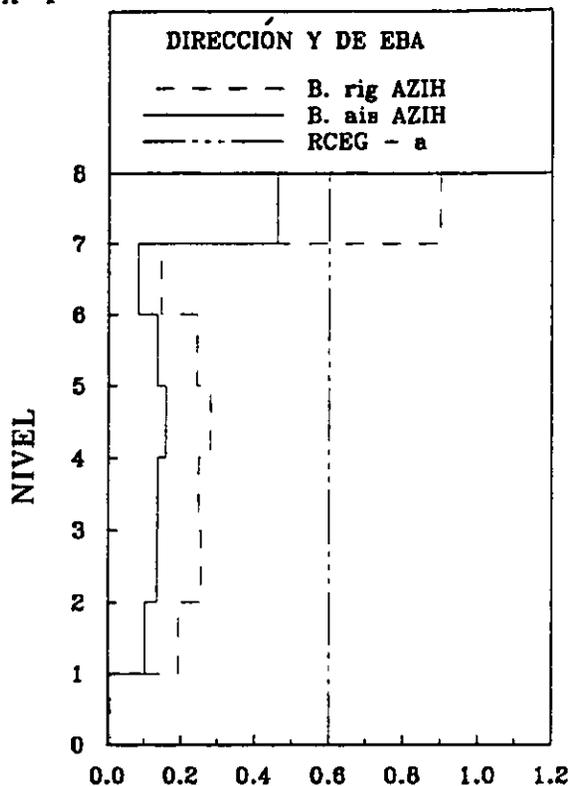
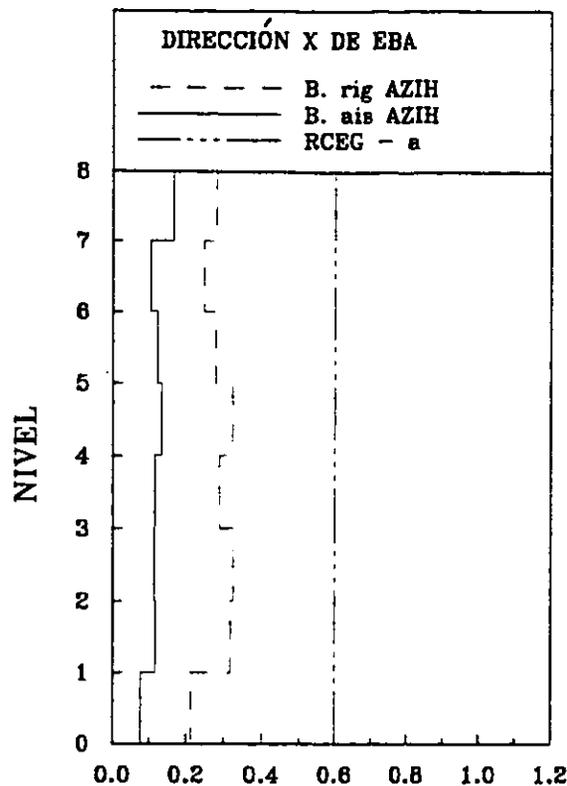


Figura 9.7 Distorsiones en el Edificio HGZ ante acelerograma escalado

SISMO X-Y



SISMO X-Y

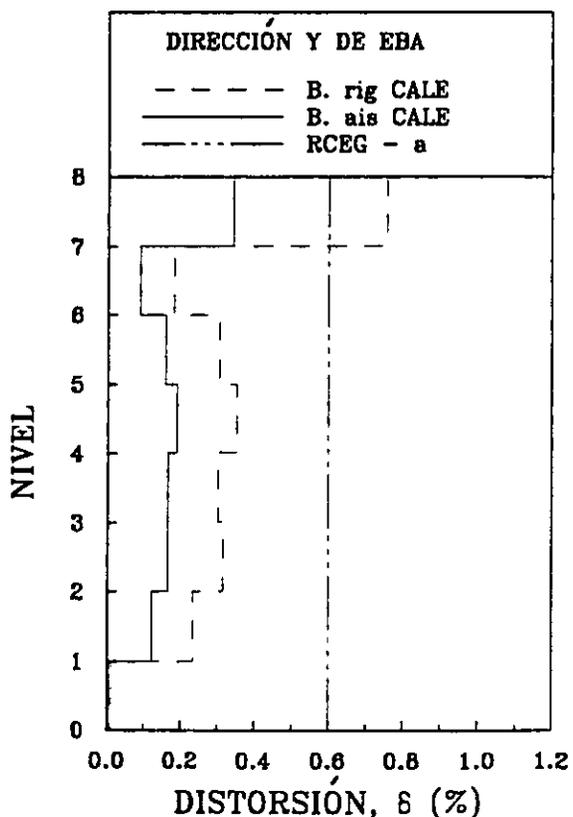
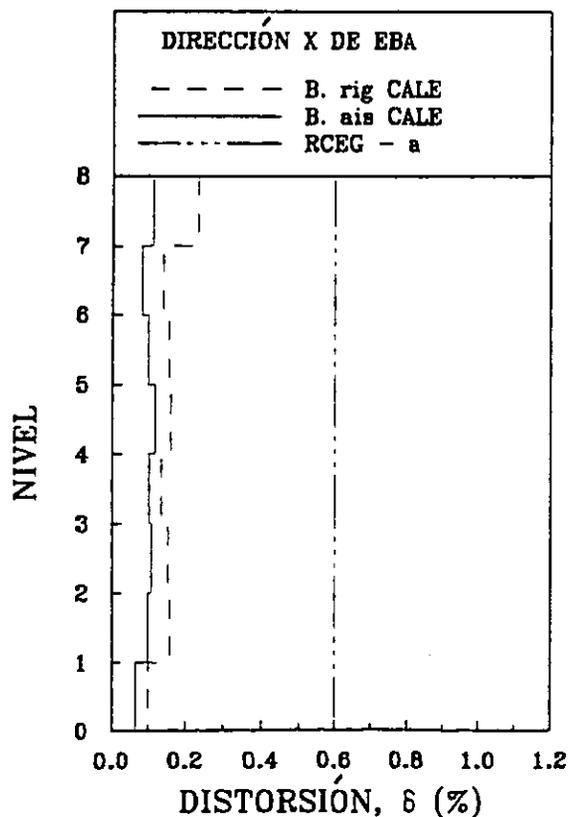
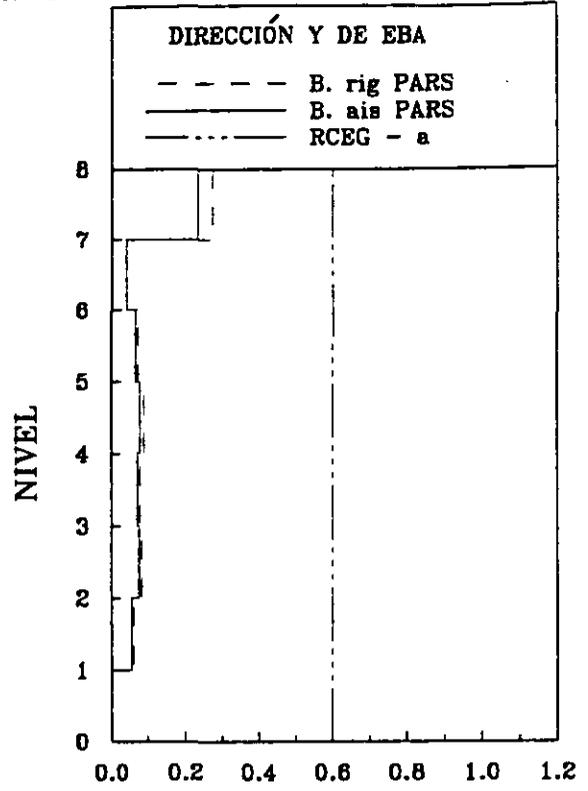
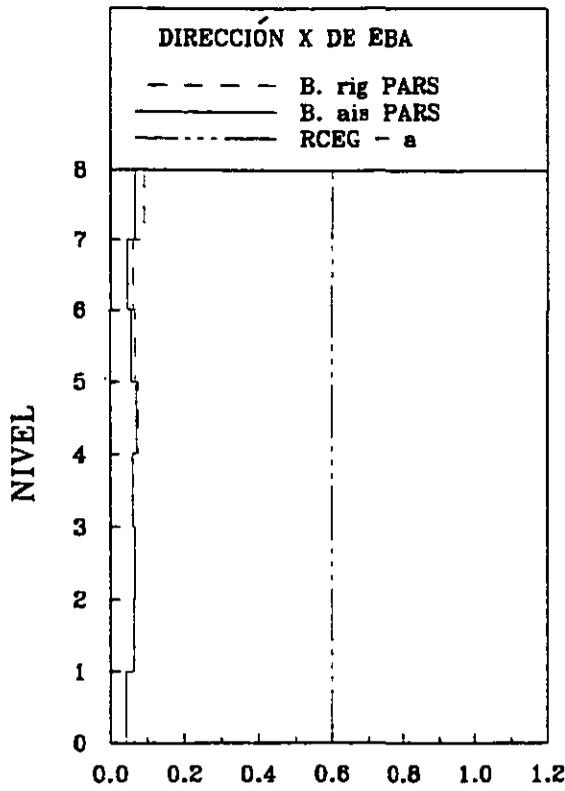


Figura 9.8 Distorsiones en el Edificio EBA

SISMO X-Y



SISMO X-Y

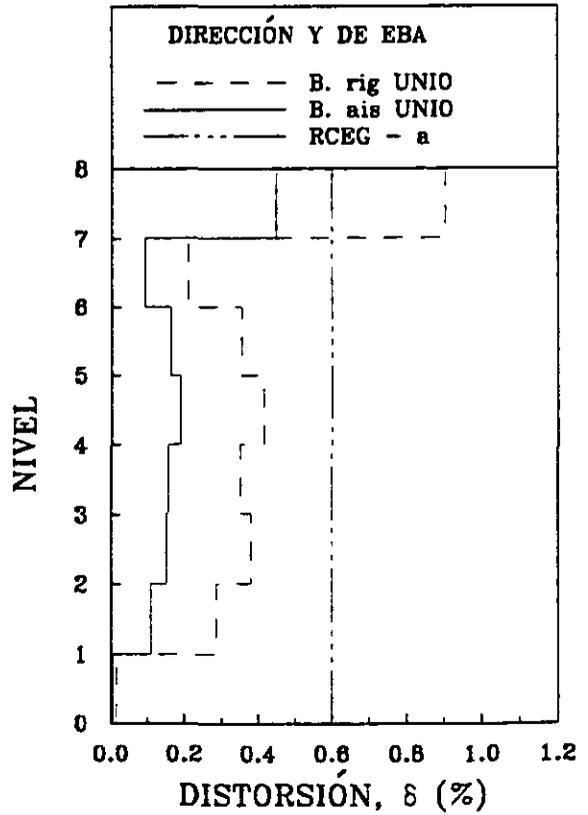
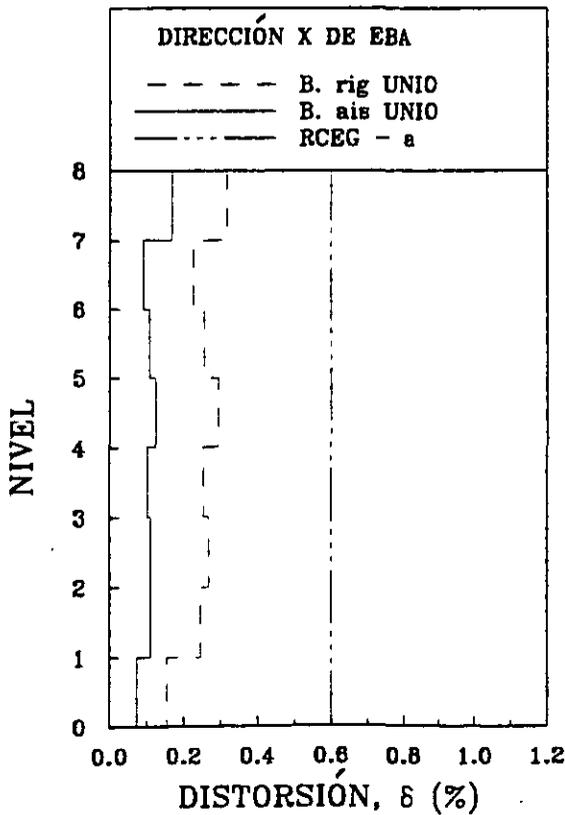
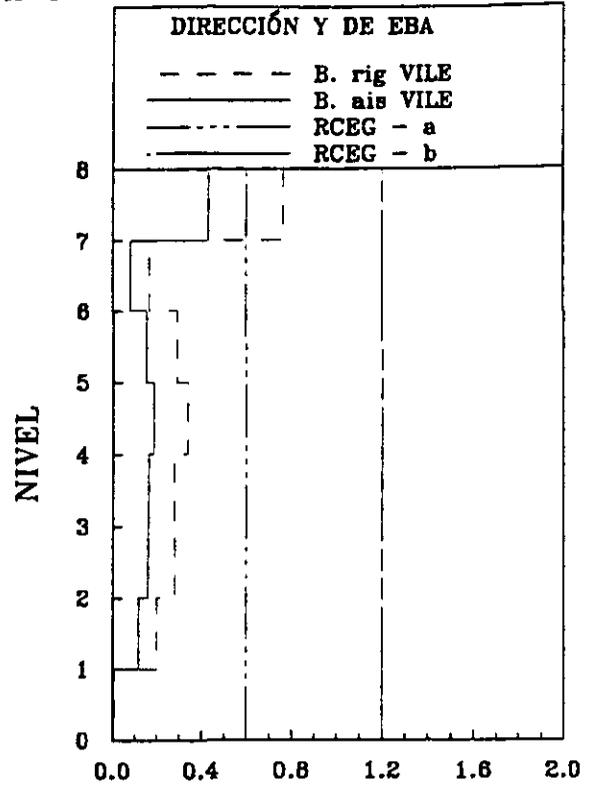
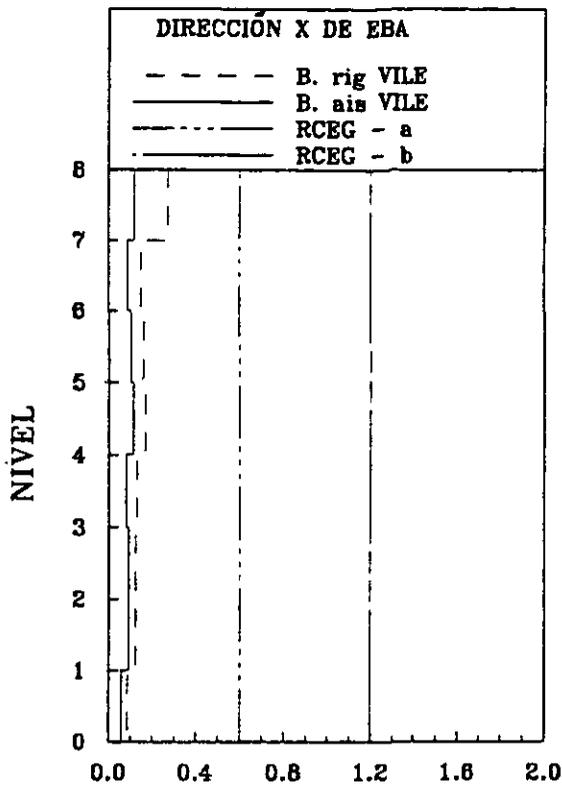


Figura 9.9 Distorsiones en el Edificio EBA

SISMO X-Y



SISMO X-Y

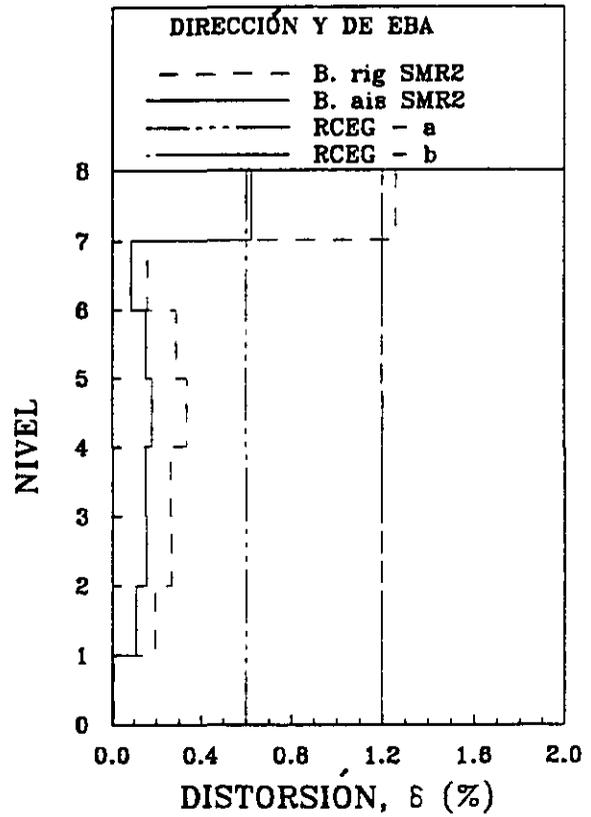
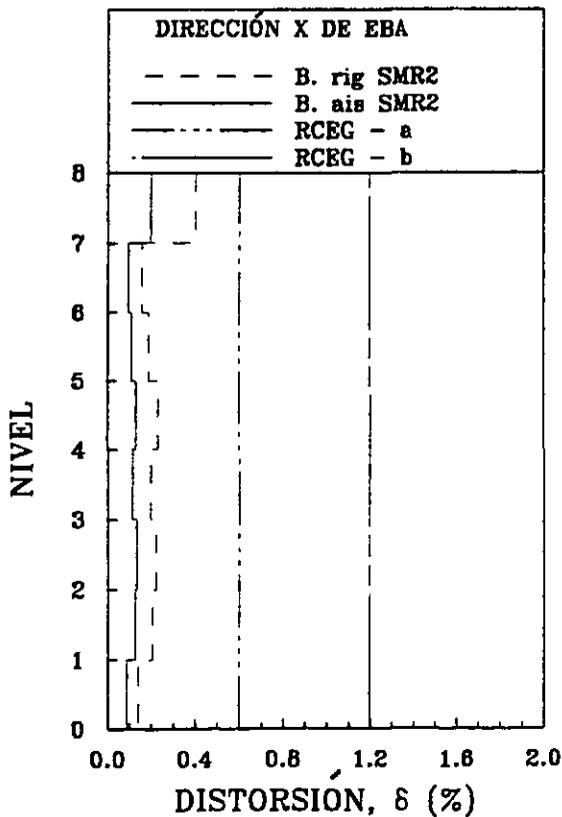
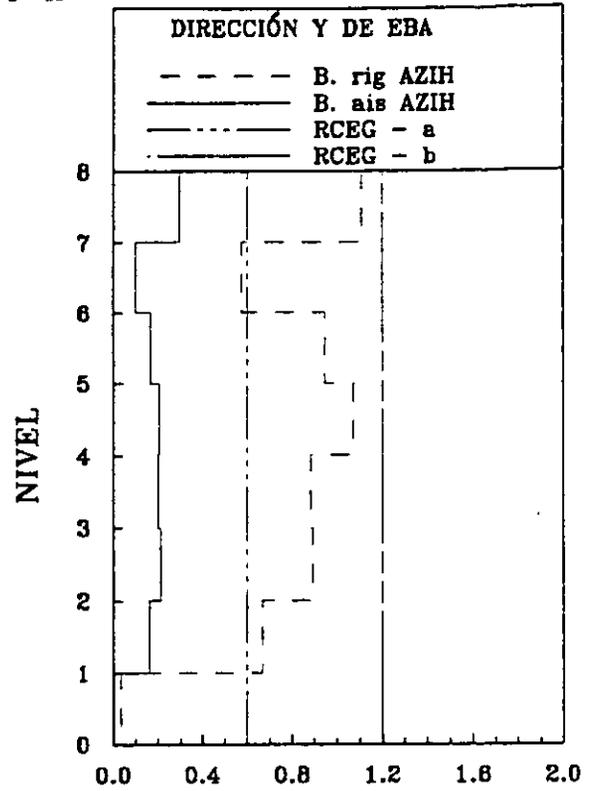
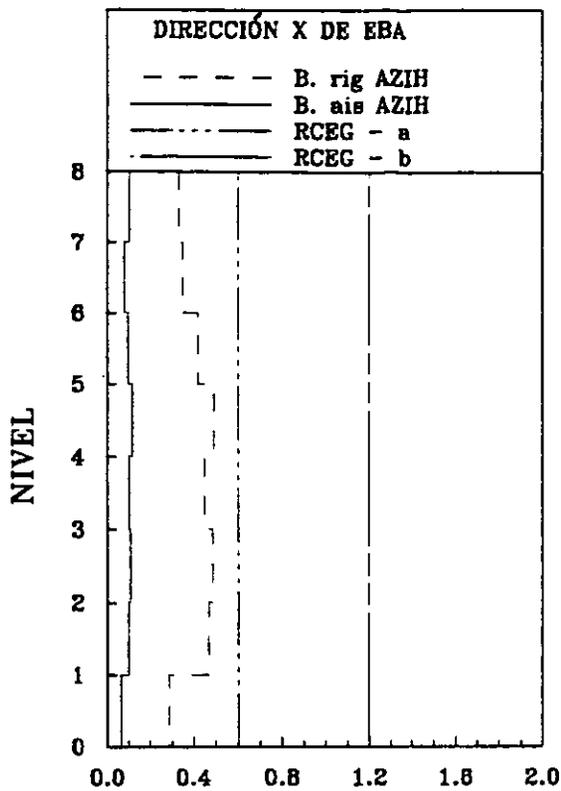


Figura 9.10 Distorsiones en el Edificio EBA

SISMO Y-X



SISMO Y-X

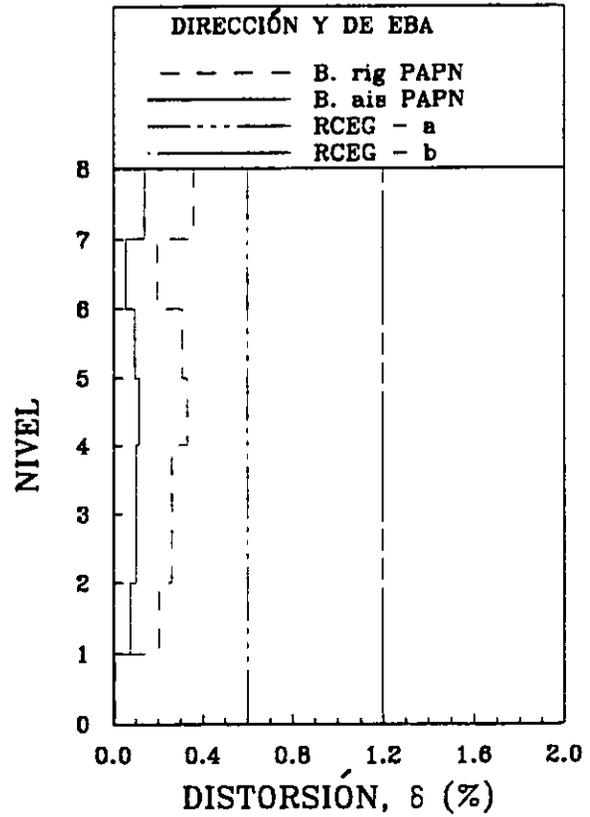
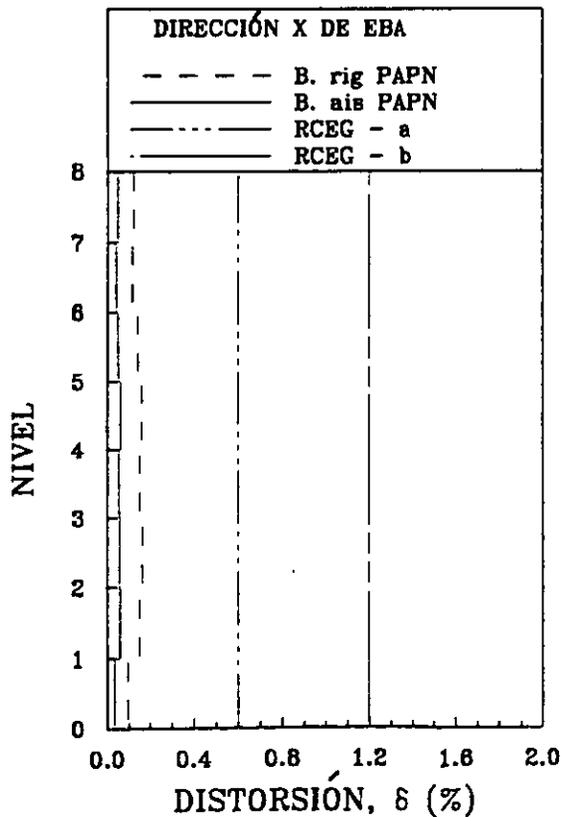
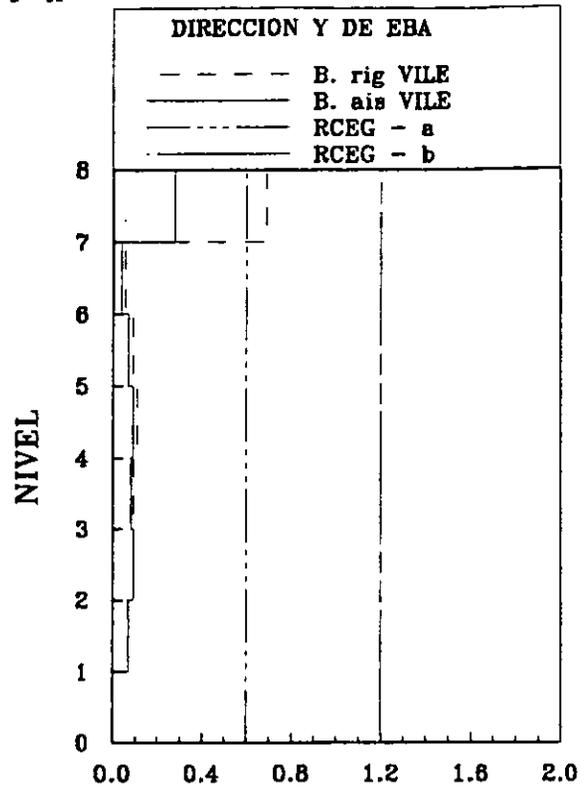
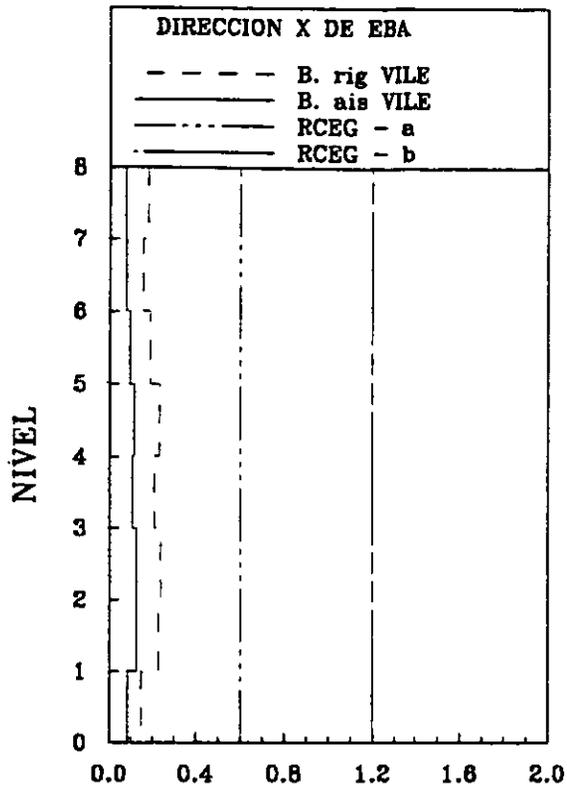


Figura 9.11 Distorsiones en el Edificio EBA ante acelerogramas escalados

SISMO Y-X



SISMO Y-X

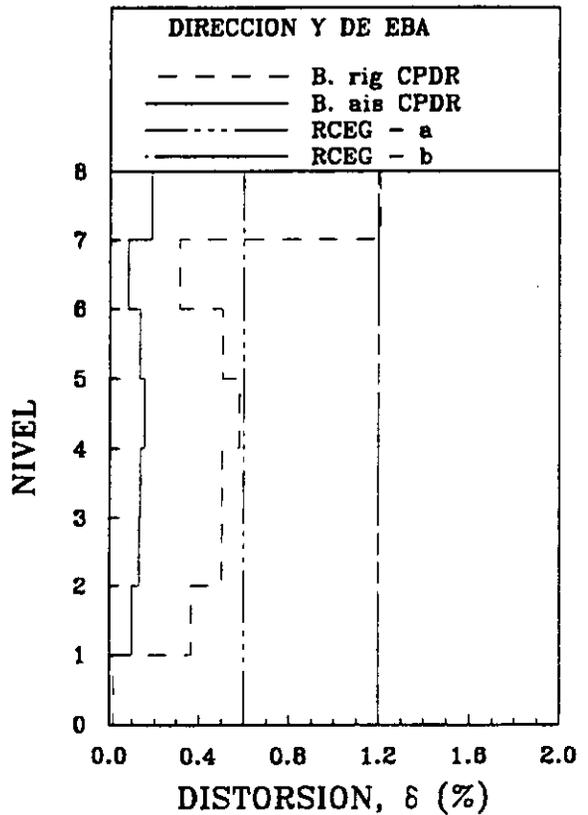
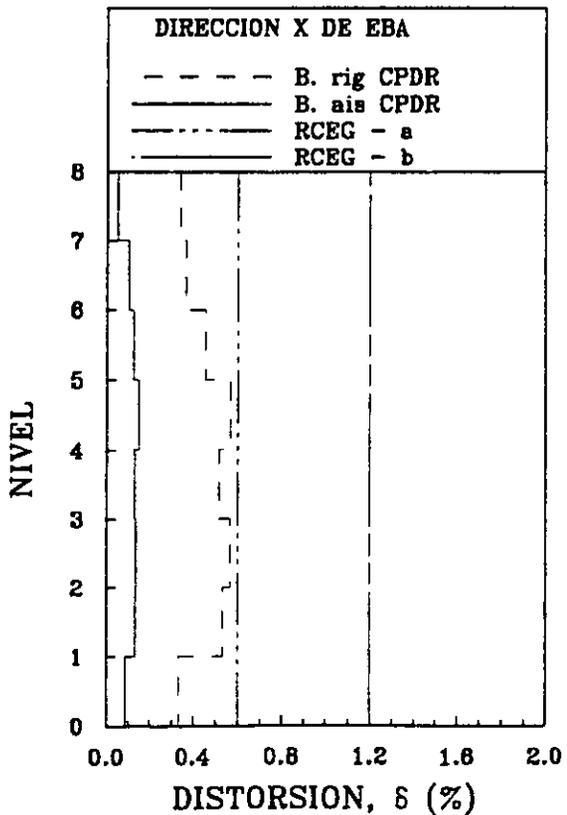
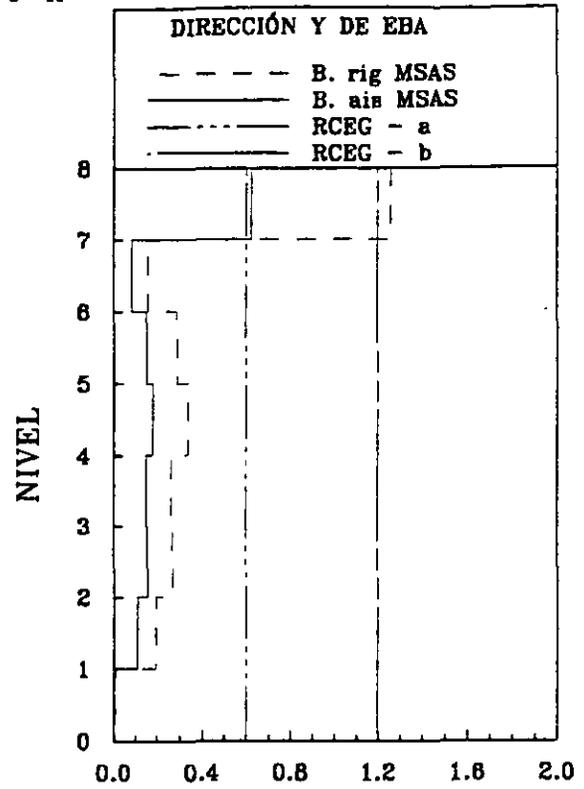
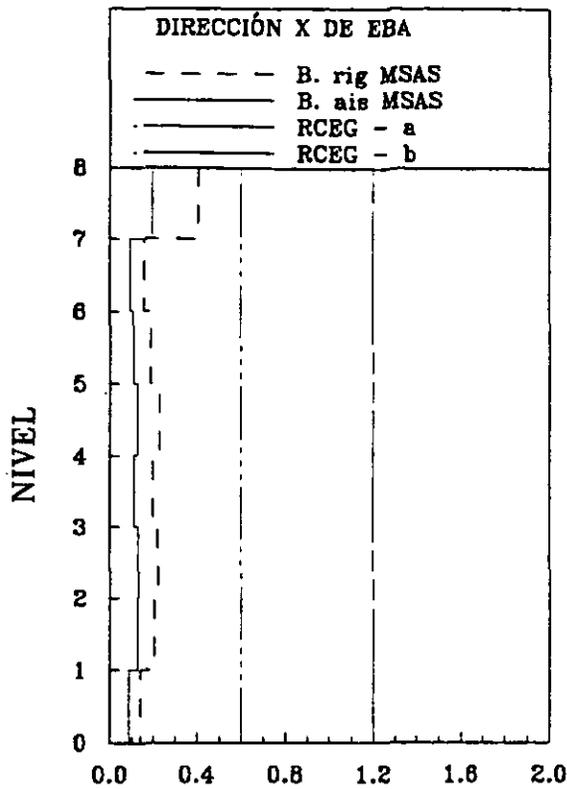


Figura 9.12 Distorsiones en el Edificio EBA ante acelerogramas escalados

SISMO Y-X



SISMO X-Y

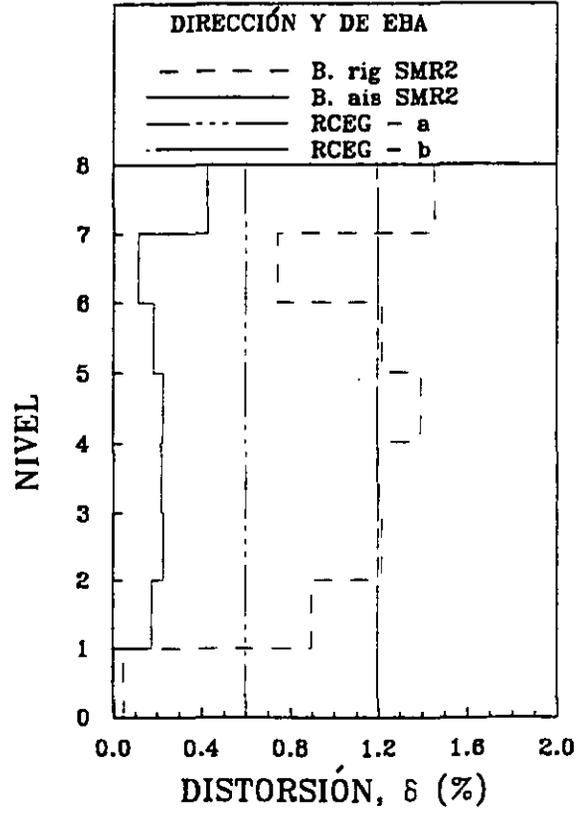
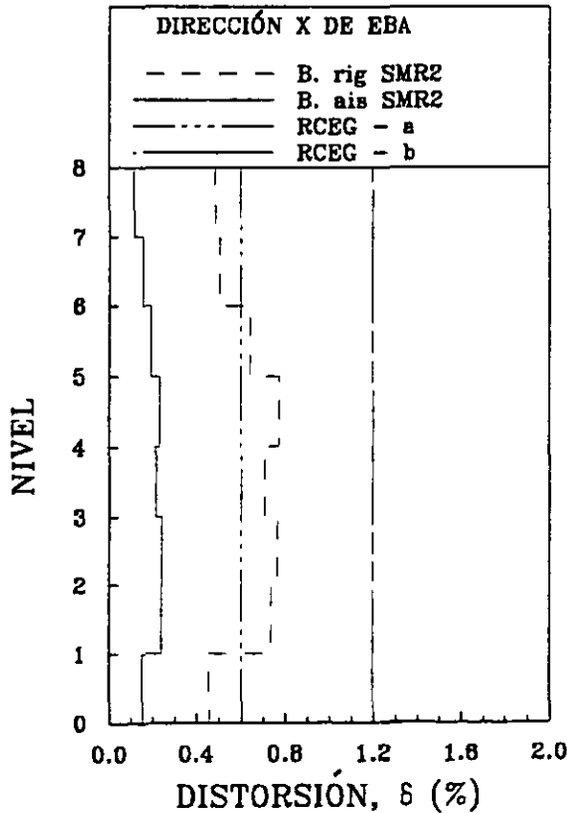


Figura 9.13 Distorsiones en el Edificio EBA ante acelerogramas escalados

SISMO Y-X

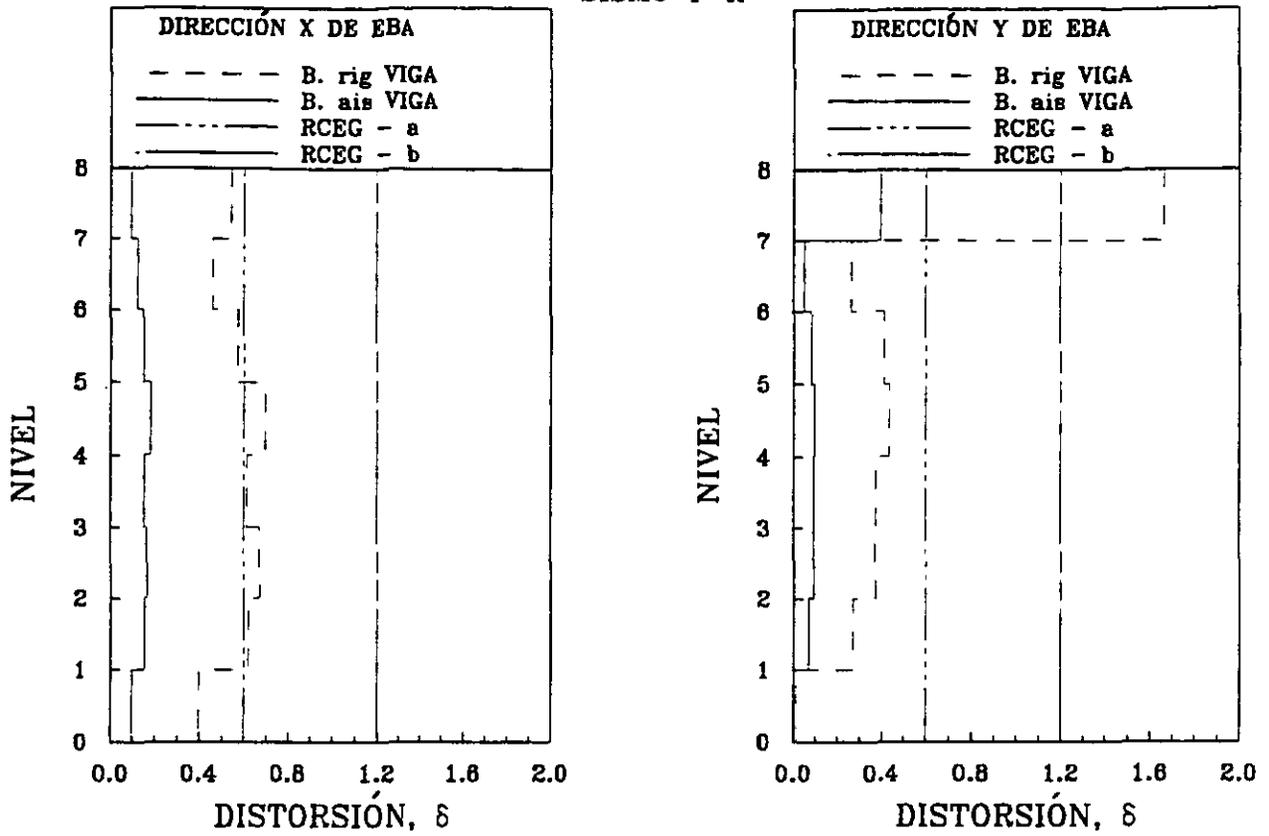
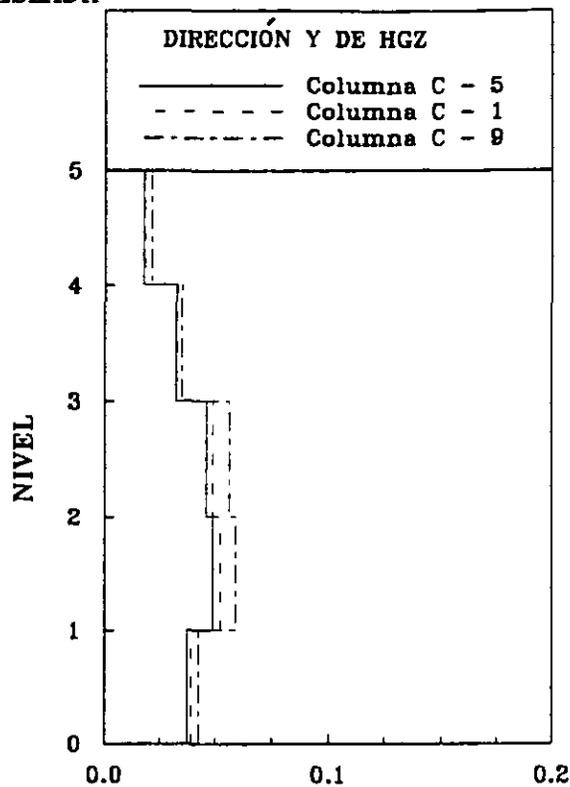
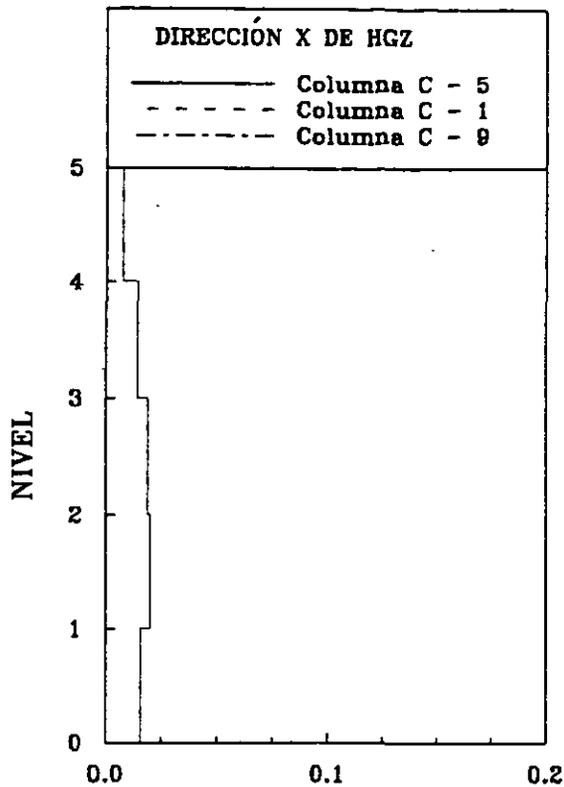


Figura 9.14 Distorsiones en el Edificio EBA ante acelerograma escalado

BASE AISLADA



BASE RIGIDA

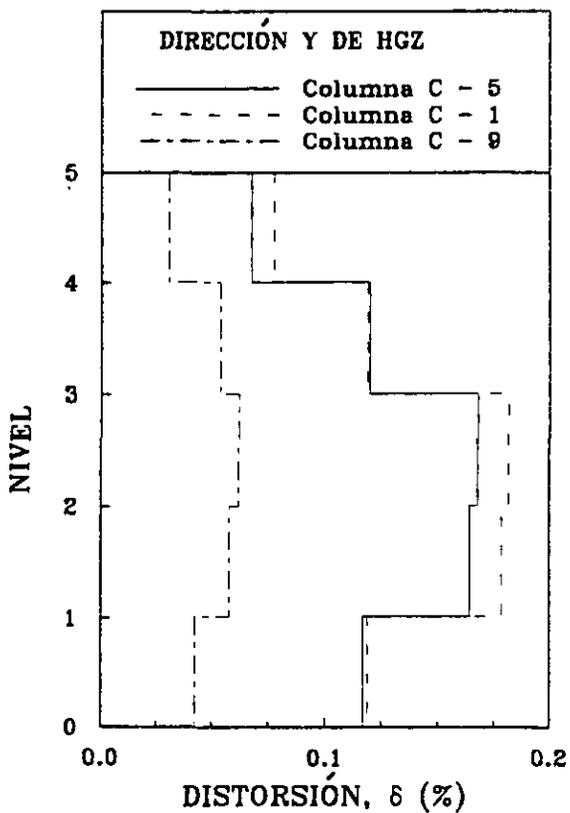
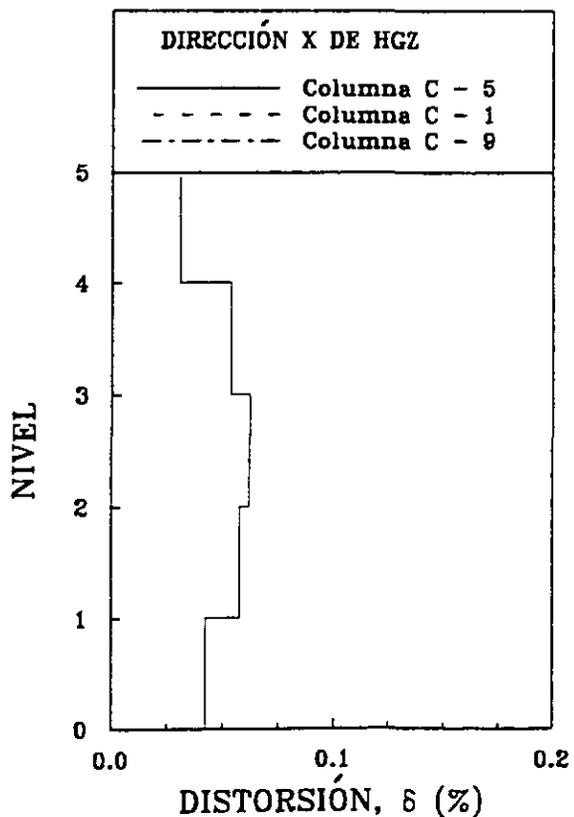
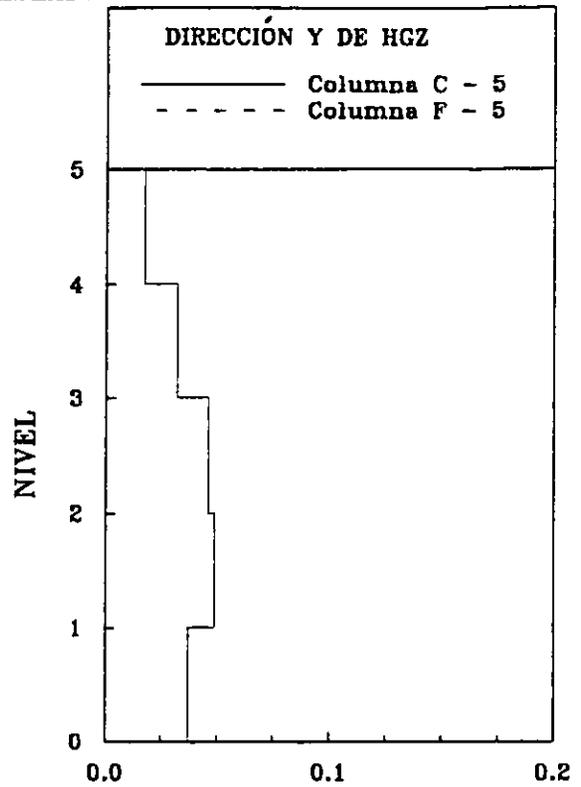
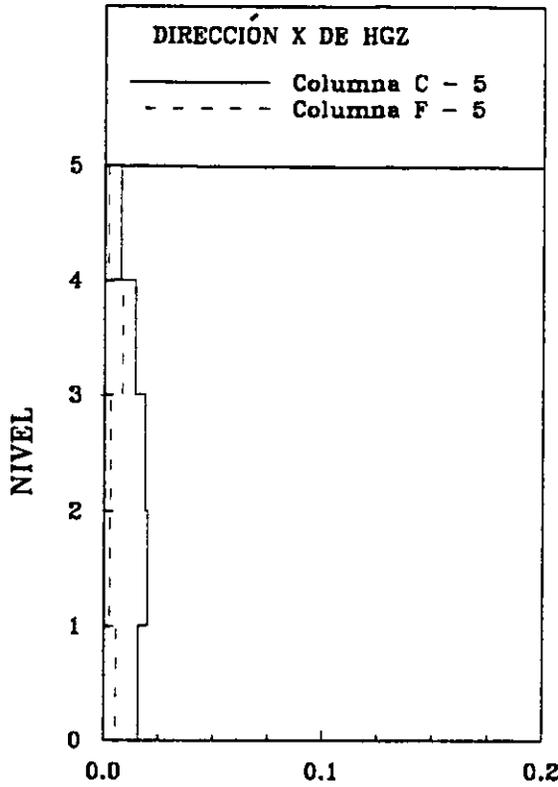


Figura 9.15 Torsión en el Edificio HGZ ante el registro UNIO 19/09/85

BASE AISLADA



BASE RIGIDA

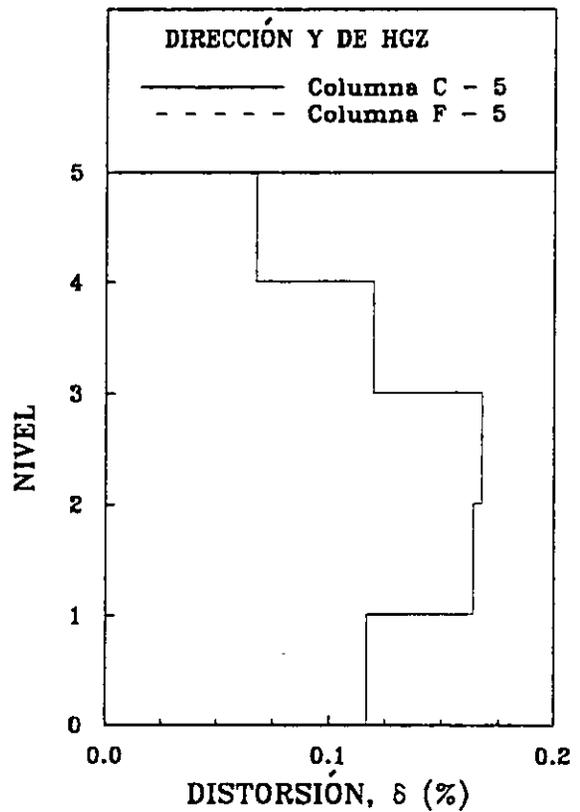
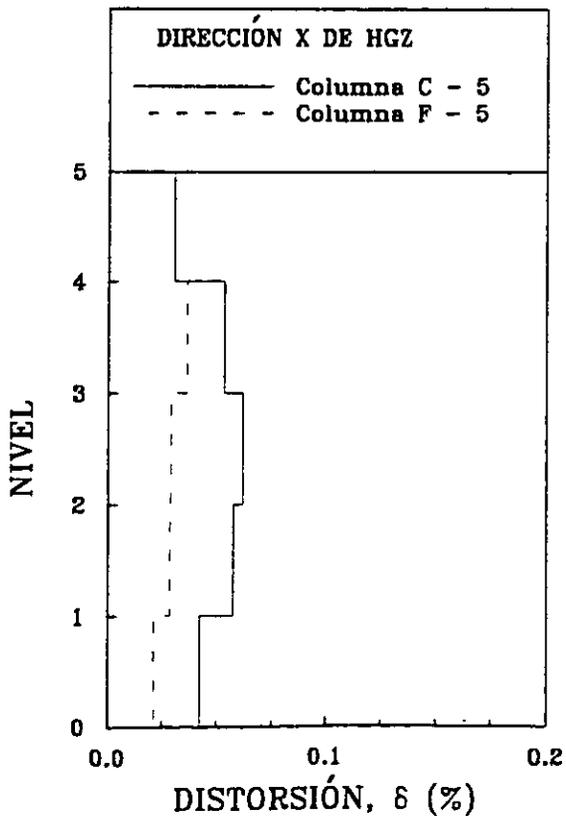
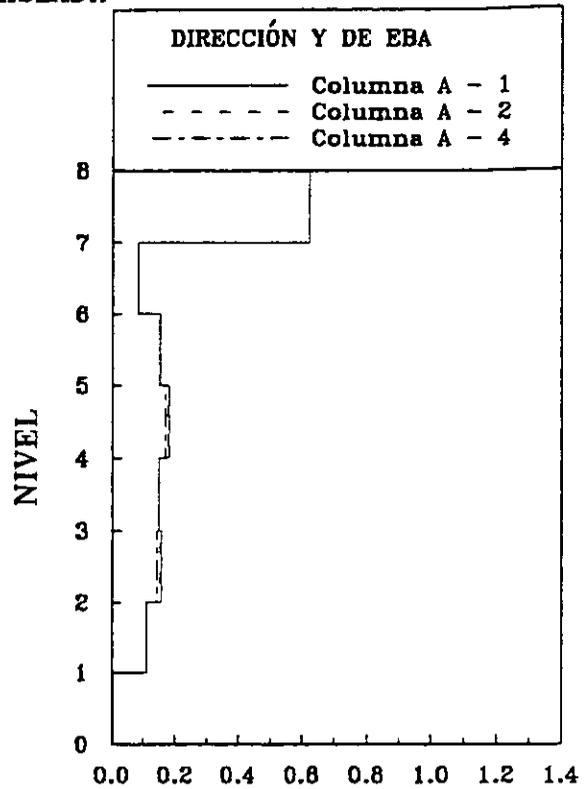
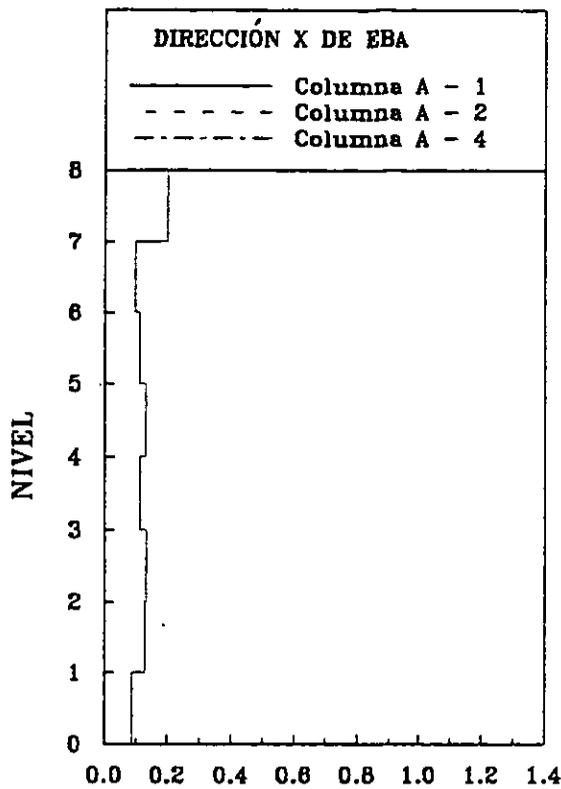


Figura 9.16 Torsión en el Edificio HGZ ante el registro UNIO 19/09/85

BASE AISLADA



BASE RIGIDA

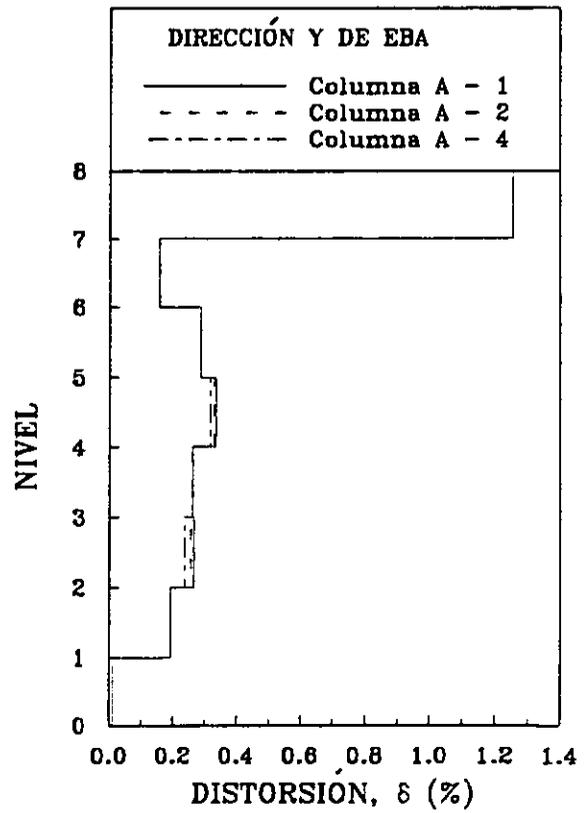
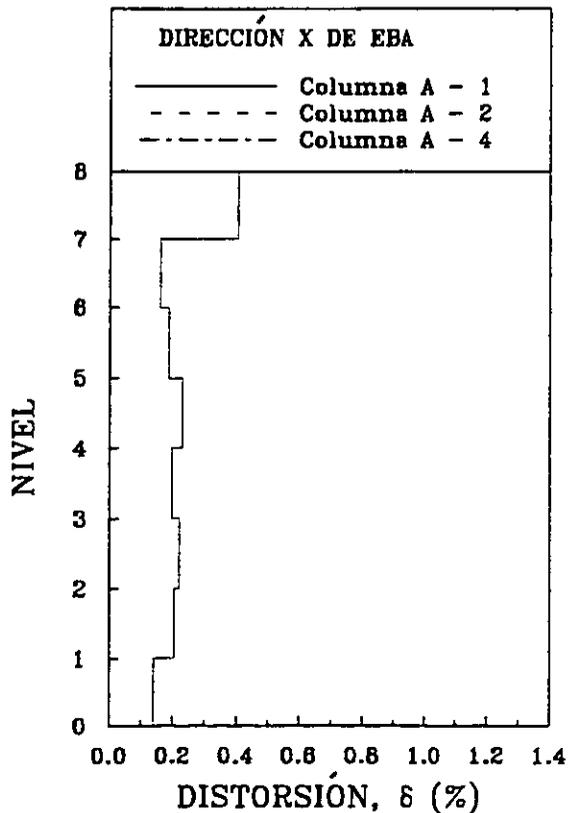
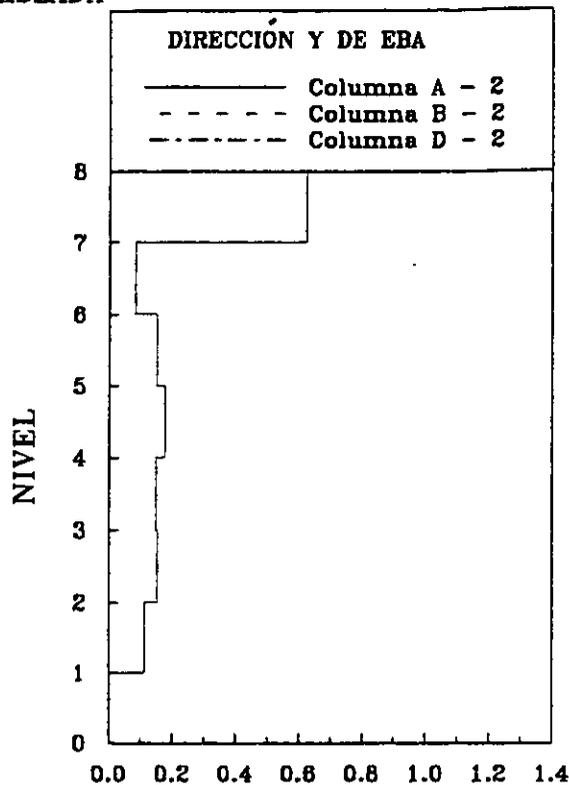
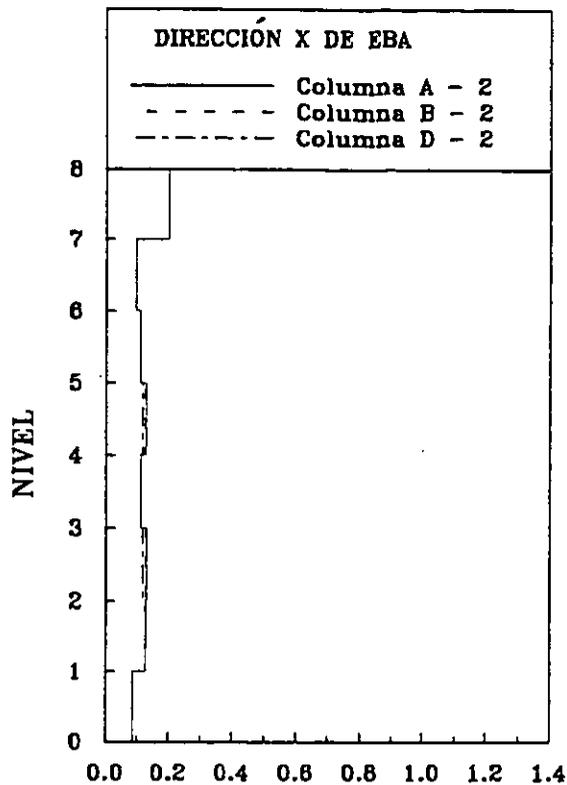


Figura 9.17 Torsión en el Edificio EBA ante el registro SMR2 25/04/89

BASE AISLADA



BASE RIGIDA

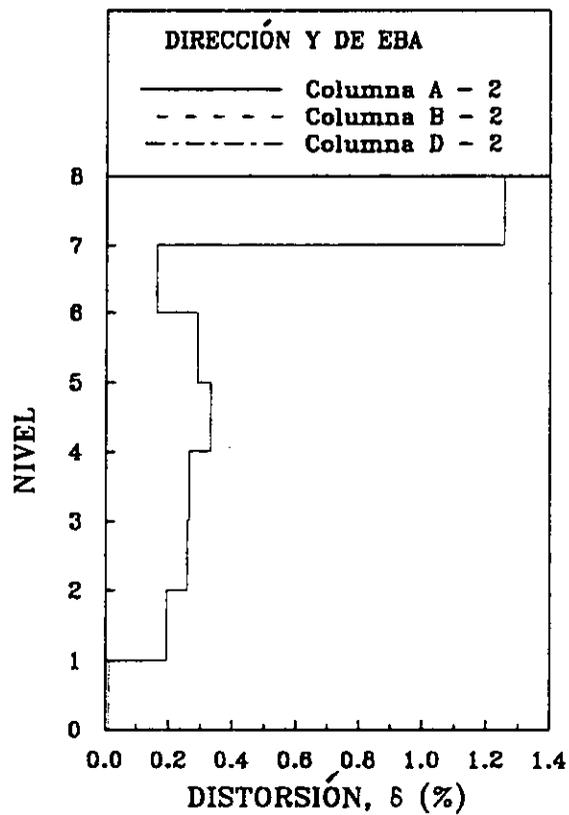
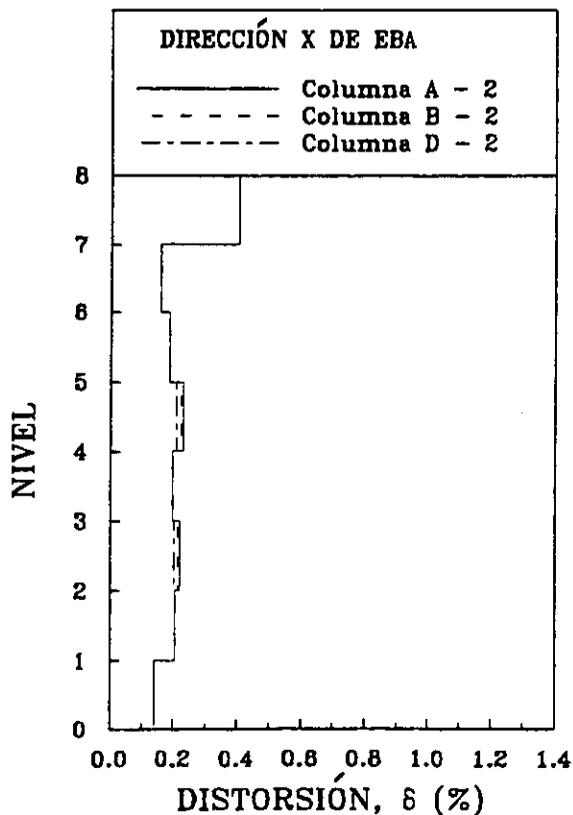


Figura 9.18 Torsión en el Edificio EBA ante el registro SMR2 25/04/89

CONCLUSIONES

Se realizó una propuesta para el diseño dinámico de estructuras con aislamiento de base localizadas en la costa del Pacífico mexicano, ubicadas en la zona sísmica D terreno tipo I (roca) de acuerdo a la clasificación del RCEG-90 y MOC-93. Para este estudio se tomó como base el reglamento UBC-97. Sin embargo, no todo se puede adaptar de él, ya que hay que considerar la realidad sísmica de México. El aspecto que sufrió de una modificación mayor fue la ecuación para la obtención del desplazamiento, ya que la estipulada en el UBC-97 fue obtenida a partir de estudios de la sismicidad de los Estados Unidos, por lo que no resultaría lógico aplicar la misma fórmula para diseñar estructuras aisladas en México. Por lo anterior, para encontrar una ecuación congruente con la sismicidad de la costa de Guerrero se tuvo que recopilar una variedad de registros acelerográficos de estaciones situadas en esa zona y en el terreno descrito al principio de este párrafo. Una vez obtenidos, se escalaron a una misma magnitud ($M_s = 8.1$) y se obtuvieron los espectros de desplazamiento para diversos amortiguamientos ($\xi = 5\%$, 10% , 15% , y 20%). A partir de ellos se calculó un espectro de diseño basado en criterios probabilísticos expuestos en el capítulo 5, y se estableció una ecuación lineal que definiera el mencionado espectro para un intervalo de periodos comprendido entre uno y medio y tres segundos ($1.5 \text{ s} \leq T \leq 3.0 \text{ s}$). A diferencia del UBC-97, esta ecuación únicamente está en función del periodo, ya que se estableció una para cada nivel de amortiguamiento.

La ecuación de desplazamiento no cubre completamente los acelerogramas que provocan los desplazamientos más fuertes (por ejemplo los registros artificiales de la estación SMR2), por lo que era de esperarse que en el análisis no lineal se superaran los desplazamientos de diseño. Ello no indica que el método propuesto no funcione, ya que dichos registros fueron generados a partir de un acelerograma epicentral. Ello significa que la estructura debe estar localizada en una zona muy cercana al epicentro del sismo para que los desplazamientos propuestos sean superados.

En este trabajo se evaluaron los beneficios del uso de este sistema, para lo cual se diseñó el sistema de aislamiento para dos estructuras con propiedades dinámicas distintas y se comparó su desempeño con un diseño en base rígida. A partir de dicho estudio se observó que existe una reducción de los siguientes factores que actúan en la superestructura:

- 1) El cortante basal.
- 2) Las distorsiones de entrepiso.
- 3) Los efectos de la torsión.
- 4) Los volúmenes de material.

Este último factor no necesariamente implica que el costo total de la construcción sea menor, ya que tanto el costo de los aisladores como el de la losa ubicada en la interfase de la estructura y el sistema de aislamiento pueden originar que éste se incremente de manera sustancial. Sin embargo, el beneficio de tener un menor volumen de material puede radicar en tener menores masas, lo que origina que las descargas a la cimentación sean menores. Para seguir estudiando la ventaja que ofrece el aislamiento al reducir el volumen de material a usar, sería interesante estudiar dicho impacto en el diseño de estructuras de acero estructural con aislamiento sísmico de base.

Las ventajas mencionadas podrían hacer parecer al aislamiento de base como la panacea. Sin embargo, el diseño de una estructura es un caso singular, ya que es poco probable que existan estructuras completamente iguales, lo que obliga a utilizar el criterio para encontrar una solución adecuada a cada problema estructural que se presente. Esto implica que no siempre el uso del aislamiento sísmico será la solución más acertada, ya que como se mencionó al inicio de este trabajo, el tipo de terreno sobre el cual se desplantará la estructura y el periodo fundamental de la misma son factores que influyen para decidir si emplear o no el aislamiento sísmico de base.

Considero que hace falta un mayor número de acelerogramas de la zona en estudio, para poder establecer con mayor precisión las ecuaciones de desplazamiento para distintos niveles de amortiguamiento. De igual forma conviene hacer un estudio similar para las demás zonas de la República donde es factible el uso del aislamiento de base. Un factor que es importante estudiar con detalle, es la importancia que tiene la cercanía de una falla activa al lugar donde se ubicará la estructura. Este es un punto que no se puede adoptar del reglamento UBC-97, debido a que se carecen de estudios que permitan proponer un valor homólogo basado en la sismicidad de la costa del Pacífico mexicano para la propuesta del método dinámico, objeto de este trabajo. Convendría que gente especializada en movimientos del terreno estableciera los niveles de desplazamiento esperados utilizando los criterios probabilísticos empleados para el cálculo del espectro de diseño del RCEG-90.

Falta realizar estudios donde se incorpore la componente vertical del sismo tanto para estructuras aisladas como para estructuras con base rígida. Ello llevaría a establecer de manera racional la aceleración vertical que debe incorporarse a las combinaciones de carga para cada tipo de terreno y cada zona sísmica. De manera adicional, convendría realizar análisis no lineales de un modelo que incorpore tanto el sistema de aislamiento como la superestructura. Esto serviría para evaluar el desempeño de la construcción ante sismos severos y se podría llegar a calcular con base en dichos estudios el factor de reducción de fuerzas sísmicas para estructuras con aislamiento de base tanto regulares como irregulares en su configuración (Q_a y Q_a').

REFERENCIAS

Arciniega, A., L. E. Pérez, E. Reinoso y E. Vera (1991), "El sismo de abril de 1989", Boletín del Centro de Investigación Sísmica de la Fundación Javier Barros Sierra, Vol I, Num I, pp. 12 - 47.

"Base nacional de datos de sismos fuertes, Catálogo de estaciones acelerográficas 1960 - 1992" (1993), Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México.

"Base nacional de datos de sismos fuertes, Catálogo de acelerogramas 1960 - 1993" (1995), Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México.

Boore, D. M (1983), "Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 73, No. 6, pp. 1865 - 1894.

Buckle, I. y R. Mayes (1990), "Seismic isolation: History, application, and performance - A world view", *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 2, pp. 161 - 201.

Carmona, C., E. Mena, L. Alcántara, R. Delgado y O. Domínguez (1987), "Catálogo de acelerogramas procesados del sismo del 19 de septiembre de 1985. Parte II: réplica del 21 de septiembre en la Ciudad de México", *Series del Instituto de Ingeniería No. 503*, Universidad Nacional Autónoma de México.

Chopra, A. K. (1995), **Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering**, primera edición, Prentice Hall, Estados Unidos de América.

Constantinou, M., A. Mokha y A. M. Reinhorn (1990), "Teflon bearings in base isolation. II: modeling", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, No. 2, pp. 455 - 474.

Constantinou, M., A. Kartoum, A. M. Reinhorn y P. Bradford (1992), "Sliding isolation system for bridges: Experimental study", *Earthquake Spectra*, Vol. 8, No. 8, pp. 321 - 344.

"Directory of seismically isolated bridges" (1995-a), DIS Projects completed or under construction, pp. 1-6.

"Directory of seismically isolated buildings" (1995-b), DIS Projects completed or under construction, pp. 1-7.

Esteva, L. (1988), "The Mexico earthquake of September 19, 1985 - Consequences, lessons and impact on research", *Earthquake Spectra*, Vol 4, No. 3, pp. 413 - 426.

- Focardi, F. y E. Manzini (1980), "A energy - sink device for antiseismic constructions", *Memorias, International Conference on Engineering for Protection from Natural Disasters*, Bangkok, Tailandia, pp. 453 - 464.
- Foutch, D., J. Gambill y F. Garza Tamez (1993), "Investigation of a seismic base isolation system based on pendular action", *Structural Research Series No 578*, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana - Champaign.
- García, O., A. G. Ayala y U. Mena (1997), "Comportamiento sísmico de puentes con apoyos elastoméricos", *Memorias, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, México, Vol. II, pp. 997 - 1006.
- Giuliani, G. (1992), "Structural design, analysis and full scale tests of seismically isolated buildings", *Engineering Structures*, Vol. 15 No. 2, pp. 102 - 116.
- Gómez Soberón, L. A. A. (1996), "Procedimientos y recomendaciones para el diseño de estructuras aisladas sísmicamente en México", *Tesis profesional de Ingeniería Civil*, Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, Puebla, Puebla, 137 pp.
- González, R. y J. F. Noguez (1994), "Respuesta teórica de un edificio con aisladores de base", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 46, pp. 23 - 52.
- Habibullah, A. (1991), "ETABS, Building analysis and design", Computer & Structures Inc., Vols I y II, Berkeley, California.
- Habibullah, A. (1992), "CONKER, Concrete design", Computer & Structures Inc, Berkeley, California.
- Kelly, J. (1986), "Progress and prospects in seismic isolation", *Memorias, ATC 17 Seminar and Workshop on Base Isolation and Passive Energy Dissipation*, San Francisco, California, pp. 29 - 37.
- Kelly, J. (1993), "State of the art and state of the practice in base isolation", *Memorias, ATC 17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control*, San Francisco, California, Vol. I, pp. 9 - 26.
- Kelly, J. (1993-b), **Earthquake - resistant design with rubber**, primera edición, Springer - Verlag, Estados Unidos de América.
- Kelly, J. (1995), "Final report on the international workshop on the use of rubber-based bearings for the earthquake protection of buildings", *Reporte UBC/EERC-95/05*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.

- Mayes, R. L., G. Buckle, T. E. Kelly y L. R. Jones (1992), "AASHTO seismic isolation design requirements for highway bridges", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 1, pp. 284 - 304.
- McKay, G. R., H. E. Chapman y D. K. Kirkcaldie (1990), "Seismic isolation: New Zealand applications", *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 2, pp. 203 - 222.
- MOC-93 (1993), "Manual de diseño de obras civiles, Diseño por sismo", *Comisión Federal de Electricidad*, México.
- Moehle, J. *et al.* (1995), "Chapter 6: Highway bridges and traffic management", **Northridge earthquake reconnaissance report**, Vol. 1, *Earthquake spectra*, suplement C to volume 11, pp. 287 - 372.
- Mokha, A. S., A. Navinchandra, M. C. Constantinou y V. Zayas (1996), "Seismic isolation retrofit of large historic building", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, No. 3, pp. 298 - 308.
- Mostaghel, N. (1986), "Resilient - friction base isolator". *Memorias, ATC 17 Seminar and Workshop on Base Isolation and Passive Energy Disipation*, San Francisco, California, pp. 221- 230.
- Nagarajaiah, S., A. M. Reinhorn y M. C. Constantinou (1993), "Torsional coupling in sliding base - isolated structures", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 1, pp. 130 - 149.
- Nagarajaiah, S., A. M. Reinhorn y M. C. Constantinou (1993 b), "Torsion in base - isolated structures with elastomeric isolation systems", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 10, pp. 2932-2951.
- NTCS-95 (1995), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México.
- NTCC-96 (1996), "Normas técnicas complementarias para diseño de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México.
- Ordaz, M., J. Arboleda y S. K. Singh (1993), "Un nuevo método para simular acelerogramas usando registros pequeños como funciones de Green empíricas", *Memorias, IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puerto Vallarta, Jalisco, México, Vol. I, pp. 28-35.
- Ortiz Alemán, J. C. (1998), Comunicación personal.

Paulson, T.J., D. P. Abrams y R. L. Mayes (1991), "Shaking table study of base isolation for masonry buildings", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No. 11, pp. 3315 - 3336.

Pérez Rocha, L. E. (1998), Comunicación personal.

RCEG-90 (1990), "Reglamento de construcciones para el estado de Guerrero, Diseño por Sismo", México

Rojas, R. y J. M. Jara (1996), "Analytical study of base isolated buildings in Mexico", *Memorias, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, México, Artículo 1539, CD ROM.

Rosenblueth, E. y R. Gómez (1991). "Comentarios y ejemplos a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo, DDF", *Series del Instituto de Ingeniería ES-7*, Universidad Nacional Autónoma de México.

Salazar, M. (1998), "Espectros tripartitas de capacidad para el diseño de estructuras aisladas sísmicamente", *Tesis Profesional de Ingeniería Civil*, Universidad La Salle, México D.F., 182 pp.

Singh, S. K. y M. Ordaz (1994), "Sismicidad y movimientos fuertes en México: una visión actual", Cuadernos de Investigación, Centro Nacional de Prevención de Desastres, No. 18.

Skinner, R. I., W. H. Robinson y G. H. McVerry (1993). **An introduction to seismic isolation**, primera edición, John Wiley and Sons, Inglaterra.

Sosa, A. y S. E. Ruiz (1992), "Análisis estructural y costos de edificios con aisladores sísmicos", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 44, pp. 11 - 28.

Sparacio, R., I. Vanzì, F. Cavuoto, y G. Zampino (1992), "Retrofit through base-isolation: S. Pietro-Frigento", *Memorias, Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, España, Vol. 4, pp. 5347-5351.

Tena-Colunga, A. (1996), "Some retrofit options for the seismic upgrading of old low - rise school buildings in Mexico", *Earthquake Spectra*, Vol 12, No. 4, pp. 883 - 902.

Tena-Colunga, A., C. Gómez-Soberon y A. Muñoz-Loustaunau (1997), "Seismic isolation of buildings subjected to typical subduction earthquake motions for the Mexican Pacific Coast", *Earthquake Spectra*, Vol. 13, No. 3, pp. 505-532.

Tena Colunga, A. (1997-a). Comunicación Personal.

Tena Colunga, A. (1997-b), "Evaluación de un método de diseño estático para el aislamiento sísmico de estructuras de la costa mexicana del Pacífico", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 57, pp. 1 - 34.

Tena Colunga, A. (1997-c), "Espectros de demandas de ductilidad para la evaluación de estructuras existentes ante sismos", *Memorias, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Veracruz, México, Vol. I, pp. 671-682.

Tena Colunga, A. *et al.* (1997), "Capítulo 11: Edificios", *El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995*, Arturo Tena Colunga, Editor, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Universidad De Colima, primera edición, pp. 268 - 278.

Tena-Colunga, A. y E. del Valle (1998), "Evaluation of seismic response modification factors of Mexico's Federal District Code for irregular RC buildings", *Memorias, Sixth National Conference in Earthquake Engineering*, Seattle, Washington, mayo - junio, Artículo 252, CD ROM.

"Uniform Building Code, 1997 Edition", *International Conference of Building Officials*, Whittier, California.

Zamorano, R., M. Sarrazin y G. Toro, (1996). "Development and testing of teflon sliding bearings", *Memorias, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, México, Artículo 1334, CD ROM.

Zayas, V., T. Piepenbrock y T. Al-Hussaini (1993), "Summary of testing of friction pendulum seismic isolation system, 1986 - 1993", *Memorias, ATC 17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control*. San Francisco, California, Vol. I, pp. 377-388.